



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y TIEMPOS DE
EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO DE CUATRO
PLANTAS EN ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO.

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

AUTORES:
JOSTYN MATEO ASTUDILLO ALBA.
WILLIAM JOSE SIGUENCIA BRAVO.

DIRECTOR:
ING. DAVID RICARDO CONTRERAS LOJANO.

CUENCA-ECUADOR
2025.

Resumen

La presente tesis tiene como finalidad realizar un análisis comparativo entre dos sistemas estructurales ampliamente utilizados en la construcción de edificaciones: el acero estructural y el hormigón armado. Se toma como caso de estudio la estructura de un edificio de cuatro plantas destinado a uso habitacional, desarrollando modelos estructurales equivalentes en ambos materiales. El estudio se enfoca en evaluar y comparar los costos directos de construcción incluyendo materiales, mano de obra y equipos, así como los tiempos estimados de ejecución para cada alternativa. Se aplican criterios técnicos normativos vigentes, cronogramas detallados de actividades y presupuestos referenciales con precios actualizados. Los resultados obtenidos permiten identificar las ventajas y desventajas de cada sistema estructural, facilitando una toma de decisiones más informada en etapas tempranas del diseño. Finalmente, se concluye que la elección del sistema debe considerar no solo los costos, sino también el tiempo, la eficiencia constructiva y las condiciones específicas del entorno del proyecto.

Palabras clave

Estructura, acero estructural, hormigón armado, costos de construcción, tiempos de ejecución.

Abstract

This thesis aims to carry out a comparative analysis between two widely used structural systems in building construction: structural steel and reinforced concrete. The case study focuses on the structure of a four-story building intended for residential use, with equivalent structural models developed for both materials. The study centers on evaluating and comparing the direct construction costs including materials, labor, and equipment as well as the estimated execution times for each alternative. Current technical standards, detailed activity schedules, and reference budgets with updated prices are applied. The results identify the advantages and disadvantages of each structural system, supporting more informed decision-making during the early stages of design. The study concludes that the selection of the structural system should consider not only costs but also execution time, construction efficiency, and the specific conditions of the project environment.

Keywords

Structure, structural steel, reinforced concrete, construction costs, execution time.

Índice de contenidos

Resumen	i
Palabras clave	i
Abstract.....	i
Keywords.....	i
Índice de tablas	v
Índice de ecuaciones	vii
Introducción.....	1
1 Capítulo I.....	1
1.1 Descripción del modelo estructural	1
1.2 Parámetros y elementos utilizados para estimaciones de cargas gravitatorias	2
1.2.1 Características de la losa (hormigón armado).....	2
1.2.2 Características de la losa (acero).....	2
1.3 Parámetros utilizados para estimaciones de cargas sísmicas... ..	3
1.3.1 Geología y zonificación sísmica (factor z).....	3
1.3.2 Factores de importancia	3
1.4 Espectro de diseño	4
2 Capítulo II.....	4
2.1 Análisis estructural en hormigón armado.	4
2.1.1 Periodo de vibración según nec15 – método 1	4
2.1.2 Cortante basal	4
2.1.3 Comparación cortante basal estático y dinámico.....	6
2.1.4 Cumplimiento cortante basal	7
2.1.5 Comprobación de los modos de vibración y participación modal en hormigón armado.....	8
2.1.6 Derivas elásticas de la estructura	9
2.1.7 Cumplimiento de derivas inelásticas en x	9
2.1.8 Cumplimiento de derivas inelásticas en y	10
2.2 Análisis estructural en acero	10
2.2.1 Periodo de vibración según nec15 – método 1	10
2.2.2 Cortante basal	10
2.2.3 Comparación cortante basal estático y dinámico.....	11
2.2.4 Cumplimiento cortante basal	12
2.2.5 Comprobación de los modos de vibración y participación modal en hormigón armado.....	14
2.2.6 Derivas elásticas de la estructura	15

2.2.7	Cumplimiento de derivas inelásticas en x	15
2.2.8	Cumplimiento de derivas inelásticas en y	15
3	Capítulo III: Diseño estructural	16
3.1	Diseño estructural en hormigón armado.....	16
3.1.1	Diseño de columnas.....	16
3.1.1.1.	Columna de sección 45x45cm.....	16
3.1.1.2.	Columna de sección 50x50cm.....	18
3.1.2	Diseño de vigas.....	21
3.1.2.1.	Viga en el eje “y” de sección 40x60cm.....	21
3.1.3	Diseño de zapatas aisladas.....	24
3.1.3.1.	Zapata rectangular 1 para columna de sección 40x45cm.....	24
3.1.4	Diseño de losas alivianadas	29
3.1.5	Diseño de nudo	30
3.2	Comprobación de columna fuerte viga débil.....	33
3.2.1	Determinación del Momento Resistente de la Columna	33
3.2.2	Momento Resistente de Viga y Verificación del Criterio Columna Fuerte – Viga Débil	34
3.3	Diseño estructural en acero.....	35
3.3.1	Diseño de perfiles para columnas	35
3.3.2	Diseño de pedestales.....	36
3.3.3	Diseño de placas – bases de columna.....	36
3.3.4	Diseño de perfiles para vigas.....	38
3.3.5	Diseño de zapatas aisladas.....	40
Capítulo IV:	Presupuesto.....	41
4.1	Metodología de elaboración del presupuesto	41
4.2	Presupuesto de estructura en hormigón armado	42
4.3	Presupuesto de estructura en acero estructural	43
5	Capítulo V	44
5.1	Cronogramas Valorados	44
5.1.1	Estructura de Acero (Duración estimada: 3 meses)	44
5.1.2	Estructura de Hormigón Armado (Duración estimada: 9 meses).....	45
6	Capítulo VI.....	45
6.1	Resultados.....	45
7.	Conclusiones.....	47
8	Capítulo VIII	48
8.1	Recomendaciones	48
9	Capítulo IX	49

9.1 Referencias	49
10. Anexos	50
10.1 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Columnas)	50
10.2 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Vigas)	50
10.3 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Zapatas Aisladas)	50
10.4 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Losas Alivianadas)	50
10.5 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Nudo)	50
10.6 Anexo Hormigón Armado (Comprobación Columna Fuerte – Viga Débil)	50
10.7 Anexo Acero (Diseño de Perfiles de Columna)	50
10.8 Anexo Acero (Diseño de Placas – Bases de Columna)	50
10.9 Anexo Acero (Diseño de Perfiles de Viga)	50
10.10 Anexo Acero (Diseño de Zapatas Aisladas)	50
10.11 Presupuesto en Hormigón Armado	50
10.12 Presupuesto en Acero	50
10.13 Planos Estructurales	50

Índice de tablas

Tabla 1.1: Característica de losa en diseño de hormigón armado	2
Tabla 1.2: Característica de losa en diseño de acero	3
Tabla 2.1: Factores de comportamiento e irregularidades.....	5
Tabla 2.2: Cortante basal estático.....	5
Tabla 2.3: Distribución de fuerzas y cortante basal estático en X.....	5
Tabla 2.4: Distribución de fuerzas y cortante basal estático en Y.....	5
Tabla 2.5: Cálculo de coeficientes en amplificación.....	7
Tabla 2.6: Cortantes dinámicos amplificados.....	8
Tabla 2.7: Modos de vibración.....	8
Tabla 2.8: Derivas.....	9
Tabla 2.9: Cumplimiento de derivas inelásticas en x	9
Tabla 2.10: Cumplimiento de derivas inelásticas en y	10
Tabla 2.11: Período de vibración en acero	10
Tabla 2.12: Factores de comportamiento e irregularidades.....	10
Tabla 2.13: Cortante basal estático.....	10
Tabla 2.14: Distribución de fuerzas y cortante basal estático en X.....	11
Tabla 2.15: Distribución de fuerzas y cortante basal estático en Y.....	11
Tabla 2.16: Cálculo de coeficientes de amplificación.....	12
Tabla 2.17: Cortantes dinámicos amplificados	13
Tabla 2.18: Modos de vibración.....	14
Tabla 2.19: Derivas.....	15
Tabla 2.20: Derivas en X.....	15
Tabla 2.21: Derivas en Y	15
Tabla 3.1: Geometría y dimensiones Columna 45x45	16
Tabla 3.2: Características de los materiales Columna 45x45	16
Tabla 3.3: Datos diseño a corte Columna 45x45.....	17
Tabla 3.4: Separación de estribos en la Zona Crítica Columna 45x45.....	18
Tabla 3.5: Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica Columna 45x45.....	18
Tabla 3.6: Separación de estribos en la Zona Central Columna 45x45.....	18
Tabla 3.7: Geometría y dimensiones de la Columna 50x50.....	19
Tabla 3.8: Características de los materiales Columna 50x50.....	19

Tabla 3.9: Datos diseño a corte Columna 50x50.....	20
Tabla 3.10: Separación de estribos en la Zona Crítica Columna 50x50.....	20
Tabla 3.11: Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica Columna 50x50.....	21
Tabla 3.12: Separación de estribos en la Zona Central Columna 50x50.....	21
Tabla 3.13: Geometría y dimensiones de la Viga 40x60.....	21
Tabla 3.14: Características de los materiales Viga 40x60.....	22
Tabla 3.15: Datos diseño a corte Viga 40x60.....	23
Tabla 3.16: Separación y longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica Viga 40x60	23
Tabla 3.17: Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante.....	24
Tabla 3.18: Datos de diseño Zapata 1.....	24
Tabla 3.19: Predimensionamiento Zapata 1	25
Tabla 3.20: Diseño a corte tipo viga Zapata 1	26
Tabla 3.21: Diseño a corte por punzonamiento Zapata 1	27
Tabla 3.22: Diseño a flexión Zapata 1	28
Tabla 3.23: Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados.....	30
Tabla 3.24 Dimensiones de vigas y columnas del nudo.....	31
Tabla 3.25: Ancho efectivo del nudo.....	31
Tabla 3.26: Resistencia nominal del nudo a cortante	32
Tabla 3.27: Resistencia nominal del nudo a corte	32
Tabla 3.28: Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil	34
Tabla 3.29: Diseño de Perfiles de Columnas de acero	35
Tabla 3.30: Armado longitudinal de pedestales	36
Tabla 3.31: Dimensiones de los pernos de anclaje.....	37
Tabla 3.32: Diseño de placas base.....	38
Tabla 3.33: Diseño de Perfiles de Viga	40
Tabla 3.34: Diseño de Zapatas para estructura de acero	40
Tabla 0.1: Presupuesto de estructura en hormigón armado.....	42
Tabla 0.2: Presupuesto de estructura en acero estructural.....	43

Índice de figuras

Figura 2.1: Espectro de diseño NEC-SE-DS	4
Figura 2.2: Cortante basal dinámico dirección X.....	6

Figura 2.3: Cortante basal dinámico dirección Y	6
Figura 2.4: Cortante basal en X.....	7
Figura 2.5: Cortante basal en Y	7
Figura 2.6: Cortante basal dinámico dirección X.....	11
Figura 2.7: Cortante basal dinámico dirección Y	12
Figura 2.8: Cortante basal en X.....	12
Figura 2.9: Cortante basal en Y	13
Figura 3.1: Diagrama de interacción columna 45x45	17
Figura 3.2: Acero longitudinal Columna 45x45.....	17
Figura 3.3: Diagrama de interacción columna 50x50	19
Figura 3.4 Acero longitudinal Columna 50x50.....	20
Figura 3.5 Losa alivianada.....	29
Figura 3.6: Diseño de nudo	30
Figura 3.7: Área efectiva del nudo	30

Índice de ecuaciones

Ecuación 1: Período de vibración.....	4
Ecuación 2: Acero mínimo requerido para refuerzo a corte.....	17
Ecuación 3: Acero mínimo requerido para refuerzo a corte.....	17
Ecuación 4: Resistencia de hormigón a corte en columnas.....	17
Ecuación 5: Resistencia del acero a corte.....	18
Ecuación 6: Acero mínimo requerido para refuerzo longitudinal	25
Ecuación 7: Acero mínimo requerido para refuerzo longitudinal	25
Ecuación 8: Acero máximo requerido para refuerzo longitudinal.....	25
Ecuación 9: Área de acero	25
Ecuación 10: Esfuerzo resistente 1 a corte del hormigón.....	29
Ecuación 11: Esfuerzo resistente 2 a corte del hormigón.....	29
Ecuación 12: Esfuerzo resistente 3 a corte del hormigón.....	29
Ecuación 13: Esbeltez en columnas.....	39
Ecuación 14: Carga a Compresión	39
Ecuación 15: Excentricidad en la placa base.....	40
Ecuación 16: Resistencia nominal afectada.....	40
Ecuación 17: Resistencia nominal afectada.....	42

Ecuación 18: Momento nominal caso (a).....	42
Ecuación 19: Momento nominal caso (b).....	43
Ecuación 20: Momento nominal caso (c).....	43
Ecuación 21: : Resistencia nominal a corte..	43

Introducción

En el campo de la ingeniería civil, la elección del sistema estructural adecuado es un aspecto fundamental que influye directamente en el costo, el tiempo de ejecución y la viabilidad técnica de un proyecto de construcción. Los sistemas de acero estructural y hormigón armado son los más utilizados en edificaciones, y cada uno presenta características particulares en cuanto a diseño, comportamiento estructural y proceso constructivo.

El presente trabajo tiene como finalidad realizar un análisis comparativo de los costos y tiempos de ejecución de la estructura de un edificio de cuatro plantas, utilizando como alternativas el acero estructural y el hormigón armado. Para ello, se desarrollarán modelos estructurales equivalentes en ambos sistemas utilizando el software ETABS, herramienta especializada en el análisis y diseño de estructuras. A través de este software, se llevará a cabo el modelado tridimensional de las estructuras, así como el análisis estático y sísmico conforme a las normativas técnicas vigentes.

Una vez obtenidos los resultados del análisis estructural, se procederá a la estimación de los costos directos de construcción, considerando materiales, mano de obra y equipos, así como a la elaboración de cronogramas de ejecución detallados para cada alternativa. De esta manera, se podrá evaluar el desempeño técnico y económico de ambos sistemas, permitiendo identificar sus ventajas y limitaciones.

Este estudio tiene como propósito brindar una herramienta de análisis útil para profesionales, que contribuya a la toma de decisiones fundamentadas en criterios técnicos, económicos y constructivos, en el marco del diseño estructural de edificaciones de uso habitacional.

1 Capítulo I

1.1 Descripción del modelo estructural

El proyecto consiste en un edificio de cuatro niveles destinado a vivienda, donde la planta baja y las tres superiores albergan departamentos. El sistema estructural seleccionado está compuesto por elementos horizontales y verticales que forman pórticos. Conforme a las normativas nacionales, se optó por pórticos especiales para la estructura de concreto

reforzado y acero. El diseño se enfoca en vigas, columnas, losas y cimientos de concreto, así como en perfiles, juntas y bases de columna de acero. El propósito es garantizar que los elementos estructurales cumplan con los requisitos de resistencia y servicio.

1.2 Parámetros y elementos utilizados para estimaciones de cargas gravitatorias

Las subsecciones siguientes se dedicarán al diseño en hormigón armado y acero, señalando las diferencias pertinentes cuando sea requerido.

1.2.1 Características de la losa (hormigón armado)

En entresijos y cubierta se emplea una losa alivianada con las características indicadas, incluyendo la malla electrosoldada ARMEX R-84 para resistir esfuerzos térmicos y de retracción.

Tabla 1.1: Característica de losa en diseño de hormigón armado

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

Fuente: Elaboración Propia.

Nota: Losa Alivianada e=25cm: Análisis por metro cuadrado m²
Se consideran casetones de 40x40x22cm y una chapa de losa de 5cm, que tiene una resistencia de 240kgf/cm²

El contrapiso se ejecuta con una losa maciza de 10 cm de espesor, incorporando la malla electrosoldada ARMEX R-126 para absorber esfuerzos térmicos y retracción durante el fraguado.

1.2.2 Características de la losa (acero)

En entresijos y cubierta se emplea una losa compuesta (placa colaborante más capa de hormigón) con las características correspondientes, incluyendo la malla electrosoldada ARMEX R-84 para controlar esfuerzos térmicos y retracción por fraguado.

Tabla 1.2: *Característica de losa en diseño de acero*

Características	Peso Unitario	Unidad
Chapa de Hormigón (240kgf/cm ²)		
e=9cm	204	kg/m ²
Placa Colaborante (Novalosa 55)		
e=0.65mm)	6.38	kg/m ²

Fuente: Elaboración Propia.

1.3 Parámetros utilizados para estimaciones de cargas sísmicas

Las subsecciones siguientes abordarán el diseño tanto en hormigón armado como en acero, diferenciando los criterios cuando sea pertinente. Se reconoce que el comportamiento estructural ante sollicitaciones sísmicas varía por nivel, considerando aspectos como aceleraciones, velocidades y desplazamientos de los elementos. Los parámetros empleados como base para el análisis y diseño estructural fueron extraídos de la normativa NEC-SE-DS, referente al Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente.

1.3.1 Geología y zonificación sísmica (factor z)

La edificación se localiza en la ciudad de Cuenca, Ecuador. Conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, el valor del factor sísmico Z es 0.25, ya que la zona se clasifica como sísmica tipo II con un nivel de peligro sísmico Alto. De los seis perfiles de suelo definidos por la normativa, el correspondiente al emplazamiento del proyecto es el tipo C, asociado a suelos muy densos o roca blanda. (MIDUVI, 2023).

1.3.2 Factores de importancia

A la estructura se le asigna un factor de importancia igual a 1.0 con el fin de aumentar la demanda sísmica de diseño, buscando minimizar daños durante y después del sismo de diseño y asegurar su operatividad.

Coefficientes del Perfil del Suelo:

Fa: Con base en la información previa relativa al perfil del suelo y la zonificación, el coeficiente de amplificación del suelo (F_a) será igual a 1.3.

Fd: Con base en los datos previos referentes al perfil del suelo y la zonificación, el coeficiente de desplazamiento de diseño en roca (F_d) será igual a 1.28.

Fs: Con base en la información anterior relativa al perfil del suelo y la zonificación, el coeficiente de comportamiento no lineal del suelo (F_s) será igual a 0.94.

Valor de amplificación espectral:

Se determinaron los valores correspondientes a la relación de amplificación espectral η , los cuales varían según la región del Ecuador considerada:

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Factor de reducción sísmico (R):

Se adopta un valor de R igual a 8, dado que la estructura está compuesta por pórticos resistentes a momentos.

1.4 Espectro de diseño

Para la estructura de hormigón armado se adopta un factor de reducción $R=8$, mientras que para la estructura de acero se emplea un factor $R=6$. En el espectro sísmico elástico de aceleraciones, se establecen los siguientes períodos límite de vibración.

2 Capítulo II

2.1 Análisis estructural en hormigón armado.

2.1.1 Período de vibración según nec15 – método 1

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

$$T = Ct * h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 1: Período de vibración}$$

Donde:

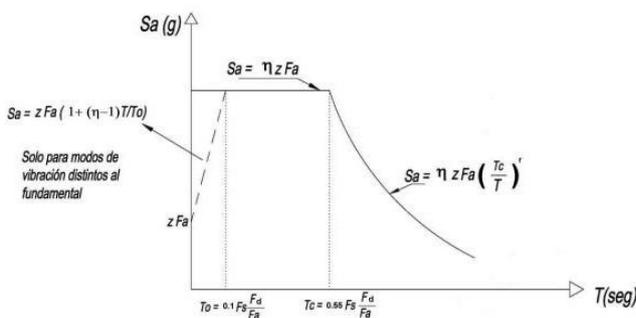
Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T: Período de vibración.

2.1.2 Cortante basal

Figura 2.1: Espectro de diseño NEC-SE-DS



Fuente: NEC-SE-DS

Tabla 2.1: Factores de comportamiento e irregularidades

Parámetros	
Φ_P	0.9
Φ_E	0.9
R	8
I	1

Fuente: NEC-SE-DS.

Tabla 2.2: Cortante basal estático

CORTANTES BASALES		
Parámetro	Dirección X	Dirección Y
Sa (Tx)	0.868	0.868
W	1067506.13	1067506.13
V	142993.11	142993.11
k	1.0000	1.0145
Coef. Sísmico	0.133951	0.133951

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 2.3: Distribución de fuerzas y cortante basal estático en X

Piso	h (m)	P D (kgf)	W D (kgf)	W	$w \cdot h^k$	Fx
4	12	180981.81	180981.81	180981.81	2600499.73	41061.63
3	9	440356.78	259374.97	259374.97	2737493.87	43224.75
2	6	734740.1	294383.32	294383.32	2011316.49	31758.49
1	3	1057394.81	322654.71	322654.71	1048215.45	16551.22
			1057394.81		8397525.54	132596.08

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 2.4: Distribución de fuerzas y cortante basal estático en Y

Piso	h (m)	P D (kgf)	W D (Kip)	W	$w \cdot h^k$	Fx
4	12	180981.81	180981.81	180981.81	2398741.36	43244.73
3	9	440356.78	259374.97	259374.97	2548826.50	45950.47
2	6	734740.1	294383.32	294383.32	1897538.08	34208.99
1	3	1057394.81	322654.71	322654.71	1011449.29	18234.50
			1057394.8		7856555.22	141638.69

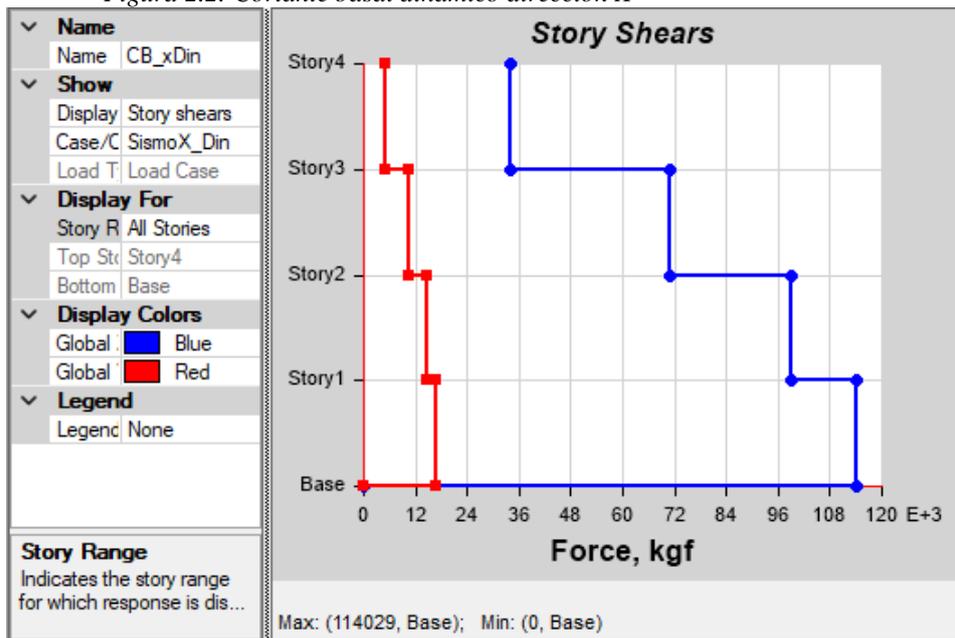
Fuente: Elaboración Propia.

2.1.3 Comparación cortante basal estático y dinámico

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:

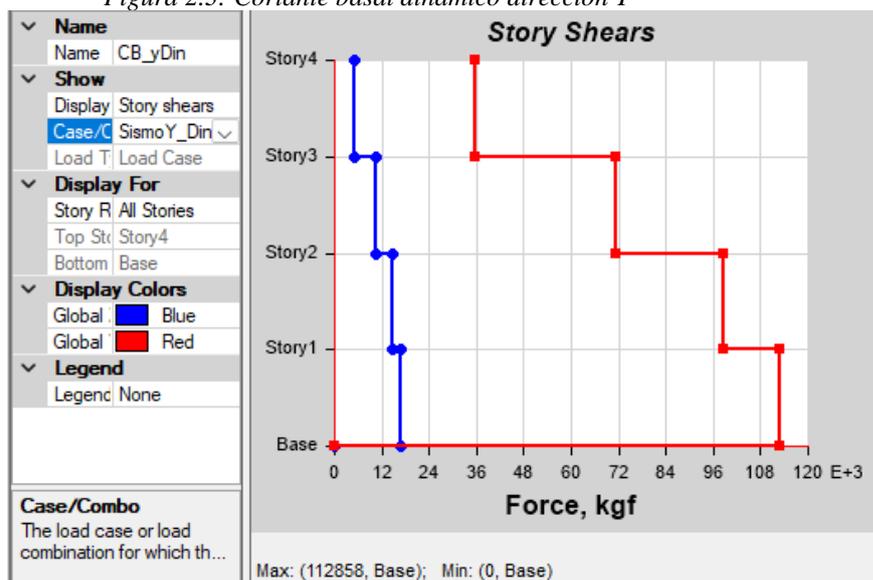
- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Figura 2.2: Cortante basal dinámico dirección X



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

Figura 2.3: Cortante basal dinámico dirección Y



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

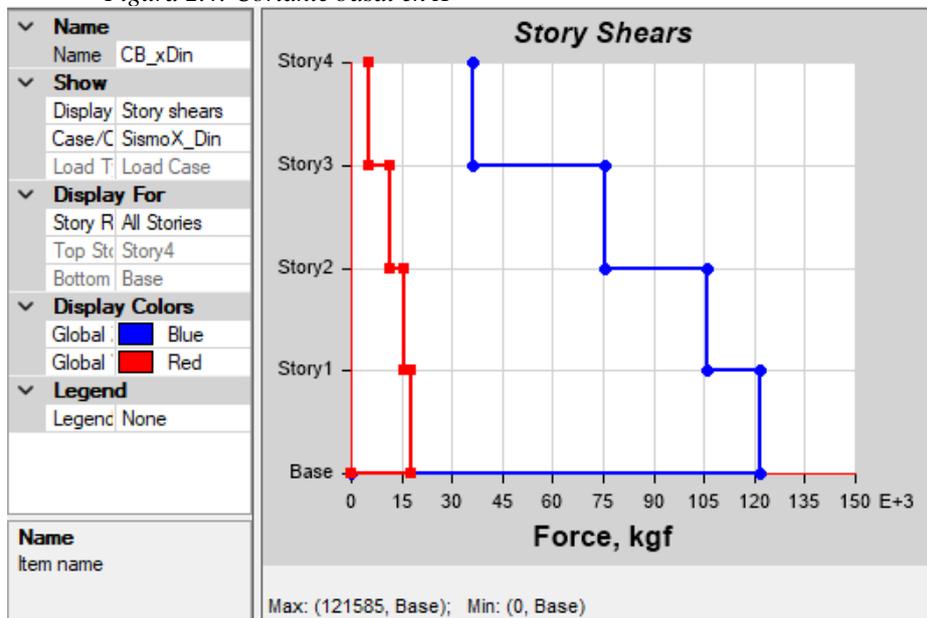
Tabla 2.5: Cálculo de coeficientes en amplificación

Cortantes Dinámicos Amplificados		
Parámetro	Eje X	Eje Y
Cortante Estático	142993.11	142993.11
Cortante Estático (85%)	121544.14	121544.14
Cortante Dinámico	114029.47	112857.94
Coef. Amplificación	1.06590	1.07697

Fuente: Elaboración Propia.

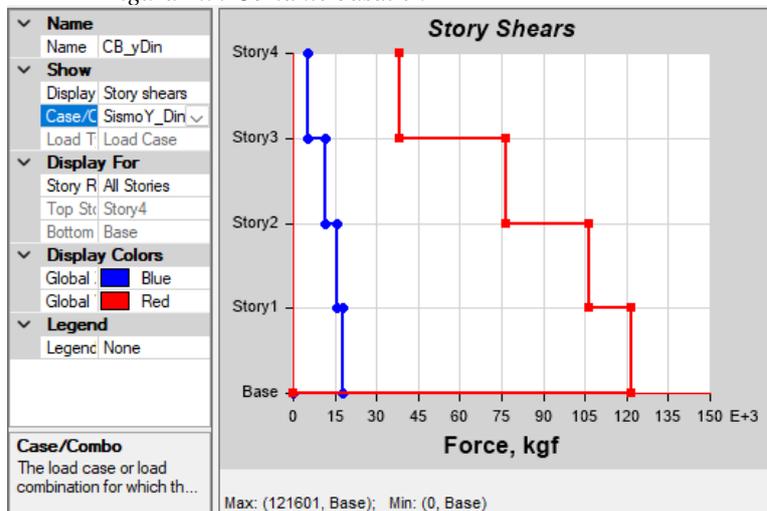
2.1.4 Cumplimiento cortante basal

Figura 2.4: Cortante basal en X



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

Figura 2.5: Cortante basal en Y



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

Tabla 2.6: Cortantes dinámicos amplificados

Cortantes Dinámicos Amplificados		
Parámetro	Eje X	Eje Y
Cortante Estático	132596.08	141638.69
Cortante Estático (85%)	112706.67	120392.88
Cortante Dinámico	112708.00	120393.00
	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

2.1.5 Comprobación de los modos de vibración y participación modal en hormigón armado.

Tabla 2.7: Modos de vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0.645	0.729	0.0227	0.729	0.0227	0.0375	0.0375
Modal	2	0.58	0.0309	0.7457	0.7599	0.7684	0.0083	0.0458
Modal	3	0.527	0.0276	0.0176	0.7875	0.786	0.7382	0.784
Modal	4	0.209	0.0232	0.093	0.8107	0.879	0.0209	0.8049
Modal	5	0.202	0.1132	0.0243	0.9238	0.9033	0.0003	0.8052
Modal	6	0.188	0.0029	0.0164	0.9267	0.9197	0.1119	0.917
Modal	7	0.107	0.001	0.0574	0.9277	0.9771	0.0044	0.9215
Modal	8	0.104	0.0547	0.0009	0.9823	0.9781	0.0007	0.9222
Modal	9	0.098	0.000018 48	0.0039	0.9824	0.982	0.0582	0.9804
Modal	10	0.067	0.0099	0.0077	0.9922	0.9897	0.0005	0.9808
Modal	11	0.067	0.0077	0.0099	0.9999	0.9996	0.0004	0.9812
Modal	12	0.061	0.0001	0.0004	1	1	0.0188	1

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

El primer modo de vibración es traslacional en la dirección “Y” con un porcentaje del 77.07%, tiene un porcentaje del 2.59% en la dirección “X” y una rotación del 0.23% en la dirección “Z”.

El segundo modo de vibración es traslacional en la dirección “X” con un porcentaje del 73.75%, tiene un porcentaje del 2.78% en la dirección “Y” y una rotación del 5.65% en la dirección “Z”.

El tercer modo es el rotacional alrededor de “Z” ocupando un porcentaje del 74.59%.

Se logra tomar el 90% de la respuesta, considerando hasta el modo de vibración 6.

2.1.6 Derivas elásticas de la estructura

Tabla 2.8: Derivas

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements									
Story	Diaphragm	Output	Case Type	Step	UX	UY	U	H	deriva
	m	Case		Type	m	m	m	m	%
Story 4	D1	SismoX_Din	c	Max	0.01940	0.00344	0.01971	3.0	0.66
Story 3	D1	SismoX_Din	c	Max	0.01545	0.00264	0.01568	3.0	0.52
Story 2	D1	SismoX_Din	c	Max	0.00989	0.00170		3.0	0.33
Story 1	D1	SismoX_Din	c	Max	0.00379	0.00066	0.00385	3.0	0.13
Story 4	D1	SismoY_Din	c	Max	0.00329	0.01724	0.01755	3.0	0.59
Story 3	D1	SismoY_Din	c	Max	0.00263		0.01342	3.0	0.45
Story 2	D1	SismoY_Din	c	Max	0.00172	0.00864	0.00881	3.0	0.29
Story 1	D1	SismoY_Din	c	Max	0.00067	0.00344	0.00351	3.0	0.12

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

2.1.7 Cumplimiento de derivas inelásticas en x

Tabla 2.9: Cumplimiento de derivas inelásticas en x

Story	Elevation	Location	Deriva Elástica		Deriva	Deriva
			X-Dir	Y-Dir	%	Inelástica
Story4	12	Top	0.001426	0.000824	0.16%	0.99%
Story3	9	Top	0.001932	0.000889	0.21%	1.28%
Story2	6	Top	0.002168	0.000968	0.24%	1.42%
Story1	3	Top	0.001359	0.000622	0.15%	0.90%
Base	0	Top	0	0	0.00%	0.00%

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

2.1.8 Cumplimiento de derivas inelásticas en y

Tabla 2.10: Cumplimiento de derivas inelásticas en y

Story	Elevation m	Location	Deriva Elástica		Deriva	Deriva
			X-Dir	Y-Dir	%	Inelástica
Story4	12	Top	0.000245	0.001739	0.18%	1.05%
Story3	9	Top	0.000335	0.001751	0.18%	1.07%
Story2	6	Top	0.000373	0.001926	0.20%	1.18%
Story1	3	Top	0.000237	0.001266	0.13%	0.77%
Base	0	Top	0	0	0.00%	0.00%

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

2.2 Análisis estructural en acero

2.2.1 Periodo de vibración según nec15 – método 1

El período de vibración aproximado de la estructura T, será definido por la ecuación 1

Tabla 2.11: Período de vibración en acero

Período de Vibración		
Ct	Cap 6.3.3	0.072
α	Cap 6.3.3	0.8
T - Método 1	Cap 6.3.3	0.526
Ta max	seg	0.683

Fuente: NEC-SE-DS

2.2.2 Cortante basal

Tabla 2.12: Factores de comportamiento e irregularidades

Parámetros	
Φ_P	0.9
Φ_E	0.9
R	8
I	1

Fuente: NEC-SE-DS

Tabla 2.13: Cortante basal estático

CORTANTES BASALES		
Parámetro	Dirección X	Dirección Y
Sa (Tx)	0.7670	0.7670
W	630542.59	630542.59
V	74635.74	74635.74
k	1.0917	1.0917
Coef. Sísmico	0.1184	0.1184

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 2.14: Distribución de fuerzas y cortante basal estático en X

Piso	h (m)	P D (kgf)	W D (kgf)	W	w*h^k	Fx
4	12	90445.23	90445.23	90445.23	1362956.13	20276.42
3	9	244912.6	154467.37	154467.37	1700366.98	25296.01
2	6	424538	179625.4	179625.4	1270112.91	18895.21
1	3	630542.59	206004.59	206004.59	683486.36	10168.09
			630542.59		5016922.38	74635.74

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 2.15: Distribución de fuerzas y cortante basal estático en Y

Pis o	h (m)	P D (kgf)	W D (kgf)	W	w*h^k	Fx
4	12	90445.23	90445.23	90445.23	1362956.13	20276.42
3	9	244912.6	154467.37	154467.37	1700366.98	25296.01
2	6	424538	179625.4	179625.4	1270112.91	18895.21
1	3	630542.59	206004.59	206004.59	683486.36	10168.09
			630542.59		5016922.38	74635.74

Fuente: Elaboración Propia.

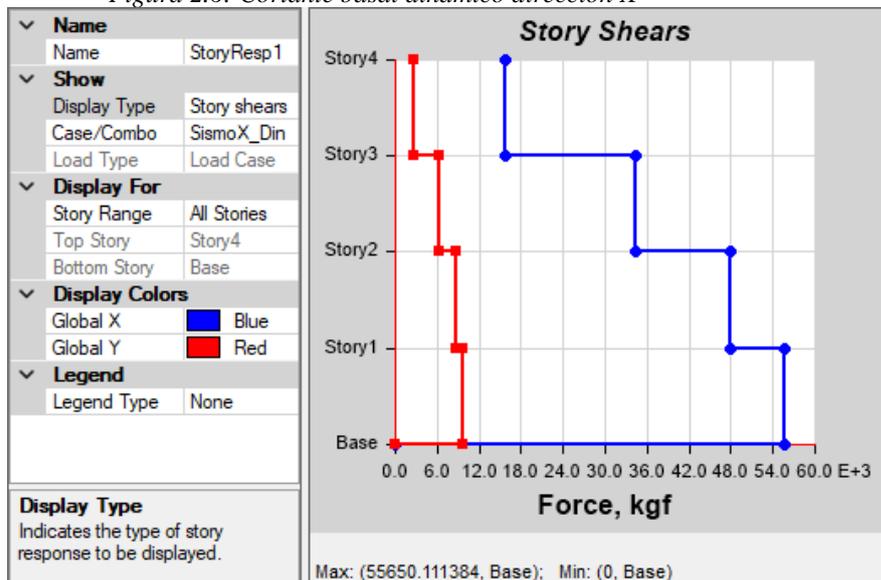
2.2.3 Comparación cortante basal estático y dinámico

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).

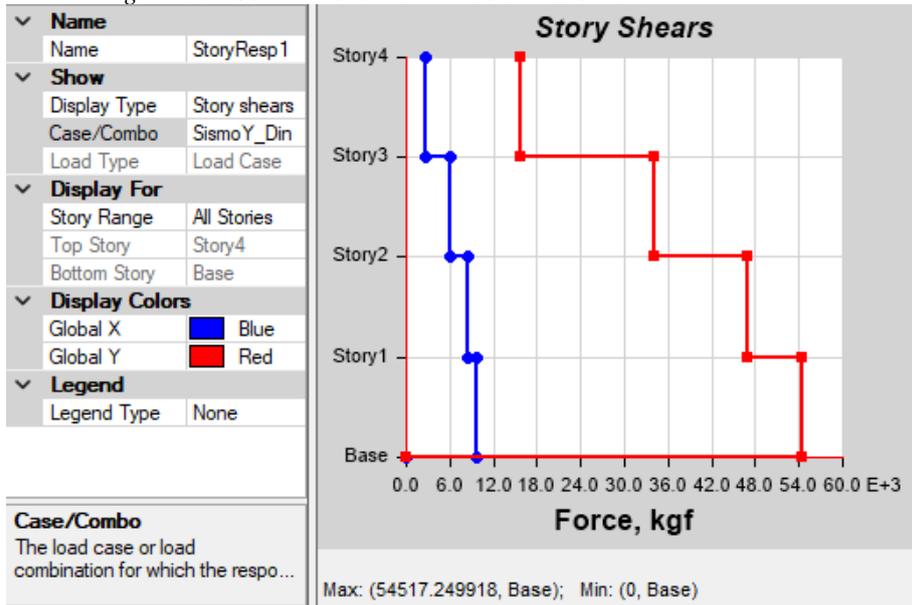
Cortante Basal Dinámico dirección X

Figura 2.6: Cortante basal dinámico dirección X



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

Figura 2.7: Cortante basal dinámico dirección Y



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

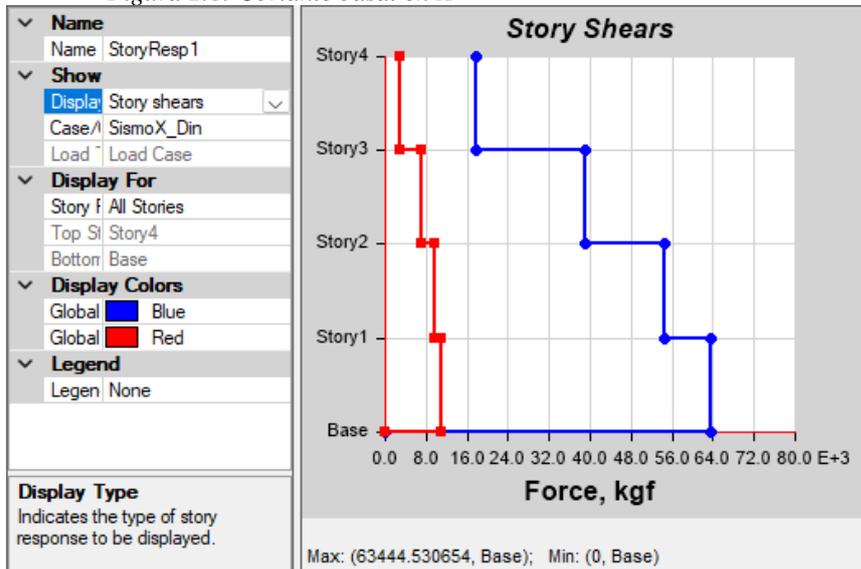
Tabla 2.16: Cálculo de coeficientes de amplificación

Cortantes Dinámicos Amplificados		
Parámetro	Eje X	Eje Y
Cortante Estático	74635.74	74635.74
Cortante Estático (85%)	63440.38	63440.38
Cortante Dinámico	55650.11	54517.25
Coef. Amplificación	1.13999	1.16368

Fuente: Elaboración Propia.

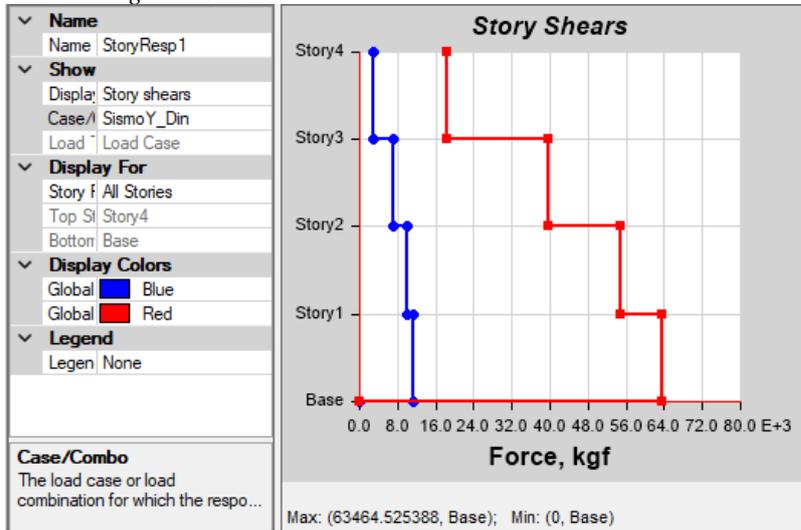
2.2.4 Cumplimiento cortante basal

Figura 2.8: Cortante basal en X



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

Figura 2.9: Cortante basal en Y



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

Tabla 2.17: Cortantes dinámicos amplificados

Cortantes Dinámicos Amplificados		
Parámetro	Eje X	Eje Y
Cortante Estático	74635.74	74635.74
Cortante Estático (85%)	63440.38	63440.38
Cortante Dinámico	63444.53	63464.53
	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia.

2.2.5 Comprobación de los modos de vibración y participación modal en hormigón armado

Tabla 2.18: Modos de vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	0.724	0.1734	0.5903	17.34%	59.03%	0.000014	0.00%
Modal	2	0.702	0.5828	0.165	75.61%	75.53%	0.0336	3.36%
Modal	3	0.601	0.0222	0.0037	77.83%	75.90%	0.7144	74.80%
Modal	4	0.255	0.0019	0.1547	78.03%	91.37%	0.0142	76.22%
Modal	5	0.243	0.1434	0.0017	92.37%	91.54%	0.0084	77.06%
Modal	6	0.219	0.0018	0.0069	92.55%	92.23%	0.151	92.17%
Modal	7	0.138	0.0004	0.0371	92.59%	95.94%	0.006	92.76%
Modal	8	0.132	0.0447	0.0001	97.06%	95.95%	0.0003	92.79%
Modal	9	0.116	0.0000173	0.0124	97.06%	97.19%	0.0369	96.48%
Modal	10	0.095	0.0023	0.024	97.30%	99.59%	0.0095	97.43%
Modal	11	0.093	0.0267	0.0024	99.97%	99.83%	0.000034	97.43%
Modal	12	0.08	0.0003	0.0017	100.00%	100.00%	0.0257	100.00%

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

□ El primer modo de vibración es traslacional en la dirección “Y” con un porcentaje del 59.03%, tiene un porcentaje del 17.34% en la dirección “X” y una rotación del 0.00% en la dirección “Z”.

□ El segundo modo de vibración es traslacional en la dirección “X” con un porcentaje del 58.28%, tiene un porcentaje del 16.50% en la dirección “Y” y una rotación del 3.36% en la dirección “Z”.

□ El tercer modo es el rotacional alrededor de “Z” ocupando un porcentaje del 74.80%.

□ Se logra tomar el 90% de la respuesta, considerando hasta el modo de vibración 5.

2.2.6 Derivas elásticas de la estructura

Tabla 2.19: Derivas

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements (Derivas Elásticas)									
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	U	H	Deriva Elástica
					m	m	m	m	
Story 4	D1	SismoX_Din	LinRespSpe	Max	0.02200	0.00420	0.02240	3.0	0.13%
Story 3	D1	SismoX_Din	LinRespSpe	Max	0.01811	0.00336	0.01842	3.0	0.23%
Story 2	D1	SismoX_Din	LinRespSpe	Max	0.01122	0.00198	0.01140	3.0	0.23%
Story 1	D1	SismoX_Din	LinRespSpe	Max	0.00442	0.00076	0.00448	3.0	0.15%
Story 4	D1	SismoY_Din	LinRespSpe	Max	0.00411	0.02357	0.02393	3.0	0.16%
Story 3	D1	SismoY_Din	LinRespSpe	Max	0.00337	0.01887	0.01917	3.0	0.26%
Story 2	D1	SismoY_Din	LinRespSpe	Max	0.00210	0.01128	0.01147	3.0	0.23%
Story 1	D1	SismoY_Din	LinRespSpe	Max	0.00082	0.00439	0.00447	3.0	0.15%

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

2.2.7 Cumplimiento de derivas inelásticas en x

Tabla 2.20: Derivas en X

Story	Elevation	Location	Deriva Elástica		Deriva	Deriva
			X-Dir	Y-Dir	%	Inelástica
Story4	12	Top	0.001405	0.000597	0.15%	0.92%
Story3	9	Top	0.002396	0.000984	0.26%	1.55%
Story2	6	Top	0.002391	0.000798	0.25%	1.51%
Story1	3	Top	0.001556	0.000494	0.16%	0.98%
Base	0	Top	0	0	0.00%	0.00%

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

2.2.8 Cumplimiento de derivas inelásticas en y

Tabla 2.21: Derivas en Y

Story	Elevation	Location	Deriva Elástica		Deriva	Deriva
			X-Dir	Y-Dir	%	Inelástica
Story4	12	Top	0.000268	0.00172	0.17%	1.04%
Story3	9	Top	0.000448	0.002708	0.27%	1.65%
Story2	6	Top	0.000477	0.00273	0.28%	1.66%
Story1	3	Top	0.000301	0.001703	0.17%	1.04%
Base	0	Top	0	0	0.00%	0.00%

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019.

3 Capítulo III: Diseño estructural

3.1 Diseño estructural en hormigón armado

3.1.1 Diseño de columnas.

3.1.1.1 Columna de sección 45x45cm

se presentan los siguientes datos para la columna respectiva

Tabla 3.1: Geometría y dimensiones Columna 45x45

Geometría y dimensiones Columna 45x45		
Ancho	b(cm)	45
Alto	h(cm)	45
Área bruta	Ag(cm ²)	2025
Luz libre	hl(cm)	255
Cuantía	p	0.01005
Área de acero longitudinal	As(cm ²)	20.36
Área de acero transversal	Av(cm ²)	3.14

Fuente: Elaboración propia

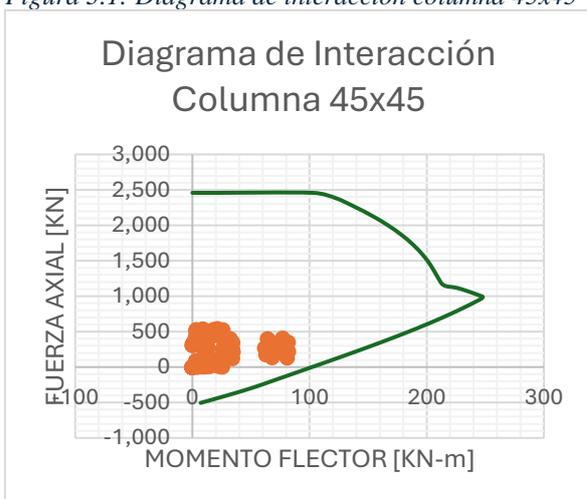
Tabla 3.2: Características de los materiales Columna 45x45

Características de los materiales Columna 45x45			
Acero		Hormigón	
Es	2.10E+06	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 5.8 cm.			

Fuente: Elaboración propia

se procede a elaborar el diagrama de interacción presentado

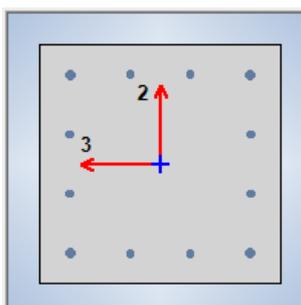
Figura 3.1: Diagrama de interacción columna 45x45



Fuente: Elaboración propia

Acero Longitudinal (armado).

Figura 3.2: Acero longitudinal Columna 45x45



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

Acero Transversal (armado).

Tabla 3.3: Datos diseño a corte Columna 45x45

Datos diseño a corte Columna 45x45		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	9274.35662
Cortante resistido por el Hormigón	ϕV_c (kgf)	25841.1755
Cortante absorbido por el acero	Vs (kgf)	12365.8088
Peralte Efectivo	d (cm)	37
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)	9.25
Acero transversal 3 ramales	A _v (cm ²)	3.14

Fuente: Elaboración propia

La separación y la longitud de desarrollo en la zona crítica se detallan en la Tabla

Tabla 3.4: Separación de estribos en la Zona Crítica Columna 45x45

Separación de estribos en la Zona Crítica Columna 45x45		
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	6	cm
$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$	15.50	cm
Separación definitiva	6	cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.5: Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica Columna 45x45

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica Columna 45x45		
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	42.5	cm
450 mm	45	cm
Longitud definitiva	45	cm

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, la separación de los estribos en la zona central

Tabla 3.6: Separación de estribos en la Zona Central Columna 45x45

Separación de estribos en la Zona Central Columna 45x45		
s1	20.5	cm
s2	60	cm
s3	10.25	cm
s4	30	cm
s	20.5	cm
s calculado	43.7	cm
s escogido	20.5	cm
s (med constructivas)	20	cm

Fuente: Elaboración propia

3.1.1.2. Columna de sección 50x50cm

se presentan los siguientes datos para la columna respectiva

Tabla 3.7: Geometría y dimensiones de la Columna 50x50

Geometría y dimensiones de la Columna 50x50		
Ancho	b(cm)	50
Alto	h(cm)	50
Área bruta	Ag(cm ²)	2500
Luz libre	hl(cm)	240
Cuantía	p	0.01287
Área de acero longitudinal	As(cm ²)	32.17
Área de acero transversal	Av(cm ²)	2.36

Fuente: Elaboración propia

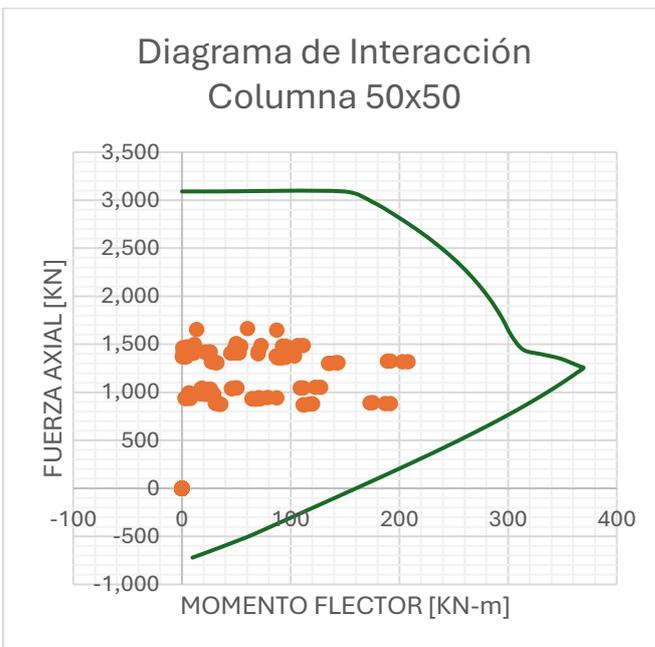
Tabla 3.8: Características de los materiales Columna 50x50

Características de los materiales Columna 50x50			
Acero		Hormigón	
Es	2.10E+06	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

Se procede a elaborar el diagrama de interacción presentado

Figura 3.3: Diagrama de interacción columna 50x50

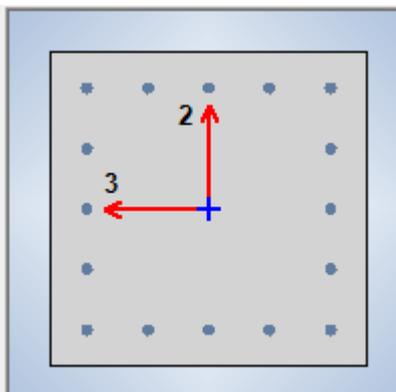


Fuente: Elaboración propia

Acero Longitudinal (armado).

Figura 3.4 Acero longitudinal Columna 50x50

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019



Acero Transversal (armado).

Tabla 3.9: Datos diseño a corte Columna 50x50

Datos diseño a corte Columna 50x50		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	23219.8117
Cortante resistido por el Hormigón	ϕV_c (kgf)	48777.4013
Cortante absorbido por el acero	Vs(kgf)	30959.7489
Peralte Efectivo	d (cm)	42
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)	10.50
Acero transversal 3 ramales	Av (cm ²)	2.36

Fuente: Elaboración propia

La separación y la longitud de desarrollo en la zona crítica se detallan en la Tabla

Tabla 3.10: Separación de estribos en la Zona Crítica Columna 50x50

Separación de estribos en la Zona Crítica Columna 50x50		
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	6	cm
$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$	14.67	cm
Separación definitiva	6	cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.11: Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica Columna 50x50

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica Columna 50x50		
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	50	cm
Un sexto de la luz libre de la columna	40	cm
450 mm	45	cm
Longitud definitiva	50	cm

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, la separación de los estribos en la zona central

Tabla 3.12: Separación de estribos en la Zona Central Columna 50x50

Separación de estribos en la Zona Central Columna 50x50		
s1	23	cm
s2	60	cm
s3	11.5	cm
s4	30	cm
s	23	cm
s calculado	14.7	cm
s escogido	14.7035035	cm
s (med constructivas)	14	cm

Fuente: Elaboración propia

3.1.2 Diseño de vigas

3.1.2.1. Viga en el eje “y” de sección 40x60cm

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

Tabla 3.13: Geometría y dimensiones de la Viga 40x60

Geometría y dimensiones de la Viga 40x60		
Ancho	b (cm)	40
Alto	h (cm)	60
Área bruta	Ag (cm ²)	2400
Luz libre	hl (cm)	727.49
Peralte efectivo	d (cm)	54.4

Fuente: Elaboración propia

Las características de los materiales se sustentan en la Tabla

Tabla 3.14: Características de los materiales Viga 40x60

Características de los materiales Viga 40x60			
Acero		Hormigón	
ϵ_y	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

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=3024092.01 kgf-cm**)

Los límites 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

Para el cálculo del acero longitudinal se usa la siguiente ecuación

$$A_s = 0,85 * b * d * \frac{f'c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0,85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

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 $\epsilon_t \geq 0.005$).

Acero Transversal (armado).

En la Tabla 3.21 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 3.15: Datos diseño a corte Viga 40x60

Datos diseño a corte Viga 40x60		
Cortante último aplicado	V_u (kgf)	19084.74
Cortante resistido por el Hormigón	V_c (kgf)	11853.63
Cortante absorbido por el acero	V_s (kgf)	7588
Factor de reducción a corte	ϕ	0.75
Acero transversal 2 ramales	A_v (cm ²)	1.57

Fuente: Elaboración propia

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

Tabla 3.16: Separación y longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica Viga 40x60

Separación de estribos en la Zona Crítica Viga 40x60		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4		
d/4	13.55	cm
150 mm	15	cm
6db para acero grado 420.	6	cm
	47.124	cm
Separación definitiva	6	cm
Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4		
Longitud definitiva (2h)	120	cm
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 3.17: 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
$\leq 1.1\sqrt{f'_c}b_w d$	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 25cm desarrollados en una longitud de 363.75cm

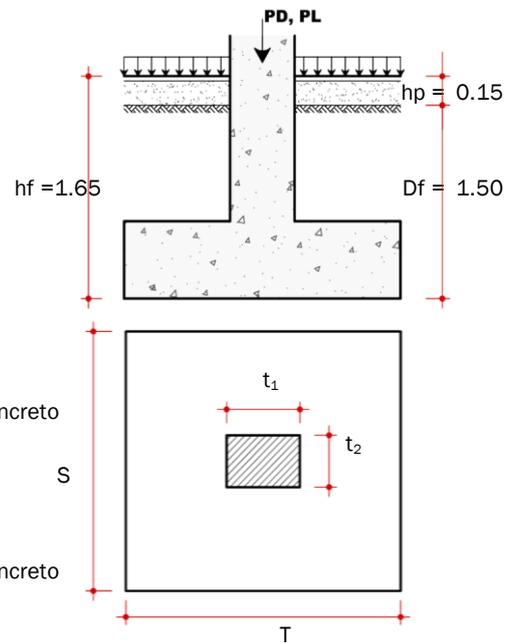
3.1.3 Diseño de zapatas aisladas

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 3.25

Tabla 3.18: Datos de diseño Zapata 1

1.- DATOS DE DISEÑO		
1.1 CARGAS ACTUANTES		
PD =	109.691 ton	Carga Muerta
PL =	25.6782 ton	Carga Viva
S/C =	500 kg/m ²	Sobrecarga
1.2 DATOS DEL TERRENO		
σ_t =	2.00 kg/cm ²	Capacidad portante
γ_m =	2.10 ton/m ³	Densidad promedio del terreno
hp =	0.15 m	Altura del piso
Df =	1.50 m	Fondo de cimentación
hf =	1.65 m	Profundidad de desplante
1.3 DATOS DE LA ZAPATA		
f'_c =	210 kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
f_y =	4200 kg/cm ²	Fluencia del acero de refuerzo
r =	7.5 cm	Recubrimiento
1.4 DATOS DE LA COLUMNA		
f'_c =	240 kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
t_1 =	0.50 m	Longitud mayor
t_2 =	0.50 m	Longitud menor



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

Tabla 3.19: Predimensionamiento Zapata 1

2.1 CÁLCULO DEL ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma m \cdot hf - S/C$$

$$\sigma_n = 16.04 \text{ ton/m}^2$$

2.2 CÁLCULO DEL PESO DE SERVICIO

$$P_s = PD + PL$$

$$P_s = 135.37 \text{ ton}$$

2.3 CÁLCULO DEL ÁREA DE LA ZAPATA

$$A_z = P_s / \sigma_n$$

$$A_z = 8.44 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{A_z} = 2.91 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \sqrt{A_z} = \boxed{2.95} \text{ m}$$

$$T = \sqrt{A_z + (t_1 - t_2)/2}$$

$$T = 2.950 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T = \boxed{2.95} \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_z - (t_1 - t_2)/2}$$

$$S = 2.950 \text{ m} \quad \rightarrow \quad S = \boxed{2.95} \text{ m}$$

$$L_{v1} = (T - t_1)/2 \quad \quad \quad L_{v2} = (S - t_2)/2$$

$$L_{v1} = 1.23 \text{ m} \quad \quad \quad L_{v2} = 1.23 \text{ m}$$

$$L_{v1} = L_{v2} \quad \quad \quad \checkmark \text{ Conforme}$$

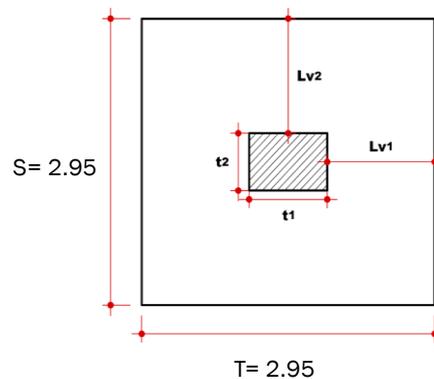
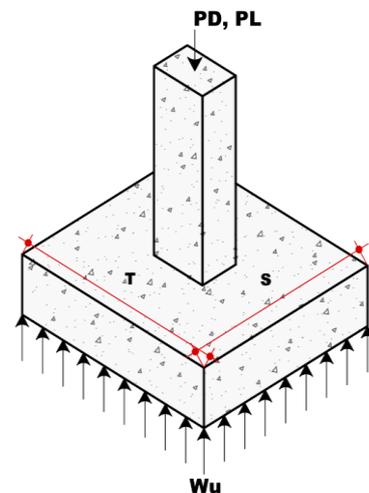
$$A_{z_{Rec}} = 8.70 \text{ m}^2 \quad \quad \quad \checkmark \text{ Conforme}$$

2.4 CÁLCULO DE LA REACCIÓN NETA DEL TERRENO

$$P_u = 1.2 \text{ (WD)} + 1.6 \text{ (WL)}$$

$$P_u = 172.715 \text{ ton}$$

$$W_u = \frac{P_u}{A_{ZAP}} \quad \quad \quad W_u = 19.85 \text{ ton/m}^2$$



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

Tabla 3.20: Diseño a corte tipo viga Zapata 1

2.5 DIMENSIONAMIENTO ALTURA ZAPATA (HZ)

Condición de diseño: $V_u/\phi = V_c$

$$V_u/\phi = 1/\phi(P_u - W_u)(t_1 + d)(t_2 + d) \dots \dots \dots \text{Ec.(1)}$$

$$\beta_c = D_{\text{mayor}}/D_{\text{menor}} < 2 = 0.5/0.5 = 1 < 2$$

$$V_c = 0.27 + (2 + 4/\beta)\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot D \leq 1.06\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 1.06\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \dots \dots \dots \text{Ec.(2)}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$b_o = 2(t_1 + d) + 2(t_2 + d) = 1 + 4d$$

Igualando ecuaciones Ec(1) = Ec(2)

542.119 d ²	+	280.985 d	-	167.752	=	0
------------------------	---	-----------	---	---------	---	---

$$\left. \begin{array}{l} d1 = 0.355 \text{ m} \\ d2 = -0.873 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow d = \boxed{35.45} \text{ cm}$$

$$A_s = 3/4" \text{ plg} \quad D_b = \boxed{1.91} \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} H_z = d + r + D_b \\ H_z = 44.86 \text{ cm} \end{array} \rightarrow H_z = \boxed{0.40} \text{ m} \quad \text{Conforme}$$

$$\begin{array}{l} d_{\text{prom}} = H_z - (r + D_b) \\ d_{\text{prom}} = 30.59 \text{ cm} \end{array} \quad d_{\text{prom}} = 0.31 \text{ m}$$

Fuente: Elaboración propia

Diseño Corte por Punzonamiento

El esfuerzo cortante ultimo obtenido debe ser menor a los valores de las siguientes ecuaciones, obtenido de (Romo,2008)

$$v_c = 1.06\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 10. Esfuerzo resistente 1 a corte del hormigón.}$$

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \quad \text{Ecuación 11. Esfuerzo resistente 2 a corte del hormigón.}$$

$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \quad \text{Ecuación 12. Esfuerzo resistente 3 a corte del hormigón}$$

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)

bo: perímetro de la sección crítica 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 3.21: Diseño a corte por punzonamiento Zapata 1

3.1 VERIFICACIÓN POR CORTANTE

$\phi = 0.85$

Dirección X-X

$V_{du} = W_u \cdot S(L_v - d)$

$V_{du} = 53.58 \text{ ton}$

$V_n = V_{du}/\phi$

$V_n = 63.04 \text{ ton}$

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$V_c = 70.24 \text{ ton}$

Dirección Y-Y

$V_{ud} = W_u \cdot T(L_v - d)$

$V_{ud} = 53.58 \text{ ton}$

$V_n = V_{ud}/\phi$

$V_n = 63.04 \text{ ton}$

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$V_c = 70.24 \text{ ton}$

Conforme

Vn (ton)	<	Vc (ton)
63.04	<	70.24

Conforme

Vn (ton)	<	Vc (ton)
63.04	<	70.24

3.2 VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

$m = 0.81 \text{ m}$

$n = 0.81 \text{ m}$

$A_p = 8.05 \text{ m}^2$

$V_u = W_u \cdot A_p$

$V_u = 159.85 \text{ ton}$

$V_c = \phi \cdot (0.53 + 1.1/\beta) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

$\beta_c = 1.00 \leq 2$

$b_o = 3.22 \text{ m}$

$V_c = 197.99 \text{ ton}$

Conforme

Vu (ton)	<	ϕV_c (ton)
159.85	<	197.99

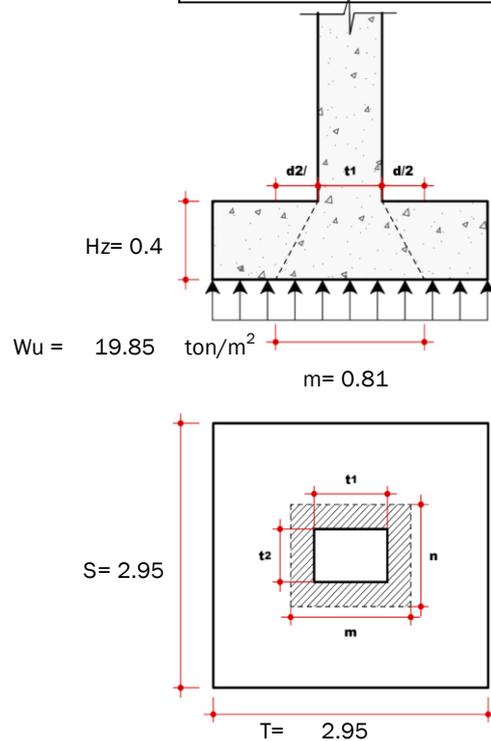
3.3 MOMENTO ÚLTIMO

$M_u = (W_u \cdot S)L_v^2/2$

$M_u = 43.94 \text{ ton-m}$

$M_u = (W_u \cdot T)L_v^2/2$

$M_u = 43.94 \text{ ton-m}$



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.

Se obtiene un momento flector ultimo para cada una de las direcciones. 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, que resumen los resultados en solicitaciones obtenidas y acero requerido

Tabla 3.22: Diseño a flexión Zapata 1

Área de acero	Acero mínimo	Espaciamento	Cuantía
$A_s = \frac{0.85 f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 f'_c b d^2}}\right)$	$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$	$S = \frac{b - (2 \cdot r + D_{var})}{N^{\circ}_{var} - 1}$	$\rho = \frac{A_s}{b * d}$

$f'_c =$	210	kg/cm ²	$d =$	30.59	cm	$\phi =$	0.90
$f_y =$	4200	kg/cm ²	rec =	7.5	cm	ρ mín =	0.0018

4.1 ACERO LONGITUDINAL (S)

Momento último $M_u =$ **21.21** tn.m

Ancho de análisis	b =	295	cm
Cuantía calculada	$\rho =$	0.0021	
Acero calculado	$A_s =$	18.80	cm ²
Acero mínimo	$A_{s_{min}} =$	16.24	cm ²
Acero de diseño	$A_{s_{dis}} =$	18.80	cm ²
Número de varillas	$N^{\circ} \text{ var} =$	14.58	→ 15
Acero recalculado	$A_{s_{rec}} =$	19.35	cm ²
Espaciamiento	S =	19.91	cm

Varilla ϕ_{var}	$\phi \text{ Var} =$	1/2"	plg
Diámetro de ϕ_{var}	$\phi \text{ Dvar} =$	1.27	cm
Área de ϕ_{var}	$\phi \text{ AsVar} =$	1.29	cm ²

Conforme **Distribución de varillas**
15 ϕ 1/2" @ 0.20m

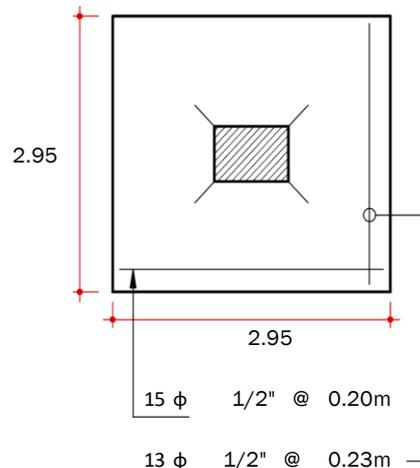
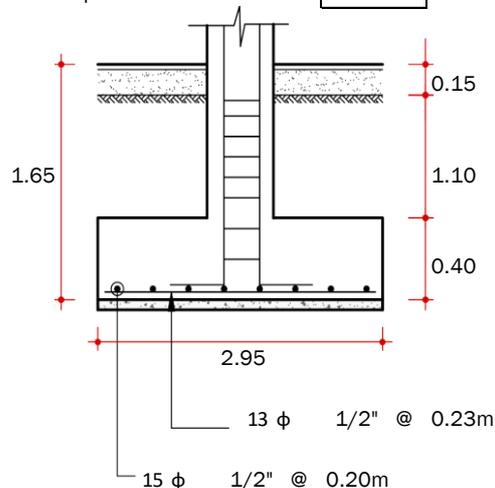
4.2 ACERO TRANSVERSAL (T)

Momento último $M_u =$ **14.31** tn.m

Ancho de análisis	b =	295	cm
Cuantía calculada	$\rho =$	0.0014	Usar $A_{s_{min}}$
Acero calculado	$A_s =$	12.58	cm ²
Acero mínimo	$A_{s_{min}} =$	16.24	cm ²
Acero de diseño	$A_{s_{dis}} =$	16.24	cm ²
Número de varillas	$N^{\circ} \text{ var} =$	12.59	→ 13
Acero recalculado	$A_{s_{rec}} =$	16.77	cm ²
Espaciamiento	S =	23.23	cm

Varilla ϕ_{var}	$\phi \text{ Var} =$	1/2"	plg
Diámetro de ϕ_{var}	$\phi \text{ Dvar} =$	1.27	cm
Área de ϕ_{var}	$\phi \text{ AsVar} =$	1.29	cm ²

Conforme **Distribución de varillas**
13 ϕ 1/2" @ 0.23m



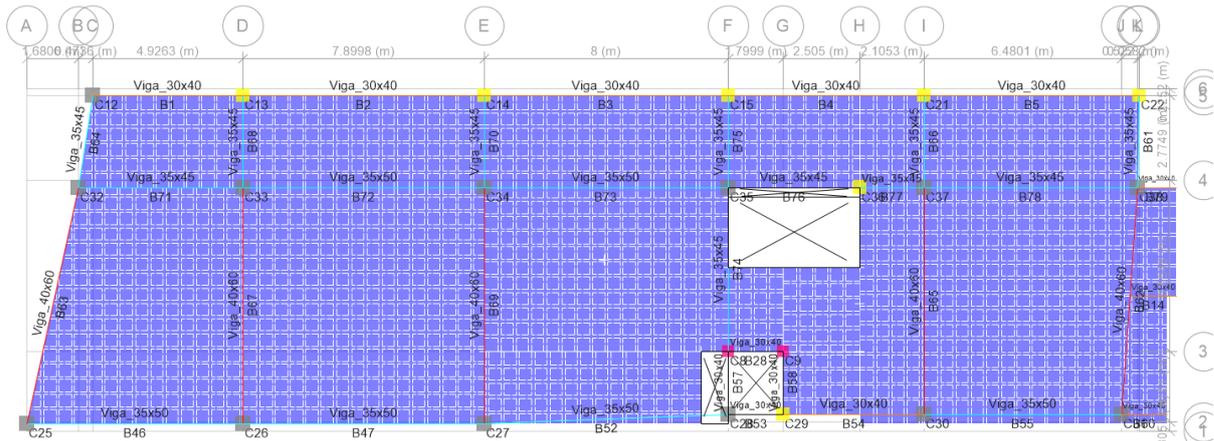
Fuente: Elaboración propia

3.1.4 Diseño de losas alivianadas

Para el diseño de las losas alivianadas se van a considerar la correspondiente al nivel N+3.00.

Figura 3.5 Losa alivianada

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019



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

- Espesor tentativo de 27cm.
- Loseta de compresión de 5cm.
- Nervios de 10cm de espesor.
- Alivianamiento de espuma flex: 40cmx40cm, de 22cm de altura

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. 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.

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

Tabla 3.23: 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

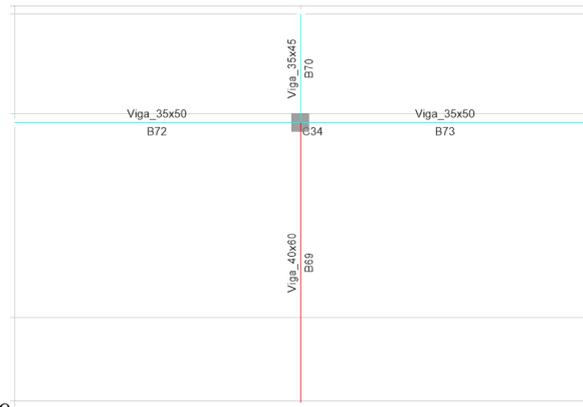
α_{fm} ⁽¹⁾	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ⁽¹⁾⁽²⁾
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000}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

Fuente: ACI 318-19

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

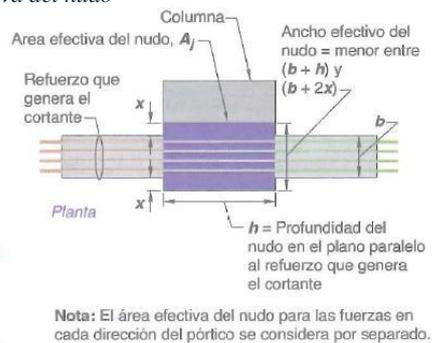
3.1.5 Diseño de nudo

Figura 3.6: Diseño de nudo



Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

Figura 3.7: 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 3.23 y Tabla 3.24 se muestra el cálculo del área efectiva del nudo.

Tabla 3.24 Dimensiones de vigas y columnas del nudo

Dimensiones de vigas y columnas del nudo							
Eje	Story/Column a	Viga			Columna		
		Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)	Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)
X	Story 1 - C34	35	50	800	50	50	300
Y	Story 1 - C34	40	60	777.498	50	50	300

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

Tabla 3.25: Ancho efectivo del nudo

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)	$A_n \leq A_c$
35	50	15	85	50	50	2500	2500	SÍ CUMPLE
40	50	10	90	50	50	2500	2500	SÍ CUMPLE

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

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.

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:

Con estas conclusiones, en la Tabla 3.33, 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 3.35 se colocan ya los respectivos coeficientes correspondientes para unidad de kg/cm²).

Tabla 3.26: 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^{PI}
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 3.27: Resistencia nominal del nudo a corte

Eje	Story/Columna	Resistencia a Cortante		
		ϕV_n (kgf)	V_u (kgf)	$\phi V_n \geq V_u$
Y	Story 1 - C34	111541.92	91296.5917	SÍ CUMPLE
X	Story 1 - C34	105345.147	80154.073	SÍ CUMPLE

Fuente: SOFTWARE ETABS 2019

3.2 Comprobación de columna fuerte viga débil

Cuando una estructura está sometida a una acción sísmica, esta experimenta desplazamientos laterales que generan esfuerzos en sus elementos estructurales. Para garantizar un adecuado comportamiento sísmico, se busca que la disipación de energía ocurra principalmente en las vigas, evitando que las columnas fallen de manera prematura. Esto se debe a que el colapso de las columnas podría provocar un fallo global de la estructura, mientras que el daño controlado en las vigas permite mantener la estabilidad.

Este enfoque se conoce como el criterio de "Columna Fuerte – Viga Débil". La implementación de este concepto consiste en diseñar las vigas con una capacidad de momento menor a la de las columnas que convergen en un mismo nodo. De esta manera, las vigas son las que absorben y disipan la energía ante un sismo, mientras que las columnas mantienen su capacidad resistente, preservando la integridad de la estructura.

La verificación de este criterio se realiza calculando los momentos resistentes de las vigas y columnas en un nodo específico, generalmente aquel donde las columnas están más cargadas. Posteriormente, se compara la suma de los momentos resistentes de las columnas con la suma de los momentos resistentes de las vigas. Para cumplir con el criterio de "Columna Fuerte – Viga Débil", esta relación debe ser igual o superior a 1.2.

3.2.1 Determinación del Momento Resistente de la Columna

La evaluación del momento resistente de una columna se realiza a partir del diagrama de interacción correspondiente a su sección transversal y refuerzo longitudinal definitivos. En el caso de análisis de un nudo estructural, cuando ambas columnas concurrentes presentan la misma geometría y disposición de armaduras, se puede utilizar un único diagrama de interacción para ambas.

Dicho diagrama representa la relación entre la carga axial nominal P_n y el momento flector nominal M_n , es decir, sin considerar los factores de reducción de resistencia aplicables a compresión o flexión según la normativa.

Para determinar el momento resistente asociado a la columna, se procede a ubicar en el gráfico el valor de la carga axial última P_u que actúa sobre la columna. Una vez localizada dicha carga sobre el eje vertical del diagrama, se traza una línea horizontal y se identifica

el correspondiente momento flector nominal máximo Mn admisible que la sección puede resistir bajo esa carga axial. Este valor representa el momento resistente requerido por la columna bajo la combinación de carga especificada.

3.2.2 Momento Resistente de Viga y Verificación del Criterio Columna Fuerte – Viga Débil

Al igual que en el caso de las columnas, la determinación del momento resistente de las vigas se realiza considerando el diseño final de las mismas, con base en las dimensiones definitivas y el refuerzo longitudinal dispuesto. En este análisis se realiza una diferenciación entre los momentos resistentes para flexión negativa (giro horario) y flexión positiva (giro antihorario), debido a la posible inversión de momentos en las zonas de continuidad y de apoyo.

Esta separación es necesaria porque el refuerzo longitudinal puede variar según la dirección del momento actuante. Así, el momento resistente de la sección se calcula de manera independiente para cada sentido de giro, considerando únicamente el acero colocado para resistir dicho momento, tal como se presenta en el anexo correspondiente.

Una vez determinados los momentos resistentes tanto de las vigas como de las columnas involucradas en el nudo, se procede a verificar el cumplimiento del criterio de columna fuerte – viga débil, el cual establece que la resistencia a momento de las columnas en el nudo debe ser mayor que la de las vigas, para asegurar un comportamiento dúctil durante eventos sísmicos. Esta comprobación se expone en la Tabla 3.35, en la que se puede evidenciar el cumplimiento del criterio estructural establecido.

Tabla 3.28: Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil

Columna Fuerte - Viga Débil						
Columna		Vigas Eje "Y" de sección xcm			Comprobación	
Sección	Mn. C (kgf*cm)	Eje	Sentido	Mn. C (kgf*cm)	Mn. C / Mn. V	Relación ≥ 1.2
50x50cm	7611279.942	Y	Horario	4659300.809	1.63	Cumple
			Antihorario	1798040.149	4.23	Cumple
Columna		Vigas Eje "X" de sección xcm			Comprobación	
Sección	Mn. C (kgf*cm)	Eje	Sentido	Mn. C (kgf*cm)	Mn. C / Mn. V	Relación ≥ 1.2
50x50cm	7611279.942	X	Horario	2852188.813	2.37	Cumple
			Antihorario	2868518.138	2.65	Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Este procedimiento garantiza que, ante un evento sísmico, las vigas sean las que disipen la energía, protegiendo las columnas y asegurando la estabilidad global de la estructura.

3.3 Diseño estructural en acero.

El proyecto estructural en acero se orienta principalmente al uso de perfiles destinados a vigas, columnas y las placas correspondientes que actúan como apoyos de las columnas. Asimismo, en esta parte se incorpora el diseño en hormigón armado de las vigas de cimentación, las zapatas y los pedestales que permiten la conexión y transferencia de esfuerzos desde los perfiles de columna hacia las cimentaciones. Para el cálculo estructural en acero, se adopta un módulo $E=2038901.92 \text{ kgf/cm}^2$ y fluencia $F_y=2531.05 \text{ kgf/cm}^2$.

3.3.1 Diseño de perfiles para columnas

En el diseño de columnas de acero se emplearon perfiles tipo cajón, cuyas dimensiones varían conforme a las cargas actuantes.

Los perfiles de columna diseñados son:

- Perfil 1: 300x300x20mm
- Perfil 2: 250x250x15mm

Para determinar la capacidad resistente de una columna, es necesario calcular su esbeltez respecto a los ejes X-X y Y-Y. En secciones de forma cuadrada, basta con evaluar la esbeltez en un solo eje. La fórmula utilizada para dicho cálculo corresponde a la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{k * L}{r}$$

Ecuación 13: *Esbeltez en columnas*

Ecuación 13: *Esbeltez en columnas*

Tabla 3.29: *Diseño de Perfiles de Columnas de acero*

Diseño de Perfiles de Columnas de acero			
Perfil	Esbeltez	Fcr (kgf/cm ²)	Carga Nominal (kgf)
(300x300x20mm)	51.1955	2526.4719	509336.741
(250x250x15mm)	44.3625	2526.4766	320609.8794

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.2 Diseño de pedestales

Los pedestales posibilitan la transferencia de esfuerzos desde los perfiles de columna hacia las zapatas. Dada su reducida altura, se diseñan exclusivamente para cargas de compresión, empleando la Ecuación 14:

$$P_n = \alpha * \phi * [0,85 * f'c * (A_g - A_s) + f_y * A_s] \geq P_u$$

Ecuación 14: *Carga a Compresión.*

Las s das son las siguientes:

Ecuación 14: *Carga a Compresión.*

Pedestal 1: 700x700mm para el perfil 300x300x20mm

Pedestal 2: 650x650mm para el perfil 250x250x15mm

En función de las solicitaciones que actúan sobre los pedestales y las secciones correspondientes, únicamente se requiere el acero longitudinal mínimo por cuantía. En cuanto al refuerzo transversal, no se contempla carga cortante alguna. Por lo tanto, no se dispone de estribos en los pedestales.

Tabla 3.30: *Armado longitudinal de pedestales*

Armado longitudinal de pedestales		
Pedestal	Diámetro de Barras (cm ²)	Nro de Barras
(700x700mm)	1.6	6
(650x650mm)	2	6

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.3 Diseño de placas – bases de columna

El diseño de placas base para columnas de acero considera diversos factores estructurales que garantizan la transmisión segura de cargas hacia los elementos de concreto que las soportan. Una de las primeras consideraciones es la posible excentricidad entre la carga axial y el centro de la placa, lo cual genera un momento adicional que puede expresarse mediante la ecuación:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Ecuación 14: *Excentricidad en la placa base.*

¶

Ecuación 14: *Excentricidad en la placa base.*

e en la base (kN·m)

- P = Carga axial actuante (kN)
- e = Excentricidad (m)

considerando que el área de la placa base ha sido predimensionada, se procede al cálculo del espesor requerido para resistir las sollicitaciones por flexión local inducidas por las cargas transmitidas desde la columna y los pernos de anclaje. El espesor de la placa se evalúa mediante tres expresiones distintas, finalmente, se adopta el mayor valor entre los tres espesores calculados como espesor final de diseño, garantizando así un comportamiento seguro y eficiente frente a las distintas condiciones de carga esperadas.

La resistencia nominal afectada en los pernos se calcula mediante la ecuación:

$$R_n = 0.75 * F_u * A_r$$

Ecuación 15: *Resistencia nominal afectada.*

Ecuación 15: *Resistencia nominal afectada.*

afectada en los pernos (kg)

- Fu = Resistencia ultima de anclaje (kg/cm²)
- Ar = Sección transversal del perno (cm²)

Posteriormente, para la evaluación de la capacidad de los pernos de anclaje frente a esfuerzos de tracción, se multiplica el valor de resistencia nominal por el correspondiente factor de reducción de resistencia, conforme a lo establecido en los criterios de diseño por estados límite. En el caso específico de la tracción, dicho factor es igual a 0.75. Una vez obtenida la resistencia de diseño, esta se compara con la demanda solicitante, de modo que se verifique que la capacidad resistente del sistema de anclaje es igual o superior a las cargas actuantes, asegurando así el cumplimiento de las condiciones de seguridad estructural.

La Tabla 3.38 presenta principalmente los diámetros de diversos pernos, junto con sus respectivas resistencias a tracción, lo que permite determinar la cantidad de pernos aplicables a cada placa según la sollicitación correspondiente.

Tabla 3.31: 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		Con arandela de apoyo		
		L1	L2	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, 1986)

En la Tabla 3.39 se presentan los diseños de las placas bases para los perfiles de columna.

Tabla 3.32: Diseño de placas base

Diseño de placas base			
Placa	Espesor (mm)	Nº pernos por lado y diámetros (Eje X)	Nº pernos por lado y diámetros (Eje Y)
(500x500mm)	500mm	3 / 19.1mm	3 / 19.1mm
(450x450mm)	500mm	3 / 19.1mm	3 / 19.1mm

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.4 Diseño de perfiles para vigas

En esta sección se verifica que todas las consideraciones adoptadas para las vigas en el software de análisis estructural sean correctas. El propósito es asegurar que las solicitaciones últimas actuantes sobre las vigas (M_u y V_u) no superen sus respectivas capacidades resistentes. Para prevenir el pandeo lateral, las vigas son arriostradas mediante viguetas, las cuales deben ubicarse a una distancia máxima, determinada según la ductilidad del elemento estructural. En el presente estudio se asume que los elementos encargados de resistir cargas sísmicas poseen ductilidad moderada o intermedia (IMF). La Ecuación 16 respalda esta separación máxima.

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

Ecuación 16: Resistencia nominal afectada.

Ecuación 16: Resistencia nominal afectada.

ry: Radio de giro alrededor del eje “y” (cm)
 fy: Resistencia a la fluencia del acero (Kg/cm²)
 E: Módulo de elasticidad del Acero (Kg/cm²)

Esta ecuación nos comprueba una adecuada separación de viguetas.

Seguidamente, se determina el momento nominal de la viga, con base en uno de los tres criterios siguientes, considerando que dicho momento debe ser afectado por un factor de reducción igual a 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 17:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad \text{Ecuación 17: Momento nominal caso (a).}$$

b. Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ecuación 18: Momento nominal caso (b).}$$

Ecuación 17: Momento nominal caso (a).

Ecuación 18: Momento nominal caso (b).

c. Cuando $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad \text{Ecuación 19: Momento nominal caso (c).}$$

Donde:

Ecuación 19: Momento nominal caso (c).

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

Otro parámetro que debe calcularse es la resistencia nominal al corte del perfil, utilizando la Ecuación 31. El factor de reducción aplicado para corte es de 0.9:

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

Ecuación 20: Momento nominal caso (c).

Donde:

Ecuación 20: Momento nominal caso (c).

Aw: área del alma del perfil (cm²).

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

Ecuación 31. Resistencia nominal

a corte.

La Tabla 3.40 presenta los diseños de perfiles de viga.

Tabla 3.33: Diseño de Perfiles de Viga

Diseño de Perfiles de Viga					
Perfil	Lb (cm)	ϕ*Mn (kgf*cm)	Mu (kgf*cm)	ϕ*Vn (kgf)	Vu (kgf)
IPE240	133.1165	6967037.012	1692815.79	90616.724	7119.2
IPE300	116.7015	2001429.369	612821.433	37549.295	4172.2
IPE400	132.832	4104417.2	1588398.83	60893.315	9391.1
IPE450	104.1667	5406959.835	1244593.96	75087.2	6586.5
IPE500	133.1166	6967037.012	1594340.89	90616.724	6292.5

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.5 Diseño de zapatas aisladas

El proceso de diseño de las zapatas en esta sección se realiza conforme al procedimiento aplicado en la estructura de hormigón. Por ello, solo se incluye la Tabla 3.41, la cual recopila los resultados obtenidos.

Tabla 3.34: Diseño de Zapatas para estructura de acero

Diseño de Zapatas				
Zapata	Dimensiones del Área (cm)	Espesor (cm)	Armado longitudinal	Armado transversal
Para Perfil (30x30cm)	175x175	50	5 ϕ 3/4" @0.4m	5 ϕ 3/4" @0.4m
Para Perfil (25x25cm)	160x160	50	5 ϕ 3/4" @0.36m	5 ϕ 3/4" @0.36m

Fuente: Elaboración Propia.

4. Capítulo IV: Presupuesto

El presente capítulo tiene como finalidad establecer y comparar los costos directos de construcción de la estructura del edificio de cuatro plantas, tanto para la alternativa de acero estructural como para la de hormigón armado. Para ello, se han considerado los rubros principales que componen una estructura: cimentación, columnas, vigas, losas, conexiones (en el caso del acero), encofrado, y el correspondiente uso de maquinaria y mano de obra.

4.1 Metodología de elaboración del presupuesto

La metodología aplicada para la elaboración de los presupuestos consiste en:

- Determinación de cantidades de obra: obtenidas del modelo estructural detallado en capítulos anteriores.

- Asignación de precios unitarios: con base en la base de datos del Sistema Nacional de Información (SNI) del Ecuador actualizado al año 2025 y listas de precios referenciales locales en Cuenca.

- Cálculo de costos parciales y totales: por cada actividad constructiva, sumando materiales, mano de obra y equipo.

4.2 Presupuesto de estructura en hormigón armado

El presupuesto elaborado para la estructura en hormigón armado se desglosa en los siguientes ítems:

Tabla 0.1: Presupuesto de estructura en hormigón armado

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	627.55	1.36	853.47
2	1.2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRÁFICO	m2	495.76	2.20	1090.68
2 EXCAVACIÓN Y RASANTEO						
3	2.1	EXCAVACIÓN MECÁNICA PARA CIMENTOS - SUELO NATURAL	m3	300.13	5.91	1773.74
3 RELLENO						
4	3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	247.88	18.80	4660.19
4 DESALOJO DE MATERIAL						
5	4.1	DESALOJO CON CARGADO MANUAL	m3	150.00	5.46	819.00
5 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN						
6	5.1	ACERO DE REFUERZO $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	32233.22	3.46	111526.94
7	5.2	HORMIGÓN SIMPLE $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ PARA REPLANTILLO	m3	15.46	124.10	1918.21
8	5.3	HORMIGÓN SIMPLE $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ PARA CONTRAPISO SIN ENCOFRADO	m3	29.75	182.36	5424.46
9	5.4	HORMIGÓN SIMPLE $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ PARA LOSA DE ENTREPISO/CUBIERTA SIN ENCOFRADO	m3	99.15	161.82	16044.45
10	5.5	HORMIGÓN SIMPLE $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ PARA CIMENTACIONES SIN ENCOFRADO	m3	38.81	166.92	6477.83
11	5.6	HORMIGÓN SIMPLE $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ PARA COLUMNAS SIN ENCOFRADO	m3	56.37	192.82	10869.26
12	5.7	HORMIGÓN SIMPLE $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ PARA VIGAS SIN ENCOFRADO	m3	142.36	192.87	27456.72
6 ENCOFRADO DE MADERA						
13	6.1	ENCOFRADO PARA CIMENTACIONES	m2	77.62	14.06	1091.28
14	6.2	ENCOFRADO PARA CONTRAPISO	m2	9.92	14.40	142.78
15	6.3	ENCOFRADO PARA ENTREPISO/CUBIERTA	m2	991.50	34.07	33780.41
16	6.4	ENCOFRADO PARA COLUMNAS Y VIGAS	m2	1987.29	29.30	58227.51
7 ALIVIANAMIENTOS						
17	7.1	CASETONES DE 40x40x22cm (Espuma Fkx)	u	5296.00	2.31	12233.76
8 MALLA ELECTROSOLDADA						
18	8.1	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R- 84 (LOSA N+3, N+6 y N+9)	m2	1103.67	2.03	2240.45
19	8.2	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R- 126 (LOSA N+0.00)	m2	468.98	2.94	1378.80
TOTAL						\$ 298,009.95

Fuente: Elaboración Propia.

4.3 Presupuesto de estructura en acero estructural

De forma similar, se realizó el presupuesto para la estructura en acero, con el siguiente desglose:

Tabla 0.2: Presupuesto de estructura en acero estructural

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	627.55	1.36	853.47
2	1.2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRAFICO	m2	495.76	2.20	1090.68
	2	EXCAVACIÓN Y RASANTEO				
3	2.1	EXCAVACIÓN MECÁNICA PARA CIMENTOS - SUELO NATURAL	m3	272.42	5.91	1610.03
	3	RELLENO				
4	3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	117.71	18.80	2212.89
	4	DESALOJO DE MATERIAL				
5	4.1	DESALOJO CON CARGADO MANUAL	m3	176.89	5.46	965.82
	5	ESTRUCTURA DE HORMIGÓN / ACERO				
6	5.1	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 kg/cm2	kg	5252.68	3.46	18174.26
7	5.2	HORMIGÓN SIMPLE Fc = 180 kg/cm2 PARA REPLANTILLO	m3	6.18	124.10	767.53
8	5.3	HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA CONTRAPISO SIN ENCOFRADO	m3	29.75	182.36	5424.46
9	5.4	HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA LOSA DE ENTREPISO/CUBERTA SIN ENCOFRADO	m3	99.15	162.06	16068.25
10	5.5	HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA CIMENTACION SIN ENCOFRADO	m3	30.92	166.92	5161.17
11	5.6	PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL A36 (INCLUYE MONTAJE)	m3	87144.72	6.05	527225.55
	5.7	HORMIGÓN SIMPLE Fc = 240 kg/cm2 PARA VIGAS DE CIMENTACION SIN ENCOFRADO	m3	50.50	192.87	9739.94
	6	ENCOFRADO DE MADERA				
13	6.1	ENCOFRADO PARA CIMENTACIONES	m2	73.70	14.06	1036.22
14	6.2	ENCOFRADO PARA CONTRAPISO	m2	9.92	14.40	142.78
	6.3	ENCOFRADO PARA VIGAS DE CIMENTACION	m2	171.70	29.30	5030.81
	7	PLACA COLABORANTE				
16	7.1	PLACA COLABORANTE (STEEL DECK)	m2	1179.92	14.33	16908.25
	8	MALLA ELECTROSOLDADA				
17	8.1	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-84 (LOSA N+3.24, N+6.48 y N+9.72)	m2	1179.92	2.03	2395.24
18	8.2	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX R-126 (LOSA N+0.00)	m2	461.06	2.94	1355.52
TOTAL						\$ 601,392.10

Fuente: Elaboración Propia.

5 Capítulo V

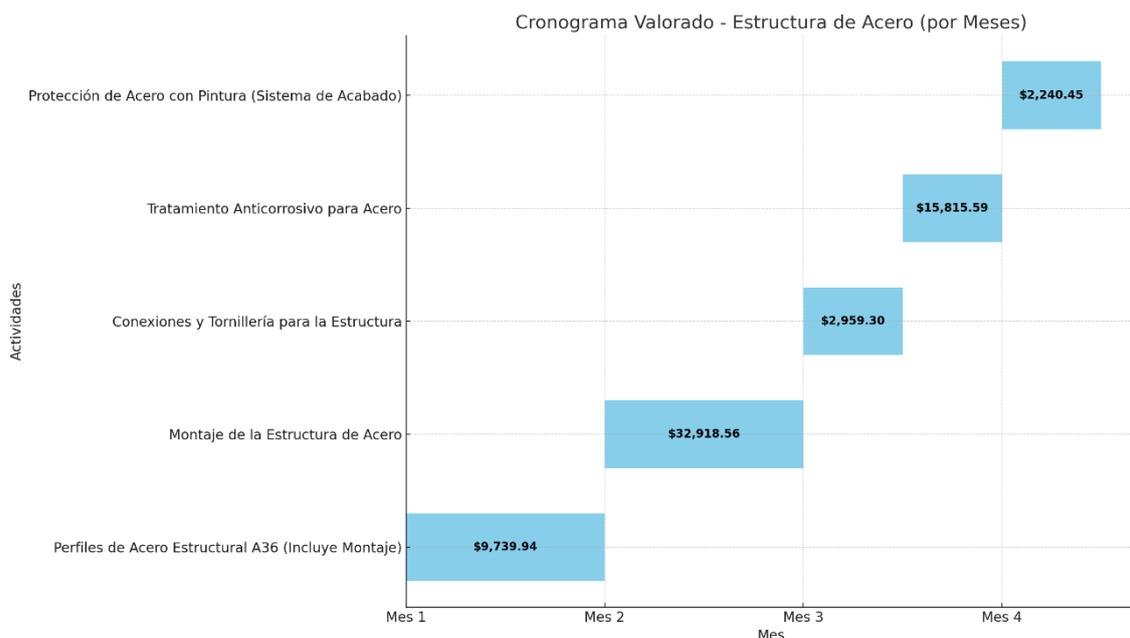
5.1 Cronogramas Valorados

Los siguientes diagramas de Gantt muestran la planificación detallada de las actividades correspondientes a la ejecución estructural de un edificio de cuatro plantas destinado a vivienda, contemplando dos sistemas constructivos distintos: acero estructural y hormigón armado. Cada cronograma ha sido elaborado considerando tiempos estimados realistas, secuencia lógica de obra y particularidades técnicas propias de cada sistema, conforme a la experiencia en construcción local y a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

5.1.1 Estructura de Acero (Duración estimada: 3 meses)

El cronograma para la estructura de acero contempla una duración total de 3 meses. Este sistema presenta ventajas en cuanto a tiempos de ejecución más cortos debido al uso de elementos prefabricados, montaje rápido y reducción de tiempos de fraguado. Las actividades clave incluyen el montaje de columnas y vigas metálicas, la soldadura de uniones, y la colocación de losas colaborantes, junto con procesos de control como revisiones y aplicación de pintura anticorrosiva. La planificación permite una ejecución secuencial y eficiente, minimizando tiempos muertos.

Figura 4.1: Cronograma valorado acero

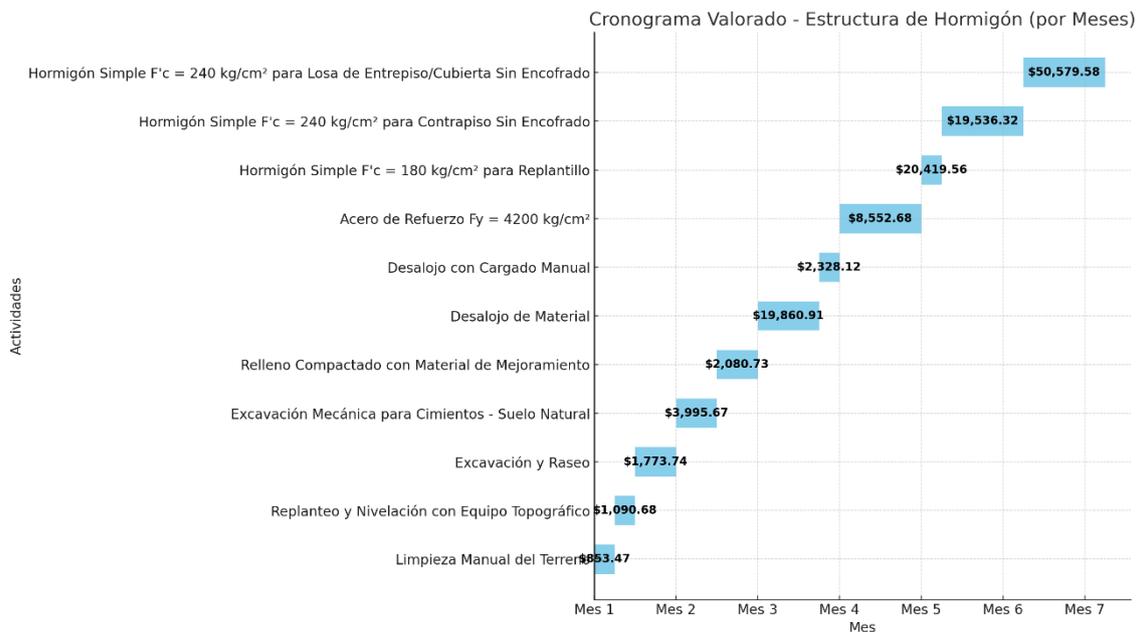


Fuente: Elaboración Propia.

5.1.2 Estructura de Hormigón Armado (Duración estimada: 9 meses)

El cronograma para la estructura de hormigón armado estima una duración total de 9 meses. Este sistema requiere mayores tiempos debido a procesos como el encofrado, vaciado, fraguado y curado del concreto. Se incluyen actividades detalladas desde la limpieza del terreno hasta la entrega de la estructura, incluyendo el armado de acero, colado de concreto, curado y desencofrado para zapatas, columnas, vigas y losas. Esta planificación refleja la naturaleza secuencial y artesanal del sistema constructivo, donde los tiempos de espera entre etapas son fundamentales para garantizar la calidad estructural.

Figura 4.2: Cronograma valorado hormigón



Fuente: Elaboración Propia.

6 Capítulo VI

6.1 Resultados

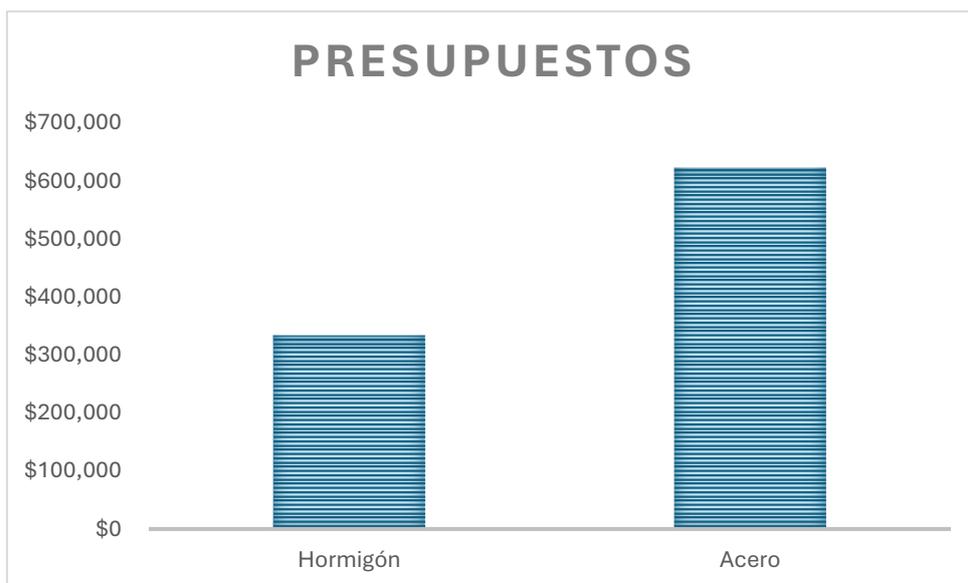
En un análisis comparativo de costos entre una edificación de cuatro pisos construida en acero y otra similar ejecutada en hormigón armado, se ha evidenciado que la segunda opción resulta aproximadamente un 46% más económica en términos de costo estructural. Este dato pone de manifiesto la significativa influencia que tiene la elección del material estructural en el presupuesto final de un proyecto de construcción.

En la revisión de ambos presupuestos, se han identificado similitudes en algunos rubros específicos, tales como las obras preliminares (limpieza de terreno, replanteo y nivelación) y el hormigón simple de 240 kgf/cm² utilizado para el contrapiso. Estos ítems presentan costos similares debido a que están directamente relacionados con el área de construcción, la cual es idéntica en ambas alternativas.

Sin embargo, también se han detectado diferencias notables, especialmente en las cimentaciones. En las estructuras de acero, las zapatas son más pequeñas en comparación con las de hormigón, lo que impacta en el costo de actividades como la excavación, desalojo de material, mejoramiento del terreno, encofrado y el propio hormigón utilizado. Una de las diferencias más importantes se observa en los elementos estructurales (vigas y columnas). El costo del acero por kilogramo es considerablemente más alto que el costo del hormigón armado, que incluye encofrado y fundición. Este factor es determinante para que la estructura de hormigón resulte más económica en este caso específico.

No obstante, la estructura de acero presenta una ventaja significativa en cuanto a tiempo de construcción. Su sistema de montaje permite una ejecución mucho más rápida, reduciendo los tiempos de obra y, en consecuencia, los costos asociados a la mano de obra. Esto convierte al acero en una opción atractiva para proyectos que requieren plazos cortos de entrega.

Figura 5.1: Presupuesto Hormigón vs acero



Fuente: Elaboración Propia.

Las diferencias de costo entre ambas opciones están influenciadas por factores económicos y políticos, que afectan directamente los precios de los materiales. En este contexto, el acero se muestra más vulnerable a las fluctuaciones del mercado global, especialmente en países en desarrollo como Ecuador, donde es un material importado, lo que incrementa su costo.

En resumidas cuentas, el análisis demuestra que, para este caso, el hormigón armado presenta una ventaja económica significativa frente al acero. Esto se debe a su menor sensibilidad a las variaciones del mercado internacional y su menor dependencia de factores externos, convirtiéndolo en una opción más estable y accesible, mientras que el acero ofrece ventajas en tiempo de ejecución.

7. Conclusiones

A través del desarrollo integral de este estudio, que comprendió análisis, cálculos y diseños estructurales tanto en hormigón armado como en acero estructural, se logró realizar una comparación detallada de los costos asociados a edificaciones de cuatro niveles. Este enfoque permitió identificar cuál de las dos alternativas estructurales resulta más económica en términos constructivos para el caso de estudio considerado. Mediante la modelación y el análisis estructural aplicados a la edificación de hormigón armado, fue posible determinar con precisión el comportamiento estructural bajo las solicitaciones establecidas. Considerando los parámetros de diseño definidos por la normativa vigente, se dimensionaron los elementos estructurales de manera óptima, asegurando la eficiencia estructural y la seguridad de la edificación. Para el sistema en acero, se llevó a cabo la correspondiente modelación estructural y análisis de esfuerzos internos, lo que permitió evaluar adecuadamente el comportamiento de la estructura frente a las cargas establecidas. En función de los resultados obtenidos, se realizó el diseño y la especificación de los elementos estructurales, cumpliendo con los criterios de estabilidad, resistencia y normativa aplicable.

La evaluación económica se desarrolló mediante el análisis de precios unitarios para cada sistema estructural, incorporando variables relevantes como mano de obra, materiales y otros componentes del presupuesto. Los resultados del análisis evidenciaron que, bajo las condiciones específicas del presente estudio, la estructura de hormigón armado presenta un costo total inferior en comparación con la alternativa en acero.

Los resultados obtenidos del análisis comparativo proporcionan una herramienta valiosa para la toma de decisiones en proyectos constructivos, permitiendo valorar con mayor criterio el tipo de material estructural a utilizar. Este tipo de evaluación no solo debe considerar aspectos técnicos, sino también su viabilidad económica, lo cual influye directamente en la sostenibilidad del proyecto.

Finalmente, el estudio destaca la importancia de integrar el análisis económico desde las primeras etapas de diseño estructural. Si bien ambos sistemas ofrecen ventajas particulares en términos técnicos, la selección final del sistema constructivo debe basarse en un equilibrio entre seguridad, funcionalidad, disponibilidad de materiales, tiempos de ejecución y, especialmente, el costo total asociado.

8 Capítulo VIII

8.1 Recomendaciones

Se recomienda analizar detalladamente las condiciones específicas del proyecto antes de seleccionar el material estructural, considerando tanto los costos directos como los tiempos de ejecución. Esto incluye evaluar la magnitud de la obra, las características del terreno, las cargas esperadas y los requerimientos de diseño. Para construcciones que demandan rapidez en su ejecución, el acero puede ser la mejor opción debido a su facilidad de montaje y la reducción de tiempos de obra. Por otro lado, el hormigón ofrece estabilidad económica a largo plazo, destacándose por su menor costo inicial y su durabilidad. Además, es fundamental realizar un seguimiento constante de las fluctuaciones del mercado de materiales, ya que factores como la inflación, las tasas de cambio y la disponibilidad pueden influir significativamente en los precios. Finalmente, se recomienda optar por proveedores confiables y con experiencia comprobada, asegurando la calidad y disponibilidad de los materiales durante toda la construcción.

9 Capítulo IX

9.1 Referencias

American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary*. ACI.

Computers and Structures, Inc. (2019). *ETABS 2019: Integrated Building Design Software*. CSI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador (MIDUVI). (2023). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC-SE-DS: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador.

Romo, M. P. (2008). *Diseño de cimentaciones: fundamentos y aplicaciones*. Limusa.
Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). *Norma Técnica Ecuatoriana NEC-SE-AC: Diseño de Estructuras de Acero*. Quito, Ecuador.

Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). *Norma Técnica Ecuatoriana NEC-SE-HM: Diseño de Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador (MIDUVI). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)*. Quito, Ecuador.

10. Anexos

10.1 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Columnas)

10.2 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Vigas)

10.3 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Zapatas Aisladas)

10.4 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Losas Alivianadas)

10.5 Anexo Hormigón Armado (Diseño de Nudo)

10.6 Anexo Hormigón Armado (Comprobación Columna Fuerte – Viga Débil)

10.7 Anexo Acero (Diseño de Perfiles de Columna)

10.8 Anexo Acero (Diseño de Placas – Bases de Columna)

10.9 Anexo Acero (Diseño de Perfiles de Viga)

10.10 Anexo Acero (Diseño de Zapatas Aisladas)

10.11 Análisis de precios unitarios Hormigón Armado

10.12 Análisis de precios unitarios Acero

10.13 Planos Estructurales

Anexo 10.1

DISEÑO A FLEXIÓN

f_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
E_c	233928.194 kg/cm ²
E_s	2100000 kg/cm ²

Dimensiones columnas

c1	40 cm
c2	40 cm

Características geométricas

Distancia entre ejes	300 cm
Peralte viga	45 cm
Luz libre	255 cm
Recubrimiento	4 cm
Peralte efectivo (T)	36 cm
Área efectiva	1440 cm ²
Peralte efectivo (C)	32 cm
Separación varillas	10.6666667 cm
Diam acero long	1.6 cm
# varillas	8
Área longitudinal	16.0849544 cm ²
Ancho viga	35 cm
Ancho bf	35 cm

Geometría y dimensiones de la Columna		
Ancho	b(cm)	40
Alto	h(cm)	40
Área bruta	Ag(cm ²)	1600
Luz libre	hl(cm)	250
Cuantía	p	0.01005
Área de acero longitudin	As(cm ²)	16.08
Área de acero transvers	Av(cm ²)	2.36

Características de los materiales			
	Acero	Hormigón	
Es	2.10E+06 ϕ		0.65
ety	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.			

DISEÑO A CORTANTE

# ramas	3
diametro estribos	10 mm
Av	2.35619449 cm ²
hx	10.6666667 cm

Cálculo del momento real

Viga izq

As'	6.06 cm ²
As	3.54 cm ²

Viga der

As'	7.17 cm ²
As	4.57 cm ²

Análisis en sentido antihorario

Viga izq acero superior

a	4.45588235 cm
Mreal1	1233533.05 kg-cm

Análisis en sentido horario

Viga izq acero inferior

a	2.60294118 cm
Mreal1	737797.169 kg-cm

Viga der acero inferior
a 3.36029412 cm
Mreal2 943381.572 kg-cm

Mreal ah total 2176914.62 kg-cm
Vcol antihorario 8536.92009 kg

M real escogido 2181912.93 kg-cm
Vu 8556.5213 kg

Características

Nu 78827.6045 kg
Área bruta 1600 cm2
Pc 19200 kg
lambda 1
phi 0.75
Vcmax 32966.8342 kg
Vc 26275.0936 kg
Vs 11408.6951 kg
s calculado 31.2267621 cm
 $1.1 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot b \cdot d$ 24539.2225 kg

Distancia de zona de confinamiento

lo1 40 cm
lo2 40 cm
lo3 42.5 cm
lo4 45 cm
lo escogido 45 cm

EXTREMO SUPERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 10 cm
s2 6 cm
s3 18.1111111 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Viga der acero superior
a 5.27205882 cm
Mreal2 1444115.76 kg-cm

Mreal h total 2181912.93 kg-cm
Vcol horario 8556.5213 kg

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	8556.5213
Cortante resistido por el	ϕVc (kgf)	26275.0936
Cortante absorbido por	Vs(kgf)	11408.6951
Peralte Efectivo	d (cm)	32
Factor de reducción a co	ϕ	0.75
Concreto con densidad	λ	1
Separación mínima del a	sl (cm)	10.67
Acero transversal 3 ram	Av (cm2)	2.36

CENTRO

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Separación de estribos en la Zona Central

s1 18 cm
s2 60 cm
s3 9 cm
s4 30 cm
s 18 cm
s calculado 31.2 cm
s escogido 18 cm
s (med constructivas) 15 cm

EXTREMO INFERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 10 cm
s2 6 cm
s3 18.1111111 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Separación de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.3		
La cuarta parte de la dim	10	cm
6db para acero grado 42	6	cm
$s_o = 10 + \left(\frac{35 - f_x}{3} \right)$	18.11	cm
Separación definitiva	6	cm

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.1		
La altura de la columna e	40	cm
Un sexto de la luz libre d	42.5	cm
450 mm	45	cm
Longitud definitiva	45	cm

DISEÑO A FLEXIÓN

f_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
E_c	233928.194 kg/cm ²
E_s	2100000 kg/cm ²

Dimensiones columnas

c1	45 cm
c2	45 cm

Características geométricas

Distancia entre ejes	300 cm
Peralte viga	45 cm
Luz libre	255 cm
Recubrimiento	4 cm
Peralte efectivo (T)	41 cm
Área efectiva	1845 cm ²
Peralte efectivo (C)	37 cm
Separación varillas	9.25 cm
Diam acero long	1.46969385 cm
# varillas	12
Área longitudinal	20.358 cm ²
Ancho viga	35 cm
Ancho bf	35 cm

DISEÑO A CORTANTE

# ramas	4
diametro estribos	10 mm
A_v	3.14159265 cm ²
hx	18.5 cm

Cálculo del momento real

Viga izq

A_s'	5.36 cm ²
A_s	4.57 cm ²

Análisis en sentido antihorario

Viga izq acero superior

a	3.94117647 cm
M_{real1}	1098287.65 kg-cm

Geometría y dimensiones de la Columna		
Ancho	b(cm)	45
Alto	h(cm)	45
Área bruta	A_g (cm ²)	2025
Luz libre	h _l (cm)	255
Cuantía	ρ	0.01005
Área de acero longitudinal	A_s (cm ²)	20.36
Área de acero transvers	A_v (cm ²)	3.14

Características de los materiales			
Acero		Hormigón	
E_s	2.10E+06	ϕ	0.65
ety	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.			

Viga der

A_s'	7.05 cm ²
A_s	5.37 cm ²

Análisis en sentido horario

Viga izq acero inferior

a	3.36029412 cm
M_{real1}	943381.572 kg-cm

Viga der acero inferior
a 3.94852941 cm
Mreal2 1100233.04 kg-cm

Mreal ah total 2198520.69 kg-cm
Vcol antihorario 8621.64976 kg

M real escogido 2364960.94 kg-cm
Vu 9274.35662 kg

Características

Nu 55286.7482 kg
Área bruta 2025 cm2
Pc 24300 kg
lambda 1
phi 0.75
Vcmax 41723.6496 kg
Vc 25841.1755 kg
Vs 12365.8088 kg
s calculado 43.7482305 cm
 $1.1 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot b \cdot d$ 31440.8788 kg

Distancia de zona de confinamiento

lo1 45 cm
lo2 45 cm
lo3 42.5 cm
lo4 45 cm
lo escogido 45 cm

EXTREMO SUPERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 11.25 cm
s2 6 cm
s3 15.5 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Viga der acero superior
a 5.18382353 cm
Mreal2 1421579.37 kg-cm

Mreal h total 2364960.94 kg-cm
Vcol horario 9274.35662 kg

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	9274.35662
Cortante resistido por el	ϕVc (kgf)	25841.1755
Cortante absorbido por	Vs(kgf)	12365.8088
Peralte Efectivo	d (cm)	37
Factor de reducción a co	ϕ	0.75
Concreto con densidad	λ	1
Separación mínima del a	sl (cm)	9.25
Acero transversal 3 ram	Av (cm2)	3.14

CENTRO

ramas 4
diametro varillas 10 mm
Area total 3.14159265 cm2

Separación de estribos en la Zona Central

s1 20.5 cm
s2 60 cm
s3 10.25 cm
s4 30 cm
s 20.5 cm
s calculado 43.7 cm
s escogido 20.5 cm
s (med constructivas) 20 cm

EXTREMO INFERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 11.25 cm
s2 6 cm
s3 15.5 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Separación de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.3		
La cuarta parte de la dim	10	cm
6db para acero grado 42	6	cm
$s_o = 10 + \left(\frac{35 - f_x}{3}\right)$	15.50	cm
Separación definitiva	6	cm

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.1		
La altura de la columna e	45	cm
Un sexto de la luz libre d	42.5	cm
450 mm	45	cm
Longitud definitiva	45	cm

DISEÑO A FLEXIÓN

f_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
E_c	233928.194 kg/cm ²
E_s	2100000 kg/cm ²

Dimensiones columnas

c1	50 cm
c2	50 cm

Características geométricas

Distancia entre ejes	300 cm
Peralte viga	60 cm
Luz libre	240 cm
Recubrimiento	4 cm
Peralte efectivo (T)	46 cm
Área efectiva	2300 cm ²
Peralte efectivo (C)	42 cm
Separación varillas	10.5 cm
Diam acero long	1.6 cm
# varillas	16
Área longitudinal	32.170 cm ²
Ancho viga	40 cm
Ancho bf	40 cm

Geometría y dimensiones de la Columna		
Ancho	b(cm)	50
Alto	h(cm)	50
Área bruta	A_g (cm ²)	2500
Luz libre	h _l (cm)	240
Cuantía	ρ	0.01287
Área de acero longitudinal	A_s (cm ²)	32.17
Área de acero transvers	A_v (cm ²)	2.36

Características de los materiales			
Acero		Hormigón	
E_s	2.10E+06	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.			

DISEÑO A CORTANTE

# ramas	3
diametro estribos	10 mm
A_v	2.35619449 cm ²
hx	21 cm

Cálculo del momento real

Viga izq

A_s'	15.97 cm ²
A_s	7.66 cm ²

Viga der

A_s'	7.77 cm ²
A_s	4.57 cm ²

Análisis en sentido antihorario

Viga izq acero superior

a	10.2748162 cm
M_{real1}	4264446.86 kg-cm

Análisis en sentido horario

Viga izq acero inferior

a	4.92830882 cm
M_{real1}	2152944.03 kg-cm

Viga der acero inferior
a 2.94025735 cm
Mreal2 1308307.94 kg-cm

Mreal ah total 5572754.8 kg-cm
Vcol antihorario 23219.8117 kg

M real escogido 5572754.8 kg-cm
Vu 23219.8117 kg

Características

Nu 169503.537 kg
Área bruta 2500 cm2
Pc 30000 kg
lambda 1
phi 0.75
Vcmax 51510.6785 kg
Vc 48777.4013 kg
Vs 30959.7489 kg
s calculado 14.7035035 cm
 $1.1 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot b \cdot d$ 39194.5915 kg

Distancia de zona de confinamiento

lo1 50 cm
lo2 50 cm
lo3 40 cm
lo4 45 cm
lo escogido 50 cm

EXTREMO SUPERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 12.5 cm
s2 6 cm
s3 14.6666667 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Viga der acero superior
a 4.99908088 cm
Mreal2 2182417.5 kg-cm

Mreal h total 4335361.53 kg-cm
Vcol horario 18064.0064 kg

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	23219.8117
Cortante resistido por el	ϕVc (kgf)	48777.4013
Cortante absorbido por	Vs(kgf)	30959.7489
Peralte Efectivo	d (cm)	42
Factor de reducción a co	ϕ	0.75
Concreto con densidad	λ	1
Separación mínima del a	sl (cm)	10.50
Acero transversal 3 ram	Av (cm2)	2.36

CENTRO

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Separación de estribos en la Zona Central

s1 23 cm
s2 60 cm
s3 11.5 cm
s4 30 cm
s 23 cm
s calculado 14.7 cm
s escogido 14.7035035 cm
s (med constructivas) 14 cm

EXTREMO INFERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 12.5 cm
s2 6 cm
s3 14.6666667 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Separación de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.3		
La cuarta parte de la dim	10	cm
6db para acero grado 42	6	cm
$s_o = 10 + \left(\frac{35 - f_x}{3} \right)$	14.67	cm
Separación definitiva	6	cm

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.1		
La altura de la columna e	50	cm
Un sexto de la luz libre d	40	cm
450 mm	45	cm
Longitud definitiva	50	cm

Anejo 52

DISEÑO DE VIGA 40x40

DISEÑO A FLEXIÓN

q_k	240 kg/m ²
q_k	1200 kg/m ²
q_k	23938.18 kg/m ²
q_k	330000 kg/m ²

Deformación unitaria del hormigón
 ϵ_c 0.003

Características de Resón	
h _{ef}	385
g _h	03

Características geométricas	
Distancia entre ejes	397.26 cm
Cantón	121.49 cm
Paralela viga	40 cm
Inclinación	3.8 cm
Paralela efectiva (I)	38.2 cm
Paralela efectiva (C)	48.4 cm
Anchura viga	40 cm
Paralela base	27 cm

EMPORRAMIENTO DERECHO
M Acero superior (+) 303900 kg/cm
M Acero inferior (-) 332066.00 kg/cm

Acero a Tracción	
Diseño acero longitudinal viga (sin considerar aporte de la losa)	
Cuanto max	1.5482143 %
Ac/mas	33.505286 cm ²
Momax	5780744 kg-cm
Ac/m ¹	6.3974308 cm ²
Ac/m ²	7.2266667 cm ²
Ac/m ³ considerado	7.2266667 cm ²

Ac	35.972867 cm ²
a	8.2208142 cm
Ac considerado	35.972867 cm ²
Ac'	7.2266667 cm ²

Diseño acero longitudinal viga (considerando aporte de la losa)	
M ¹	472 cm
M ²	221.8725 cm
M ³ escapeado	221.8725 cm

Ac	34.953972 cm ²
a	11.819396 cm
Ac escapeado	35.972867 cm ²

Cálculo del momento real en empudo un lado derecho	
Diámetro varillas	30 mm
Área por varilla	3.1415927 cm ²
# varillas	5
Ac	15.707963 cm ²
Ac'	8.1681409 cm ²

Fuerza Comp Ac'	4282.74 kg
Fuerza Tracción Ac	85765.479 kg
e	18.788337 cm
a	15.869921 cm
Campo de campo Mo	128648.22 kg
Mh	386975.2 kgf-cm

CENTRO
M Acero superior (+) 303907.24 kg/cm
M Acero inferior (-) 387702.24 kg/cm

Acero a Tracción	
Diseño acero longitudinal viga (sin considerar aporte de la losa)	
Cuanto max	1.5482143 %
Ac/mas	33.505286 cm ²
Momax	5780744 kg-cm
Ac/m ¹	6.3974308 cm ²
Ac/m ²	7.2266667 cm ²
Ac/m ³ considerado	7.2266667 cm ²

Ac	35.972867 cm ²
a	8.2208142 cm
Ac considerado	35.972867 cm ²
Ac'	7.2266667 cm ²

Diseño acero longitudinal viga (considerando aporte de la losa)	
M ¹	472 cm
M ²	221.8725 cm
M ³ escapeado	221.8725 cm

Ac	9.88883 cm ²
a	0.9288944 cm
Ac escapeado	10.438848 cm ²

Cálculo del momento real en el centro	
Diámetro varillas	20 mm
Área por varilla	3.1415927 cm ²
# varillas	2
Ac	6.2831854 cm ²
Ac'	7.2266667 cm ²

Fuerza Comp Ac'	87960 kg
Fuerza Tracción Ac	175920.864 kg
e	13.833997 cm
a	11.843898 cm
Campo de campo Mo	91171.864 kg
Mh	273842.1 kgf-cm

EMPORRAMIENTO IZQUIERDO
M Acero superior (+) 346081.3 kg/cm
M Acero inferior (-) 346081.3 kg/cm

Acero a Tracción	
Diseño acero longitudinal viga (sin considerar aporte de la losa)	
Cuanto max	1.5482143 %
Ac/mas	33.505286 cm ²
Momax	5780744 kg-cm
Ac/m ¹	6.3974308 cm ²
Ac/m ²	7.2266667 cm ²
Ac/m ³ considerado	7.2266667 cm ²

Ac	35.972867 cm ²
a	8.2208142 cm
Ac considerado	35.972867 cm ²
Ac'	7.2266667 cm ²

Diseño acero longitudinal viga (considerando aporte de la losa)	
M ¹	472 cm
M ²	221.8725 cm
M ³ escapeado	221.8725 cm

Ac	14.468855 cm ²
a	1.3440944 cm
Ac escapeado	15.438712 cm ²

Cálculo del momento real en empudo un lado izquierdo	
Diámetro varillas	20 mm
Área por varilla	3.1415927 cm ²
# varillas	2
Ac	6.2831854 cm ²
Ac'	7.4139337 cm ²

Fuerza Comp Ac'	88921.367 kg
Fuerza Tracción Ac	85765.479 kg
e	18.198412 cm
a	15.485591 cm
Campo de campo Mo	124666.85 kg
Mh	393005.1 kgf-cm

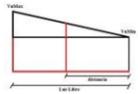
DISEÑO A CORTANTE

M h _{ef}	993005.1 kgf-cm
M h _{ef}	386975.2 kgf-cm
N _u	0

Características y cargas	
g _h	075
h _{ef}	0.2344
Carga invertida	200 kg/m ²
Carga viva	200 kg/m ²
Área tributaria	36.226 m ²

W _{u2}	555.2132 kg/m ²
W _{u1}	0 kg/m ²
W _u	23.046742 kg/m ²

V _{max}	10064.735 kg
V _{min}	2303.9112 kg



Características del hormigón	
homb _h	3
Cuanta	1.095 %
homb _{h_1}	0.794522
homb _{h_2}	1
homb _{h_3} escapeado	0.794522
Área bruta	2400 cm ²

V _{max}	44670.06 kg
V _{min}	73890.325 kg
V ₁	17800.851 kg
V ₂	11803.829 kg
0.27 * V ₁ * (L ₁ /L ₂) ² * d	9068.3581 kg
V _{max}	88920.289 kg

Cálculo del refuerzo	
Ac/m ¹	0.0393804 cm ² /cm
Ac/m ²	0.0333333 cm ² /cm
Ac/m ³ escapeado	0.0333333 cm ² /cm
1.1 * V ₁ / (0.27 * d)	36945.163 kg

EXTREMO DERECHO
Distancia DB 130 cm
varillas 2
Diámetro varillas 16 mm
Área bruta 1.5707963 cm²

V ₁	5073.9303 kg
V ₂	11853.629 kg
Ac ¹	0.0333333 cm ² /cm
Ac ²	0.3463786 cm ² /cm
Ac ³ escapeado	0.0333333 cm ² /cm
V _u	7348 kg
v por norma1	27.1 cm
v por norma2	60 cm
v por norma3	13.55 cm
v por norma4	30 cm
v por norma escapeado	27.1 cm
V _u	13443.629 kg
v requerida	47.12389 cm

Ya que estamos en la zona plástica (DB)
v₁ 13.55 cm
v₂ 6 cm
v₃ 15 cm
v₄ 27.1 cm
v₅ 47.12389 cm

v escapeado 6 cm
v (línea constructiva) 6 cm

Datos diseño a corte	
Cortante última última V _u (kgf)	38088.24
Cortante máxima por V _u (kgf)	13312.61
Cortante absorción por V _u (kgf)	7688
Factor de redistribución δ	075
Acero a tracción 2.00 d _b (cm ²)	1.57

Separación de estribos en la Zona CR1a	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4	13.55
150 mm	15 cm
Señal para acero grado 60	6 cm
47.124 cm	
Separación definitiva	6 cm

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona CR1a	
Normativa ACI 318-19 Sección 18.6.4.4	138
Longitud adimensional (cm)	138
% altura de la sección transversal de la viga	100

Características y dimensiones de la viga	
Profundidad	40 cm
h _{ef}	385 cm
h _{ef}	385 cm
h _{ef}	385 cm
h _{ef}	385 cm
h _{ef}	385 cm

Dimensiones columnas	
c1	50 cm
c2	45 cm

Comprobaciones geométricas			
l/d ₁	12.6222472	l/d ₁ >4	Si
b	40	b>25	Si
c1	50	b<=c1	Si
b/c1	0.8	b/c1<=1	Si
l/b	18.8725	l/b>=30	Si

Características de los materiales			
Acero	f _y	f _{ck}	0.0333
fy	6032	fu	6533
fy	6032	fu	6533
fy	6032	fu	6533
fy	6032	fu	6533
fy	6032	fu	6533

El procedimiento tiene en cuenta los efectos de...

DISÑO DE VIGA 35x50

DISÑO A FLEXÓN

q _d	240 kg/m ²
q _s	1200 kg/m ²
q _t	23760 N/m ²
q _t	230000 kg/m ²

Definición unidad del hormigón
m³ 0.003

Características de Resón	
h _{med}	0.85
g _H	0.9

Dimensiones columnas	
c1	50 cm
c2	50 cm

Características geométricas	
Distancia entre ejes	800 mm
Cat. tipo	700 mm
Paralela viga	50 mm
Inclinación	5.8 cm
Paralela efectiva (1)	44.2 cm
Paralela efectiva (2)	38.4 cm
Ancho viga	35 cm
Paralela tipo	27 cm

Comprobaciones geométricas			
l/d ₁	16.968	l/d ₂ +4	5
b	85	b+25	5
c1	50	b+c1	5
N/b	1.428371430	N/b+3	5
L/b	21.42837143	L/b+30	5

Características de los materiales

Acero	f _{yk}	f _{tdk}	f _{yk} /f _{tdk}
fy	500	549	1.1
f _d (Acero)	355	386	1.1
El coeficiente beta depende de la clase de acero.			

EMPOTRAMIENTO DERECHO

M Acero superior (+)	387932.3 kg/cm
M Acero inferior (-)	37962.34 kg/cm

Acero a Tracción	
Diseño acero longitudinal viga (sin considerar aporte de la losa)	
Cantidad	3.5482143 %
A _{st}	23.920875 cm ²
M _{nom}	336305.8 kg/cm
A _{st} (1)	4.5649564 cm ²
A _{st} (2)	5.1566667 cm ²
A _{st} considerado	5.1566667 cm ²

A _s	12.217553 cm ²
a	7.1868546 cm
A _{st} considerado	12.217553 cm ²
A _s	5.1566667 cm ²

Diseño acero longitudinal viga (considerando aporte de la losa)	
M1	467 cm
M2	222.5 cm
M _f escogido	222.5 cm

A _s	11.355934 cm ²
a	1.0710343 cm
A _s escogido	12.217553 cm ²

Cálculo del momento real en empotramiento derecho	
Diámetro varilla	16 mm
Área por varilla	2.0106193 cm ²
# varillas	2
A _s	4.0212386 cm ²
A _s	6.3175216 cm ²

Fuerza Comp A _s	32326.988 kg
Fuerza Tracción A _s	64653.977 kg
c	58.38703 cm
a	13.758897 cm
Comp de comp Ho	90983.365 kg
M ₁	2379228.4 kgf/cm

CONTR

M Acero superior (+)	1438725.52 kg/cm
M Acero inferior (-)	256773.63 kg/cm

Acero a Tracción	
Diseño acero longitudinal viga (sin considerar aporte de la losa)	
Cantidad	3.5482143 %
A _{st}	23.920875 cm ²
M _{nom}	336305.8 kg/cm
A _{st} (1)	4.5649564 cm ²
A _{st} (2)	5.1566667 cm ²
A _{st} considerado	5.1566667 cm ²

A _s	7.1564054 cm ²
a	4.2096502 cm
A _{st} considerado	7.1564054 cm ²
A _s	5.1566667 cm ²

Diseño acero longitudinal viga (considerando aporte de la losa)	
M1	467 cm
M2	222.5 cm
M _f escogido	222.5 cm

A _s	6.8649439 cm ²
a	0.6732229 cm
A _s escogido	7.1564054 cm ²

Cálculo del momento real en el centro	
Diámetro varilla	16 mm
Área por varilla	2.0106193 cm ²
# varillas	2
A _s	4.0212386 cm ²
A _s	6.3175216 cm ²

Fuerza Comp A _s	27972.3 kg
Fuerza Tracción A _s	55944.6 kg
c	10.830338 cm
a	9.2057877 cm
Comp de comp Ho	44077.364 kg
M ₁	1521412.3 kgf/cm

EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO

M Acero superior (+)	329958.2 kg/cm
M Acero inferior (-)	39778.09 kg/cm

Acero a Tracción	
Diseño acero longitudinal viga (sin considerar aporte de la losa)	
Cantidad	3.5482143 %
A _{st}	23.920875 cm ²
M _{nom}	336305.8 kg/cm
A _{st} (1)	4.5649564 cm ²
A _{st} (2)	5.1566667 cm ²
A _{st} considerado	5.1566667 cm ²

A _s	12.822634 cm ²
a	7.5427263 cm
A _{st} considerado	12.822634 cm ²
A _s	5.1566667 cm ²

Diseño acero longitudinal viga (considerando aporte de la losa)	
M1	467 cm
M2	222.5 cm
M _f escogido	222.5 cm

A _s	11.876179 cm ²
a	1.0988194 cm
A _s escogido	12.822634 cm ²

Cálculo del momento real en empotramiento izquierdo	
Diámetro varilla	16 mm
Área por varilla	2.0106193 cm ²
# varillas	2
A _s	4.0212386 cm ²
A _s	6.3175216 cm ²

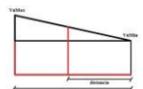
Fuerza Comp A _s	33092.866 kg
Fuerza Tracción A _s	66185.732 kg
c	12.238978 cm
a	14.536231 cm
Comp de comp Ho	33094.43 kg
M ₁	253687.4 kgf/cm

DISÑO A CORTANTE

M H _g	2538937.4 kgf/cm
M H _{ad}	1378028.4 kgf/cm
N _g	0

Características y cargas	
g _H	0.75
H ₀	0.2346
Carga inverta	290 kg/m ²
Carga viva	200 kg/m ²
Área tributaria	36.228 m ²

W ₁₂	55.2132 kg/m ²
H ₀₂	0 kg/m ²
W ₁₃	22.274432 kg/m ²
V _{max}	14971.044 kg
V _{min}	-1807.7803 kg



Características del hormigón	
h _{med}	1
Cuanteo	1.264 %
h _{med} _1	0.800255
h _{med} _2	1
h _{med} _a_ escogido	0.800255
Área total	1750 cm ²

V _{max}	1574.808 kg
V _{min}	5272.246 kg
V ₁	12701.991 kg
V ₂	9891.791 kg
0.27 * V ₁ * (L ₁ / L ₂) * (L ₂ / L ₁) ²	6470.8257 kg
V _{max}	63450.04 kg

Cálculo del refuerzo	
A _{st} (1)	0.0291667 cm ² /cm
A _{st} (2)	0.0291667 cm ² /cm
A _{st} (f) escogido	0.0291667 cm ² /cm
1.1 * V ₁ / (L ₁ * f _{yk})	29362.633 kg

EXTREMO DERECHO

Distancia (D)	500 cm
# varillas	2
Diámetro varilla	16 mm
Área total	4.0212386 cm ²

V _f	439.60396 kg
V _c	9491.6761 kg
A _{st} (1)	0.0291667 cm ² /cm
A _{st} (2)	0.796218 cm ² /cm
A _{st} (f) escogido	0.0291667 cm ² /cm
V ₁	5434.3 kg
x por norma1	22.1 cm
x por norma2	60 cm
x por norma3	11.05 cm
x por norma4	30 cm
x por norma escogido	22.1 cm
V ₁	14964.176 kg
x requerida	53.831874 cm

Ve que estamos en la zona plástica (D)	
x1	11.05 cm
x2	6 cm
x3	15 cm
x4	22.1 cm
x5	53.831874 cm

x escogido	6 cm
(línea constructiva)	6 cm

Datos de tráfico y costo	
Cortante última aplicación (V _u [kg])	1497304
Cortante máximo por (V _u [kg])	1497304
Cortante absoluto por (V _u [kg])	1497304
Factor de reducción (β)	0.75
Área transversal (A _c [cm ²])	1750

Separación de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-08 Sección 18.6.4.4	100 mm
150 mm	15 cm
Bald para acero grado 60	6 cm
13.824 cm	13.824 cm
Separación definitiva	6 cm

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica	
Normativa ACI 318-08 Sección 18.6.4.4	100 mm
Área transversal (A _c)	1750
% altura de la sección transversal de la viga	100

CONTR

Distancia (D)	375 cm
# varillas	2
Diámetro varilla	16 mm
Área total	4.0212386 cm ²

V _f	6383.6138 kg
V _c	12701.991 kg
A _{st} (1)	0.0291667 cm ² /cm
A _{st} (2)	0.307648 cm ² /cm
A _{st} (f) escogido	0.0291667 cm ² /cm
V ₁	5434.3 kg
x por norma1	22.1 cm
x por norma2	60 cm
x por norma3	11.05 cm
x por norma4	30 cm
x por norma escogido	22.1 cm
V ₁	18116.491 kg
x requerida	53.855874 cm

Ve que estamos en la zona central	
x1	22.1 cm
x2	53.855874 cm

x escogido	22.1 cm
(línea constructiva)	22 cm

EXTREMO IZQUIERDO

Distancia (D)	600 cm
# varillas	2
Diámetro varilla	16 mm
Área total	4.0212386 cm ²

V _f	12735.001 kg
V _c	12701.991 kg
A _{st} (1)	0.0291667 cm ² /cm
A _{st} (2)	2.7638758 cm ² /cm
A _{st} (f) escogido	2.7638758 cm ² /cm
V ₁	513457.16 kg
x por norma1	22.1 cm
x por norma2	60 cm
x por norma3	11.05 cm
x por norma4	30 cm
x por norma escogido	22.1 cm
V ₁	538138.37 kg
x requerida	0.6478001 cm

Ve que estamos en la zona plástica (D)	
x1	11.05 cm
x2	6 cm
x3	15 cm
x4	22.1 cm
x5	0.6478001 cm

x escogido	0.3678001 cm
(línea constructiva)	6 cm

DISEÑO DE VIGA: 30x40**DISEÑO A FLEXIÓN**

f'c	240	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
Ec	233928.19	kg/cm2
Es	2100000	kg/cm2

Deformación unitaria del hormigón
eu 0.003

Características de flexión

beta1	0.85
phi	0.9

Características geométricas

Distancia e	800	cm
Luz libre	755	cm
Peralte vig	40	cm
Recubrimi	5.8	cm
Peralte efe	34.2	cm
Peralte efe	28.4	cm
Ancho viga	30	cm
Peralte los	27	cm

Dimensiones columnas

c1	45	cm
c2	45	cm

Comprobaciones geométricas

L/d	22.076	L/d>=4	Si
b	30	b>=25	Si
c1	45	b<=c1	Si
h/b	1.333333	h/b<=3	Si
L/b	25.16667	L/b<=30	Si

Geometría y dimensiones de la Viga

Ancho	b (cm)	30
Alto	h (cm)	40
Área bruta	Ag (cm2)	1200
Luz libre	hl (cm)	755
Peralte efe	d (cm)	34.2

Características de los materiales			
Acero		Hormigón	
ety	0.002	eu	0.003
fy (kg/cm2)	4200	f'c (kg/cm2)	240
l recubrimiento libre del acero será de 5.8 cm			

EMPOTRAMIENTO DERECHO

M Acero s	337272.13	kg-cm
M Acero in	674544.25	kg-cm

Acero a Tracción

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte de la losa)

Cuantia m	1.5482143	%
Asmax	15.884679	cm2
Mnmax	1726229.9	kg-cm
Asmin1	3.0275664	cm2
Asmin2	3.42	cm2
Asmin con	3.42	cm2

As	5.5240246	cm2
a	3.7909973	cm
As conside	5.5240246	cm2
As'	3.42	cm2

Acero a Compresión

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte de la losa)

Cuantia m	1.548214	%
As'max	15.88468	cm2
Mnmax	1726230	kg-cm
As'min1	3.027566	cm2
As'min2	3.42	cm2
As'min con	3.42	cm2

As'	2.68105	cm2
a	1.839936	cm
As' conside	3.42	cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte de la losa)

bf1	462	cm
bf2	218.75	cm
bf escogid	218.75	cm

As	5.255872	cm2
a	0.4946703	cm

As escogid	5.5240246	cm2
------------	-----------	-----

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte de la losa, viga T)

bf1	462	cm
bf2	218.75	cm
bf escogid	218.75	cm

As'	2.618364	cm2
a	0.246434	cm

As' escogid	3.42	cm2
-------------	------	-----

Cálculo del momento real en empotramiento derecho

Diametro v	16	mm
Area por v	2.0106193	cm2
# varillas	3	
As	12.315043	cm2
As'	6.1575216	cm2

Diametro v	20	mm
Area por v	3.141593	cm2
# varillas	2	

Fuerza Co	32326.988	kg
Fuerza Tra	64653.977	kg
c	18.884487	cm
a	16.051814	cm
Cuerpo de	96980.965	kg
Mn	1620302.3	kgf-cm

CENTRO

M Acero in 168636.06 kg-cm
 M Acero s 306900.1 kg-cm

Acero a Tracción

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte de

Cuantia m 1.5482143 %
 Asmax 15.884679 cm2
 Mnmax 1726229.9 kg-cm
 Asmin1 3.0275664 cm2
 Asmin2 3.42 cm2
 Asmin con 3.42 cm2

 As 1.3220003 cm2
 a 0.9072551 cm
 As conside 3.42 cm2
 As' 3.42 cm2

Acero a Compresión

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte de la losa)

Cuantia m 1.548214 %
 As'max 15.88468 cm2
 Mnmax 1726230 kg-cm
 As'min1 3.027566 cm2
 As'min2 3.42 cm2
 As'min con 3.42 cm2

 As' 2.433403 cm2
 a 1.669982 cm
 As' conside 3.42 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte de

bf1 462 cm
 bf2 218.75 cm
 bf escogid 218.75 cm

As 1.3068152 cm2
 a 0.1229944 cm

As escogid 3.42 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte de la losa, viga T)

bf1 462 cm
 bf2 218.75 cm
 bf escogid 218.75 cm

As' 2.381797 cm2
 a 0.224169 cm

As' escogid 3.42 cm2

Cálculo del momento real en el centro

Diametro v 16 mm
 Area por v 2.0106193 cm2
 # varillas 2
 As 7.1628313 cm2
 As' 3.42 cm2

Diametro v 20 mm
 Area por v 3.141593 cm2
 # varillas 1

Fuerza Co 17955 kg
 Fuerza Tra 37604.864 kg
 c 10.814599 cm
 a 9.1924092 cm
 Cuerpo de 55559.864 kg
 Mn 1134860.8 kgf-cm

EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO

M Acero s 326658.16 kg-cm
 M Acero in 653316.31 kg-cm

Acero a Tracción

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte de

Cuantia m 1.5482143 %
 Asmax 15.884679 cm2
 Mnmax 1726229.9 kg-cm
 Asmin1 3.0275664 cm2
 Asmin2 3.42 cm2
 Asmin con 3.42 cm2

 As 5.3397304 cm2
 a 3.6645209 cm
 As conside 5.3397304 cm2
 As' 3.42 cm2

Acero a Compresión

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte de la losa)

Cuantia m 1.548214 %
 As'max 15.88468 cm2
 Mnmax 1726230 kg-cm
 As'min1 3.027566 cm2
 As'min2 3.42 cm2
 As'min con 3.42 cm2

 As' 2.594358 cm2
 a 1.780442 cm
 As' conside 3.42 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte de

bf1 462 cm
 bf2 218.75 cm
 bf escogid 218.75 cm

As 5.0892944 cm2
 a 0.4789924 cm

As escogid 5.3397304 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte de la losa, viga T)

bf1 462 cm
 bf2 218.75 cm
 bf escogid 218.75 cm

As' 2.535675 cm2
 a 0.238652 cm

As' escogid 3.42 cm2

Cálculo del momento real en empotramiento izquierdo

Diametro v	16 mm	Diametro v	20 mm
Area por v	2.0106193 cm ²	Area por v	3.141593 cm ²
# varillas	2	# varillas	3
As	13.446017 cm ²		
As'	3.42 cm ²		

Fuerza Co	17955 kg
Fuerza Tra	70591.587 kg
c	17.155761 cm
a	14.582397 cm
Cuerpo de	88546.587 kg
Mn	1872760.6 kgf-cm

DISEÑO A CORTANTE

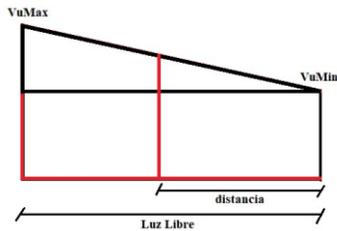
M izq	1872760.6 kgf-cm
M der	1620302.3 kgf-cm
Nu	0

Características y cargas

phi	0.75
sDS	0.1244
Carga mue	290 kg/m ²
Carga viva	200 kg/m ²
Area tribut	30.224 m ²

Wu1	555.2152 kg/m ²
Wu2	0 kg/m ²
Wu	22.226257 kg/cm

Vumax	13016.985 kg
Vumin	-3763.8387 kg



Características del hormigón

lambda	1	
Cuantia	1.644 %	
lambda_s1	0.9190183	
lambda_s2	1	
lambda_s	0.9190183	
Área bruta	1200 cm ²	6862.514
		16223.87
		23086.38

Vcmax	21139.982 kg
Vsmax	34968.392 kg
Vc1	8424.2035 kg
Vc2	7428.404 kg
0.27*I*(f'c	4291.5754 kg
Vumax	42081.281 kg

Cálculo del refuerzo

Avmin/s1	0.0221313 cm ² /cm
Avmin/s2	0.025 cm ² /cm
Avmin/s es	0.025 cm ² /cm
1.1*(f'c)^(17484.196 kg

EXTREMO DERECHO

distancia (80 cm
# ramas	2
diámetro v	10 mm
Area total	1.5707963 cm2

Vu'	-1985.7381 kg
Vc	7428.404 kg
Av/s1	0.025 cm2/cm
Av/s2	-9.8207162 cm2/cm
Av/s escog	0.025 cm2/cm
Vs	3591 kg
s por norm	17.1 cm
s por norm	60 cm
s por norm	8.55 cm
s por norm	30 cm
s por norm	17.1 cm
Vn	11019.404 kg
s requerida	62.831853 cm

Ya que estamos en la zona plástica (2h)

s1	8.55 cm
s2	6 cm
s3	15 cm
s4	17.1 cm
s5	62.831853 cm
s escogido	6 cm
s (med con	6 cm

Datos diseño a corte	
Cortante \dot{u} Vu (kgf)	13016.99
Cortante r Vc(kgf)	7428.40
Cortante a Vs(kgf)	3591
Factor de ϕ	0.75
Acero tran Av (cm2)	1.57

paración de estribos en la Zona Crít ormativa ACI 318-19 Sección 18.6.4	
d/4	8.55 cm
150 mm	15 cm
6db para a	6 cm
	62.832 cm
Separación	6 cm

de desarrollo de estribos en la Zon ormativa ACI 318-19 Sección 18.6.4	
Longitud d	80 cm
tura de la sección transversal de la	

CENTRO

distancia	377.5 cm
# ramas	2
diámetro v	10 mm
Area total	1.570796 cm2

Vu'	4626.573 kg
Vc	8424.204 kg
Av/s1	0.025 cm2/cm
Av/s2	-2.19828 cm2/cm
Av/s escog	0.025 cm2/cm
Vs	3591 kg
s por norm	17.1 cm
s por norm	60 cm
s por norm	8.55 cm
s por norm	30 cm
s por norm	17.1 cm
Vn	12015.2 kg
s requerida	62.83185 cm

Ya que estamos en la zona centra l

s4	17.1 cm
s5	62.83185 cm
s escogido	17.1 cm
s (med con	20 cm

EXTREMO IZQUIERDO

distancia (675 cm
# ramas	2
diámetro v	10 mm
Area total	1.570796 cm2

Vu'	11238.88 kg
Vc	8424.204 kg
Av/s1	0.025 cm2/cm
Av/s2	6.394714 cm2/cm
Av/s escog	6.394714 cm2/cm
Vs	918536.7 kg
s por norm	17.1 cm
s por norm	60 cm
s por norm	8.55 cm
s por norm	30 cm
s por norm	8.55 cm
Vn	926960.9 kg
s requerida	0.24564 cm

Ya que estamos en la zona plástica (2h)

s1	8.55 cm
s2	6 cm
s3	15 cm
s4	8.55 cm
s5	0.24564 cm
s escogido	0.24564 cm
s (med con	6 cm

DISEÑO DE VIGA: 35x45**DISEÑO A FLEXIÓN**

f'c	240 kg/cm2
fy	4200 kg/cm2
Ec	233928.2 kg/cm2
Es	2100000 kg/cm2

Deformación unitaria del hormigón
eu 0.003

Características de flexión
beta1 0.85
phi 0.9

Características geométricas
Distancia e 700.21 cm
Luz libre 655.21 cm
Peralte vig 45 cm
Recubrimi 5.8 cm
Peralte efe 39.2 cm
Peralte efe 33.4 cm
Ancho viga 35 cm
Peralte los 27 cm

Ancho	b (cm)	35
Alto	h (cm)	45
Área bruta	Ag (cm2)	1575
Luz libre	hl (cm)	700.21
Peralte efe	d (cm)	39.2

Dimensiones columnas
c1 45 cm
c2 45 cm

Comprobaciones geométricas

L/d	16.715	L/d>=4	Si
b	35	b>=25	Si
c1	45	b<=c1	Si
h/b	1.285714	h/b<=3	Si
L/b	18.72029	L/b<=30	Si

Acero		Hormigón	
ety	0.002	eu	0.003
fy (kg/cm2)	4200	f'c (kg/cm)	240
recubrimiento libre del acero será de 5.8 cm			

EMPOTRAMIENTO DERECHO

M Acero s 698994.02 kg-cm
M Acero in 1397988 kg-cm

Acero a Tracción

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte
Cuantia m 1.548214 %
Asmax 21.2415 cm2
Mnmax 2645851 kg-cm
Asmin1 4.048559 cm2
Asmin2 4.573333 cm2
Asmin con 4.573333 cm2

As 10.21802 cm2
a 6.010599 cm
As consid 10.21802 cm2
As' 4.573333 cm2

Acero a Compresión

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte de la losa)
Cuantia m 1.548214 %
As'max 21.2415 cm2
Mnmax 2645851 kg-cm
As'min1 4.048559 cm2
As'min2 4.573333 cm2
As'min con 4.573333 cm2

As' 4.897269 cm2
a 2.880747 cm
As' consid 4.897269 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte

bf1 467 cm
bf2 198.8025 cm
bf escogid 198.8025 cm

As 9.555251 cm2
a 0.989554 cm

As escogid 10.21802 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte de la losa, viga T)

bf1 467 cm
bf2 198.8025 cm
bf escogid 198.8025 cm

As' 4.74709 cm2
a 0.491615 cm

As' escogid 4.897269 cm2

Cálculo del momento real en empotramiento derecho

Diametro 16 mm
Area por v 2.010619 cm2
varillas 3
As 12.31504 cm2
As' 6.157522 cm2

Diametro 20 mm
Area por v 3.141593 cm2
varillas 2

Fuerza Co 32326.99 kg
Fuerza Tra 64653.98 kg
c 16.1867 cm
a 13.7587 cm
Cuerpo de 96980.97 kg
Mn 2054767 kgf-cm

CENTRO

M Acero in 764270.4 kg-cm

M Acero s 349497.01 kg-cm

Acero a Tracción

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte

Cuantia m	1.548214 %
Asmax	21.2415 cm2
Mnmax	2645851 kg-cm
Asmin1	4.048559 cm2
Asmin2	4.573333 cm2
Asmin con	4.573333 cm2

As	2.401949 cm2
a	1.412911 cm
As conside	4.573333 cm2
As'	4.573333 cm2

Acero a Compresión

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte de la losa)

Cuantia m	1.548214 %
As'max	21.2415 cm2
Mnmax	2645851 kg-cm
As'min1	4.048559 cm2
As'min2	4.573333 cm2
As'min con	4.573333 cm2

As'	5.374588 cm2
a	3.161523 cm
As' consid	5.374588 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte

bf1	467 cm
bf2	198.8025 cm
bf escogid	198.8025 cm

As	2.366056 cm2
a	0.245032 cm

As escogid 4.573333 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte de la losa, viga T)

bf1	467 cm
bf2	198.8025 cm
bf escogid	198.8025 cm

As'	5.193484 cm2
a	0.537844 cm

As' escogid 5.374588 cm2

Cálculo del momento real en el centro

Diametro	16 mm
Area por v	2.010619 cm2
# varillas	2
As	7.162831 cm2
As'	5.374588 cm2

Diametro	20 mm
Area por v	3.141593 cm2
# varillas	1

Fuerza Co	28216.59 kg
Fuerza Tra	37604.86 kg
c	11.02618 cm
a	9.372251 cm
Cuerpo de	65821.45 kg
Mn	1329319 kgf-cm

EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO

M Acero s 687885 kg-cm

M Acero in 1375770 kg-cm

Acero a Tracción

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte

Cuantia m	1.548214 %
Asmax	21.2415 cm2
Mnmax	2645851 kg-cm
Asmin1	4.048559 cm2
Asmin2	4.573333 cm2
Asmin con	4.573333 cm2

As	4.816404 cm2
a	2.833179 cm
As conside	4.816404 cm2
As'	4.573333 cm2

Acero a Compresión

Diseño aceros longitudinales viga (sin considerar aporte de la losa)

Cuantia m	1.548214 %
As'max	21.2415 cm2
Mnmax	2645851 kg-cm
As'min1	4.048559 cm2
As'min2	4.573333 cm2
As'min con	4.573333 cm2

As'	10.0412 cm2
a	5.906586 cm
As' consid	10.0412 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte

bf1	467 cm
bf2	198.8025 cm
bf escogid	198.8025 cm

As	4.671174 cm2
a	0.483753 cm

As escogid 4.816404 cm2

Diseño aceros longitudinales viga (considerando aporte de la losa, viga T)

bf1	467 cm
bf2	198.8025 cm
bf escogid	198.8025 cm

As'	9.401456 cm2
a	0.973627 cm

As' escogid 10.0412 cm2

Cálculo del momento real en empotramiento izquierdo

Diametro	16 mm
Area por v	2.010619 cm2
# varillas	2
As	13.44602 cm2
As'	10.0412 cm2

Diametro	20 mm
Area por v	3.141593 cm2
# varillas	3

Fuerza Co	52716.28 kg
Fuerza Tra	70591.59 kg
c	20.65518 cm
a	17.5569 cm
Cuerpo de	123307.9 kg
Mn	1990493 kgf-cm

DISEÑO A CORTANTE

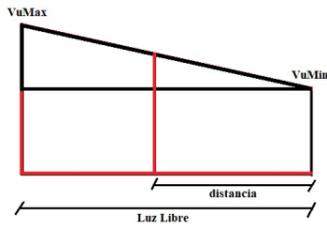
M izq	1990493 kgf-cm
M der	2054767 kgf-cm
Nu	0

Características y cargas

phi	0.75
sDS	0.1244
Carga mue	290 kg/m2
Carga viva	200 kg/m2
Area tribut.....	30.224 m2

Wu1	555.2152 kg/m2
Wu2	0 kg/m2
Wu	25.61137 kg/cm

Vumax	14564.4 kg
Vumin	-2216.423 kg



Características del hormigón

lambda	1
Cuántia	1.712 %
lambda_s1	0.882506
lambda_s2	1
lambda_s	0.882506
Área bruta	1575 cm2

6862.514
16223.87
23086.38

Vcmax	28269.06 kg
Vsmax	46760.85 kg
Vc1	11265.11 kg
Vc2	9668.661 kg
0.27*(f'c)	5738.832 kg
Vumax	56272.43 kg

Cálculo del refuerzo

Avmin/s1	0.02582 cm2/cm
Avmin/s2	0.029167 cm2/cm
Avmin/s e	0.029167 cm2/cm
1.1*(f'c)^(23380.43 kg

EXTREMO DERECHO

distancia (90 cm
# ramas	2
diametro v	10 mm
Area total	1.570796 cm2

CENTRO

distancia	327.605 cm
# ramas	2
diametro v	10 mm
Area total	1.570796 cm2

EXTREMO IZQUIERDO

distancia (565.21 cm
# ramas	2
diametro v	10 mm
Area total	1.570796 cm2

Vu' 88.59969 kg
 Vc 9668.661 kg
 Av/s1 0.029167 cm²/cm
 Av/s2 -6.961026 cm²/cm
 Av/s escog 0.029167 cm²/cm
 Vs 4802 kg
 s por norm 19.6 cm
 s por norm 60 cm
 s por norm 9.8 cm
 s por norm 30 cm
 s por norm 19.6 cm
 Vn 14470.66 kg
 s requerid 53.85587 cm

Vu' 6173.989 kg
 Vc 11265.11 kg
 Av/s1 0.029167 cm²/cm
 Av/s2 -2.21074 cm²/cm
 Av/s escog 0.029167 cm²/cm
 Vs 4802 kg
 s por norm 19.6 cm
 s por norm 60 cm
 s por norm 9.8 cm
 s por norm 30 cm
 s por norm 19.6 cm
 Vn 16067.11 kg
 s requerid 53.85587 cm

Vu' 12259.38 kg
 Vc 11265.11 kg
 Av/s1 0.029167 cm²/cm
 Av/s2 3.703151 cm²/cm
 Av/s escog 3.703151 cm²/cm
 Vs 609686.7 kg
 s por norm 19.6 cm
 s por norm 60 cm
 s por norm 9.8 cm
 s por norm 30 cm
 s por norm 9.8 cm
 Vn 620951.8 kg
 s requerid 0.424178 cm

Ya que estamos en la zona plástica (2h)

s1 9.8 cm
 s2 6 cm
 s3 15 cm
 s4 19.6 cm
 s5 53.85587 cm

s escogido 6 cm
 s (med con 6 cm

Ya que estamos en la zona centra l

s4 19.6 cm
 s5 53.85587 cm

s escogido 19.6 cm
 s (med con 20 cm

Ya que estamos en la zona plástica (2h)

s1 9.8 cm
 s2 6 cm
 s3 15 cm
 s4 9.8 cm
 s5 0.424178 cm

s escogido 0.424178 cm
 s (med con 6 cm

Datos diseño a corte		
Cortante ú	Vu (kgf)	14564.40
Cortante r	Vc(kgf)	9668.66
Cortante a	Vs(kgf)	4802
Factor de ϕ		0.75
Acero tran	Av (cm ²)	1.57

paración de estribos en la Zona Crí t
ormativa ACI 318-19 Sección 18.6.4

d/4	9.8	cm
150 mm	15	cm
6db para a	6	cm
	53.856	cm
Separación	6	cm

de desarrollo de estribos en la Zo
ormativa ACI 318-19 Sección 18.6.4

Longitud d	90	cm
ura de la sección transversal de la		

DISEÑO A FLEXIÓN

f'_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²

Datos aceros

Viga izq

As'	12.31 cm ²
As	5.89 cm ²

Viga der

As'	12.43 cm ²
As	5.94 cm ²

Análisis en sentido antihorario

T1	64627.5 cm
C1	31185 kg-cm
Vcol antihorario	40388.003 kg
Vj antihorario	55424.497 kg

Análisis en sentido horario

T2	65257.5 cm
C2	30922.5 kg-cm
Vcol horario	36725.28678 kg
Vj horario	59454.71322 kg

Vj 59454.7132 kg

Características geométricas

Ancho viga	35 cm
c1	50 cm
c2	50 cm

Cálculo A_j

x	7.5 cm
be1	50 cm
be2	42.5 cm
be3	85 cm
be escogido	42.5 cm
A_j	2125 cm ²

Cumplimiento de normativa

lambda	1
Caras confinadas	2
phi	0.85
Vn	105345.147 kg
phi*Vn	89543.375 kg
Vj	59454.7132 kg
phi*Vn >= Vj	Si cumple

Dimensiones de vigas y columnas del nudo							
Eje	Story/Column	Viga			Columna		
		Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)	Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)
X	Story 1 - C34	35	50	800	50	50	300
Y	Story 1 - C34	40	60	777.498	50	50	300

Ancho efectivo del nudo								
Ancho Efectivo						Area efectiva		
b (cm)	h (cm)	2*x	(b+h)	(b+2x)	Ancho efectivo (cm)	del nudo Aj (cm)	de la columna	An <= Ac
35	50	15	85	50	50	2500	2500	SÍ CUMPLE
40	50	10	90	50	50	2500	2500	SÍ CUMPLE

Eje	Story/Column	Resistencia a Cortante		
		∅Vn (kgf)	Vu (kgf)	∅Vn >= Vu
X	Story 1 - C34	105345.147	59454.7132	SÍ CUMPLE

DISEÑO A FLEXIÓN

f'_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²

Datos aceros

Viga izq

A_s'	12.31 cm ²
A_s	5.89 cm ²

Viga der

A_s'	12.43 cm ²
A_s	5.94 cm ²

Análisis en sentido antihorario

T1	64627.5 cm
C1	31185 kg-cm
Vcol antihorario	44261.4125 kg
Vj antihorario	51551.0875 kg
Vj	57005.3719 kg

Análisis en sentido horario

T2	65257.5 cm
C2	30922.5 kg-cm
Vcol horario	39174.62812 kg
Vj horario	57005.37188 kg

Características geométricas

Ancho viga	35 cm
c1	50 cm
c2	50 cm

Cálculo A_j

x	7.5 cm
be1	50 cm
be2	42.5 cm
be3	85 cm
be escogido	42.5 cm
A_j	2125 cm ²

Cumplimiento de normativa

lambda	1
Caras confinadas	2
phi	0.85
Vn	105345.147 kg
phi*Vn	89543.375 kg
Vj	57005.3719 kg
phi*Vn >= Vj	Si cumple

Dimensiones de vigas y columnas del nudo							
Eje	Story/Column	Viga			Columna		
		Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)	Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)
X	Story 1 - C34	35	50	800	50	50	300
Y	Story 1 - C34	40	60	777.498	50	50	300

Ancho efectivo del nudo								
Ancho Efectivo						Area efectiva		
b (cm)	h (cm)	2*x	(b+h)	(b+2x)	ncho efectivo (cm)	del nudo Aj (cm)	de la columna	An <= Ac
35	50	15	85	50	50	2500	2500	SÍ CUMPLE
40	50	10	90	50	50	2500	2500	SÍ CUMPLE

Eje	Story/Column	Resistencia a Cortante		
		∅Vn (kgf)	Vu (kgf)	∅Vn >= Vu
X	Story 1 - C34	105345.147	57005.3719	SÍ CUMPLE

DISEÑO A FLEXIÓN

f'_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²

Datos aceros

Viga izq

As'	15.9 cm ²
As	7.63 cm ²

Viga der

As'	7.77 cm ²
As	4.57 cm ²

Análisis en sentido antihorario

T1	83475 cm
C1	23992.5 kg-cm
Vcol antihorario	46945.7198 kg
Vj antihorario	60521.7802 kg
Vj	60521.7802 kg

Análisis en sentido horario

T2	40792.5 cm
C2	40057.5 kg-cm
Vcol horario	36937.78712 kg
Vj horario	43912.21288 kg

Características geométricas

Ancho viga	40 cm
c1	50 cm
c2	50 cm

Cálculo A_j

x	5 cm
be1	50 cm
be2	45 cm
be3	90 cm
be escogido	45 cm
A_j	2250 cm ²

Cumplimiento de normativa

lambda	1
Caras confinadas	2
phi	0.85
Vn	111541.92 kg
phi*Vn	94810.6323 kg
Vj	60521.7802 kg
phi*Vn >= Vj	Si cumple

Dimensiones de vigas y columnas del nudo							
Eje	Story/Column	Viga			Columna		
		Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)	Base (cm)	Alto (cm)	Longitud (cm)
X	Story 1 - C34	35	50	800	50	50	300
Y	Story 1 - C34	40	60	777.498	50	50	300

Ancho efectivo del nudo								
Ancho Efectivo						Area efectiva		
b (cm)	h (cm)	2*x	(b+h)	(b+2x)	Ancho efectivo (cm)	del nudo Aj (cm)	de la columna	An <= Ac
35	50	15	85	50	50	2500	2500	SÍ CUMPLE
40	50	10	90	50	50	2500	2500	SÍ CUMPLE

Eje	Story/Column	Resistencia a Cortante		
		∅Vn (kgf)	Vu (kgf)	∅Vn >= Vu
Y	Story 1 - C34	111541.92	60521.7802	SÍ CUMPLE

DISEÑO A FLEXIÓN

f_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
E_c	233928.194 kg/cm ²
E_s	2100000 kg/cm ²

Dimensiones columnas

c1	50 cm
c2	50 cm

Características geométricas

Distancia entre ejes	300 cm
Peralte viga	60 cm
Luz libre	240 cm
Recubrimiento	4 cm
Peralte efectivo (T)	46 cm
Área efectiva	2300 cm ²
Peralte efectivo (C)	42 cm
Separación varillas	10.5 cm
Diam acero long	1.6 cm
# varillas	16
Área longitudinal	32.170 cm ²
Ancho viga	40 cm
Ancho bf	40 cm

Geometría y dimensiones de la Columna		
Ancho	b(cm)	50
Alto	h(cm)	50
Área bruta	A_g (cm ²)	2500
Luz libre	h _l (cm)	240
Cuantía	ρ	0.01287
Área de acero longitudinal	A_s (cm ²)	32.17
Área de acero transvers	A_v (cm ²)	2.36

Características de los materiales			
Acero		Hormigón	
E_s	2.10E+06	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.			

DISEÑO A CORTANTE

# ramas	3
diametro estribos	10 mm
A_v	2.356 cm ²
hx	21 cm

Cálculo del momento real

Viga izq

A_s'	9.13 cm ²
A_s	4.57 cm ²

Viga der

A_s'	11.55 cm ²
A_s	5.54 cm ²

Análisis en sentido antihorario

Viga izq acero superior

a	5.87408088 cm
M_{real1}	2543440.31 kg-cm

Análisis en sentido horario

Viga izq acero inferior

a	2.94025735 cm
M_{real1}	1308307.94 kg-cm

Viga der acero inferior
a 3.56433824 cm
Mreal2 1576925.61 kg-cm

Mreal ah total 4120365.92 kg-cm
Vcol antihorario 17168.1913 kg

M real escogido 4478707.3 kg-cm
Vu 18661.2804 kg

Características

Nu 151238.94 kg
Área bruta 2500 cm2
Pc 30000 kg
lambda 1
phi 0.75
Vcmax 51510.6785 kg
Vc 45733.3017 kg
Vs 24881.7072 kg
s calculado 18.2952388 cm
 $1.1 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot b \cdot d$ 39194.5915 kg

Distancia de zona de confinamiento

lo1 50 cm
lo2 50 cm
lo3 40 cm
lo4 45 cm
lo escogido 50 cm

EXTREMO SUPERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 12.5 cm
s2 6 cm
s3 14.6666667 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Viga der acero superior
a 7.43106618 cm
Mreal2 3170399.36 kg-cm

Mreal h total 4478707.3 kg-cm
Vcol horario 18661.2804 kg

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	18661.2804
Cortante resistido por el	ϕVc (kgf)	45733.3017
Cortante absorbido por	Vs(kgf)	24881.7072
Peralte Efectivo	d (cm)	42
Factor de reducción a co	ϕ	0.75
Concreto con densidad	λ	1
Separación mínima del a	sl (cm)	10.50
Acero transversal 3 ram	Av (cm2)	2.36

CENTRO

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Separación de estribos en la Zona Central

s1 23 cm
s2 60 cm
s3 11.5 cm
s4 30 cm
s 23 cm
s calculado 18.3 cm
s escogido 18.2952388 cm
s (med constructivas) 14 cm

EXTREMO INFERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 12.5 cm
s2 6 cm
s3 14.6666667 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

DISEÑO A FLEXIÓN

f_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
E_c	233928.194 kg/cm ²
E_s	2100000 kg/cm ²

Dimensiones columnas

c1	50 cm
c2	50 cm

Características geométricas

Distancia entre ejes	300 cm
Peralte viga	60 cm
Luz libre	240 cm
Recubrimiento	4 cm
Peralte efectivo (T)	46 cm
Área efectiva	2300 cm ²
Peralte efectivo (C)	42 cm
Separación varillas	10.5 cm
Diam acero long	1.6 cm
# varillas	16
Área longitudinal	32.170 cm ²
Ancho viga	40 cm
Ancho bf	40 cm

Geometría y dimensiones de la Columna		
Ancho	b(cm)	50
Alto	h(cm)	50
Área bruta	A_g (cm ²)	2500
Luz libre	h _l (cm)	240
Cuantía	ρ	0.01287
Área de acero longitudinal	A_s (cm ²)	32.17
Área de acero transvers	A_v (cm ²)	2.36

Características de los materiales			
Acero		Hormigón	
E_s	2.10E+06	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.			

DISEÑO A CORTANTE

# ramas	3
diametro estribos	10 mm
A_v	2.35619449 cm ²
hx	21 cm

Cálculo del momento real

Viga izq

A_s'	12.31 cm ²
A_s	5.89 cm ²

Viga der

A_s'	12.43 cm ²
A_s	5.94 cm ²

Análisis en sentido antihorario

Viga izq acero superior

a	7.92003676 cm
M_{real1}	3363213.91 kg-cm

Análisis en sentido horario

Viga izq acero inferior

a	3.78952206 cm
M_{real1}	1673069.25 kg-cm

Viga der acero inferior
a 3.82169118 cm
Mreal2 1686770.28 kg-cm

Mreal ah total 5049984.19 kg-cm
Vcol antihorario 21041.6008 kg

M real escogido 5066549.22 kg-cm
Vu 21110.6218 kg

Características

Nu 92680.0815 kg
Área bruta 2500 cm2
Pc 30000 kg
lambda 1
phi 0.75
Vcmax 51510.6785 kg
Vc 35973.492 kg
Vs 28147.4957 kg
s calculado 16.1725498 cm
 $1.1 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot b \cdot d$ 39194.5915 kg

Distancia de zona de confinamiento

lo1 50 cm
lo2 50 cm
lo3 40 cm
lo4 45 cm
lo escogido 50 cm

EXTREMO SUPERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 12.5 cm
s2 6 cm
s3 14.6666667 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Viga der acero superior
a 7.99724265 cm
Mreal2 3393479.97 kg-cm

Mreal h total 5066549.22 kg-cm
Vcol horario 21110.6218 kg

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	21110.6218
Cortante resistido por el	ϕVc (kgf)	35973.492
Cortante absorbido por	Vs(kgf)	28147.4957
Peralte Efectivo	d (cm)	42
Factor de reducción a co	ϕ	0.75
Concreto con densidad	λ	1
Separación mínima del a	sl (cm)	10.50
Acero transversal 3 ram	Av (cm2)	2.36

CENTRO

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Separación de estribos en la Zona Central

s1 23 cm
s2 60 cm
s3 11.5 cm
s4 30 cm
s 23 cm
s calculado 16.2 cm
s escogido 16.1725498 cm
s (med constructivas) 14 cm

EXTREMO INFERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 12.5 cm
s2 6 cm
s3 14.6666667 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Separación de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.3		
La cuarta parte de la dim	10	cm
6db para acero grado 42	6	cm
$s_o = 10 + \left(\frac{35 - f_x}{3}\right)$	14.67	cm
Separación definitiva	6	cm

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.1		
La altura de la columna e	50	cm
Un sexto de la luz libre d	40	cm
450 mm	45	cm
Longitud definitiva	50	cm

DISEÑO A FLEXIÓN

f_c	240 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
E_c	233928.194 kg/cm ²
E_s	2100000 kg/cm ²

Dimensiones columnas

c1	50 cm
c2	50 cm

Características geométricas

Distancia entre ejes	300 cm
Peralte viga	60 cm
Luz libre	240 cm
Recubrimiento	4 cm
Peralte efectivo (T)	46 cm
Área efectiva	2300 cm ²
Peralte efectivo (C)	42 cm
Separación varillas	10.5 cm
Diam acero long	1.6 cm
# varillas	16
Área longitudinal	32.170 cm ²
Ancho viga	40 cm
Ancho bf	40 cm

Geometría y dimensiones de la Columna		
Ancho	b(cm)	50
Alto	h(cm)	50
Área bruta	A_g (cm ²)	2500
Luz libre	h _l (cm)	240
Cuantía	ρ	0.01287
Área de acero longitudinal	A_s (cm ²)	32.17
Área de acero transvers	A_v (cm ²)	2.36

Características de los materiales			
Acero		Hormigón	
E_s	2.10E+06	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.			

DISEÑO A CORTANTE

# ramas	3
diametro estribos	10 mm
A_v	2.356 cm ²
hx	21 cm

Cálculo del momento real

Viga izq

A_s'	15.84 cm ²
A_s	7.59 cm ²

Viga der

A_s'	8.57 cm ²
A_s	5.12 cm ²

Análisis en sentido antihorario

Viga izq acero superior

a	10.1911765 cm
M_{real1}	4233210.88 kg-cm

Análisis en sentido horario

Viga izq acero inferior

a	4.88327206 cm
M_{real1}	2134166.91 kg-cm

Viga der acero inferior
a 3.29411765 cm
Mreal2 1461007.06 kg-cm

Mreal ah total 5694217.94 kg-cm
Vcol antihorario 23725.9081 kg

M real escogido 5694217.94 kg-cm
Vu 23725.9081 kg

Características

Nu 144793.884 kg
Área bruta 2500 cm2
Pc 30000 kg
lambda 1
phi 0.75
Vcmax 51510.6785 kg
Vc 44659.1257 kg
Vs 31634.5441 kg
s calculado 14.3898636 cm
 $1.1 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot b \cdot d$ 39194.5915 kg

Distancia de zona de confinamiento

lo1 50 cm
lo2 50 cm
lo3 40 cm
lo4 45 cm
lo escogido 50 cm

EXTREMO SUPERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 12.5 cm
s2 6 cm
s3 14.666667 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Viga der acero superior
a 5.51378676 cm
Mreal2 2395540.47 kg-cm

Mreal h total 4529707.38 kg-cm
Vcol horario 18873.7808 kg

Datos diseño a corte		
Cortante último aplicado	Vu (kgf)	23725.9081
Cortante resistido por el	ϕVc (kgf)	44659.1257
Cortante absorbido por	Vs(kgf)	31634.5441
Peralte Efectivo	d (cm)	42
Factor de reducción a co	ϕ	0.75
Concreto con densidad	λ	1
Separación mínima del a	sl (cm)	10.50
Acero transversal 3 ram	Av (cm2)	2.36

CENTRO

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Separación de estribos en la Zona Central

s1 23 cm
s2 60 cm
s3 11.5 cm
s4 30 cm
s 23 cm
s calculado 14.4 cm
s escogido 14.3898636 cm
s (med constructivas) 14 cm

EXTREMO INFERIOR

ramas 3
diametro varillas 10 mm
Area total 2.35619449 cm2

Ya que estamos en la zona de confinamiento (lo)

s1 12.5 cm
s2 6 cm
s3 14.666667 cm
s escogido 6 cm
s (med constructivas) 6 cm

Separación de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.3		
La cuarta parte de la dim	10	cm
6db para acero grado 42	6	cm
$s_o = 10 + \left(\frac{35 - f_x}{3} \right)$	14.67	cm
Separación definitiva	6	cm

Longitud de desarrollo de estribos en la Zona Crítica		
Normativa ACI 318-19 Sección 18.7.5.1		
La altura de la columna e	50	cm
Un sexto de la luz libre d	40	cm
450 mm	45	cm
Longitud definitiva	50	cm

1.- DATOS DE DISEÑO

1.1 CARGAS ACTUANTES

PD =	109.6913	ton	Carga Muerta
PL =	25.6782	ton	Carga Viva
S/C =	500	kg/m ²	Sobrecarga

1.2 DATOS DEL TERRENO

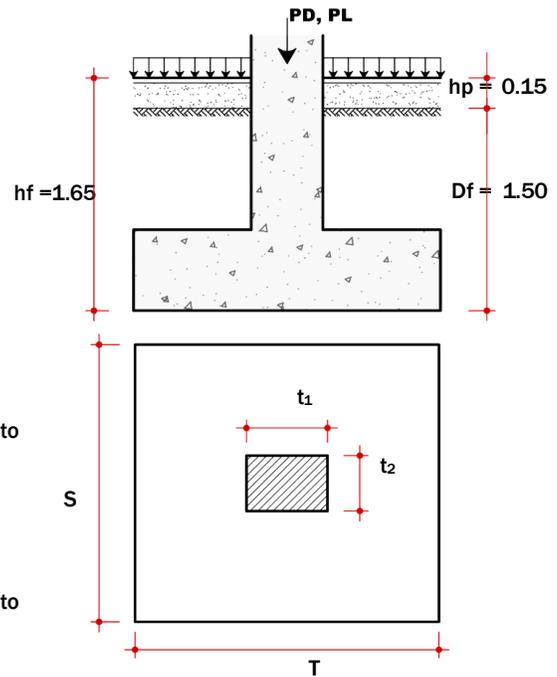
σ_t =	2.00	kg/cm ²	Capacidad portante
γ_m =	2.10	ton/m ³	Densidad promedio del terreno
hp =	0.15	m	Altura del piso
Df =	1.50	m	Fondo de cimentación
hf =	1.65	m	Profundidad de desplante

1.3 DATOS DE LA ZAPATA

f'c =	210	kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
fy =	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero de refuerzo
r =	7.5	cm	Recubrimiento

1.4 DATOS DE LA COLUMNA

f'c =	240	kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
t ₁ =	0.50	m	Longitud mayor
t ₂ =	0.50	m	Longitud menor



2.- PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CÁLCULO DEL ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m \cdot hf - S/C$$

$$\sigma_n = 16.04 \text{ ton/m}^2$$

2.2 CÁLCULO DEL PESO DE SERVICIO

$$P_s = PD + PL$$

$$P_s = 135.37 \text{ ton}$$

2.3 CÁLCULO DEL ÁREA DE LA ZAPATA

$$A_z = P_s / \sigma_n$$

$$A_z = 8.44 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{A_z} = 2.91 \text{ m} \rightarrow \sqrt{A_z} = 2.95 \text{ m}$$

$$T = \sqrt{A_z} + (t_1 - t_2) / 2$$

$$T = 2.950 \text{ m} \rightarrow T = 2.95 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_z} - (t_1 - t_2) / 2$$

$$S = 2.950 \text{ m} \rightarrow S = 2.95 \text{ m}$$

$$LV_1 = (T - t_1) / 2$$

$$LV_1 = 1.23 \text{ m}$$

$$LV_2 = (S - t_2) / 2$$

$$LV_2 = 1.23 \text{ m}$$

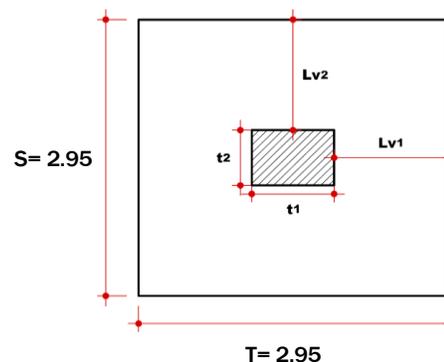
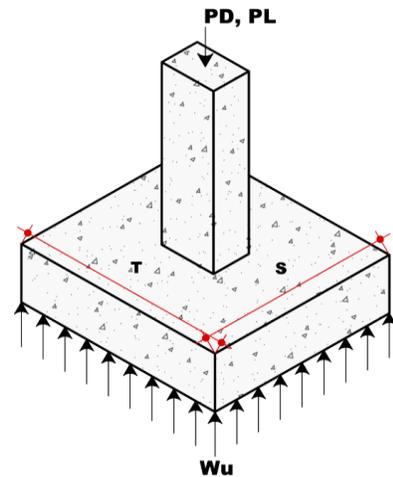
LV₁ = LV₂ ✔ Conforme

$$A_{zRec} = 8.70 \text{ m}^2 \quad \text{✔ Conforme}$$

2.4 CÁLCULO DE LA REACCIÓN NETA DEL TERRENO

$$P_u = 1.2 (WD) + 1.6 (WL)$$

$$P_u = 172.7147 \text{ ton}$$



$$Wu = \frac{Pu}{A_{ZAP}} \quad Wu = 19.85 \text{ ton/m}^2$$

2.5 DIMENSIONAMIENTO ALTURA ZAPATA (HZ)

Condición de diseño: $Vu/\phi = Vc$

$$Vu/\phi = \frac{1}{\phi}(Pu - Wu(t_1 + d)(t_2 + d)) \dots \dots \dots \text{Ec.(1)}$$

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}} < 2 = 0.5/0.5 = 1 < 2$$

$$Vc = 0.27 + (2 + 4/\beta) \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot D \leq 1.06 \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$$

$$Vc = 1.06 \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \dots \dots \dots \text{Ec.(2)}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$bo = 2(t_1 + d) + 2(t_2 + d) = 1 + 4d$$

Igualando ecuaciones Ec(1) = Ec(2)

542.119 d ²	+	280.985 d	-	167.752	=	0
------------------------	---	-----------	---	---------	---	---

$$d1 = 0.355 \text{ m}$$

$$d2 = -0.873 \text{ m}$$

$$\rightarrow d = 35.45 \text{ cm}$$

$$As = 3/4" \text{ plg}$$

$$D_b = 1.91 \text{ cm}$$

$$Hz = d + r + D_b$$

$$Hz = 44.86 \text{ cm}$$

$$\rightarrow Hz = 0.40 \text{ m}$$

✔ Conforme

$$d_{prom} = Hz - (r + D_b)$$

$$d_{prom} = 30.59 \text{ cm}$$

$$d_{prom} = 0.31 \text{ m}$$

3.- VERIFICACIÓN POR CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

3.1 VERIFICACIÓN POR CORTANTE

$$\phi = 0.85$$

Dirección X-X

$$Vdu = Wu \cdot S(Lv - d)$$

$$Vdu = 53.58 \text{ ton}$$

$$Vn = Vdu/\phi$$

$$Vn = 63.04 \text{ ton}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$Vc = 70.24 \text{ ton}$$

Dirección Y-Y

$$Vud = Wu \cdot T(Lv - d)$$

$$Vud = 53.58 \text{ ton}$$

$$Vn = Vud/\phi$$

$$Vn = 63.04 \text{ ton}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$Vc = 70.24 \text{ ton}$$

✔ Conforme

Vn (ton)	<	Vc (ton)
63.04	<	70.24

✔ Conforme

Vn (ton)	<	Vc (ton)
63.04	<	70.24

3.2 VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

$$m = 0.81 \text{ m}$$

$$n = 0.81 \text{ m}$$

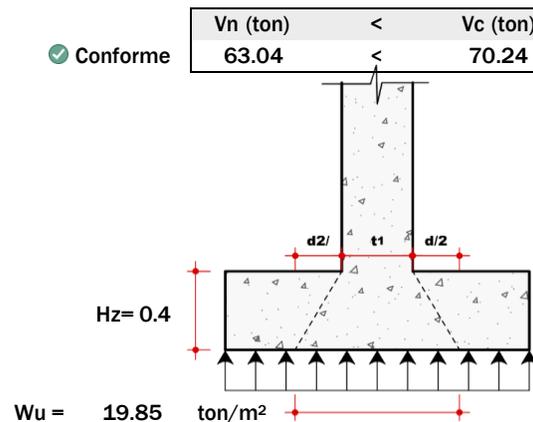
$$Ap = 8.05 \text{ m}^2$$

$$Vu = Wu \cdot Ap$$

$$Vu = 159.85 \text{ ton}$$

$$Vc = \phi \cdot (0.53 + 1.1/\beta) \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$$

$$\beta_c = 1.00 < 2$$



bo = 3.22 m
Vc = 197.99 ton

✓ Conforme	Vu (ton)	<	øVc (ton)
	159.85	<	197.99

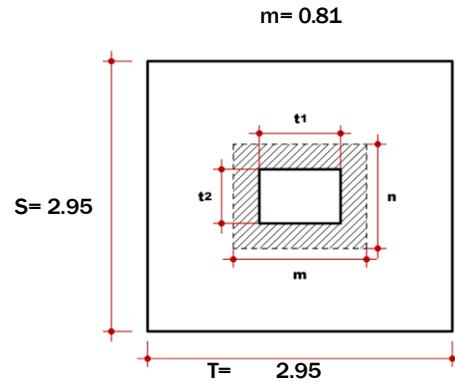
3.3 MOMENTO ÚLTIMO

$$Mu = (Wu \cdot S)Lv^2/2$$

$$Mu = 43.94 \text{ ton-m}$$

$$Mu = (Wu \cdot T)Lv^2/2$$

$$Mu = 43.94 \text{ ton-m}$$



4.- CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO (DISEÑO POR FLEXIÓN)

Área de acero	Acero mínimo	Espaciamento	Cuantía
$As = \frac{0.85 f'c \cdot b \cdot d}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 f'c b d^2}}\right)$	$As_{min} = 0.0018 * b * d$	$S = \frac{b - (2 \cdot r + D_{var})}{N^{\circ}_{var} - 1}$	$\rho = \frac{As}{b * d}$

f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

d = 30.59 cm
rec = 7.5 cm

ø = 0.90
ρ mín = 0.0018

4.1 ACERO LONGITUDINAL (S)

Momento último Mu = 21.21 tn.m

Ancho de análisis	b =	295 cm
Cuantía calculada	ρ =	0.0021
Acero calculado	As =	18.80 cm ²
Acero mínimo	As min =	16.24 cm ²
Acero de diseño	As dis =	18.80 cm ²
Número de varillas	N° var =	9.45 → 10
Acero recalculado	As rec =	19.90 cm ²
Espaciamento	S =	30.93 cm

Varilla φvar	φ Var =	5/8"	plg
Diámetro de φvar	φ Dvar =	1.59	cm
Área de φvar	φ AsVar =	1.99	cm ²

Distribución de varillas	
✓ Conforme	10 φ 5/8" @ 0.31m

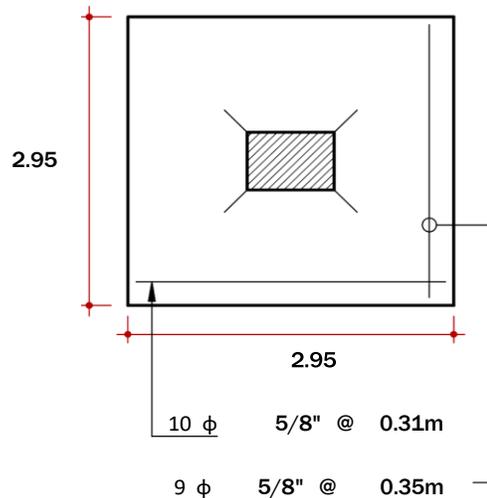
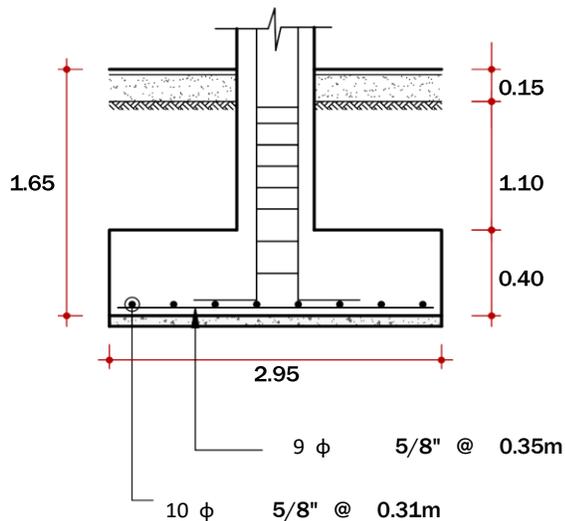
4.2 ACERO TRANSVERSAL (T)

Momento último Mu = 14.31 tn.m

Ancho de análisis	b =	295 cm
Cuantía calculada	ρ =	0.0014 Usar As min
Acero calculado	As =	12.58 cm ²
Acero mínimo	As min =	16.24 cm ²
Acero de diseño	As dis =	16.24 cm ²
Número de varillas	N° var =	8.16 → 9
Acero recalculado	As rec =	17.91 cm ²
Espaciamento	S =	34.80 cm

Varilla φvar	φ Var =	5/8"	plg
Diámetro de φvar	φ Dvar =	1.59	cm
Área de φvar	φ AsVar =	1.99	cm ²

Distribución de varillas	
✓ Conforme	9 φ 5/8" @ 0.35m



5.- VERIFICACIONES DEL DISEÑO

5.1 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO

Longitud disponible para cada barra:

$$L_d = L_v - r$$

$$L_d = 1.150 \text{ m}$$

Para barras en tracción:

$$\phi \leq No. 11 \quad L_d = 0.06 \left(\frac{A_s b \cdot f_y}{\sqrt{f'c}} \right) \geq 0.0057 d_\phi \cdot f_y \geq 30 \text{ cm}$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_d = 34.61 \text{ cm}$$

$$L_d \geq 38.06 \text{ cm}$$

✓ Conforme

$$L_{de} = 0.8 (L_d)$$

$$L_{de} = 27.68 \text{ cm}$$

✓ Conforme

L_{de} (cm)	<	L_{disD} (cm)
27.68	<	115

5.2 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO SOBRE LA COLUMNA

$$P_u = 172.7147 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.70$$

$$P_n = P_u / \phi$$

$$P_n = 246.74 \text{ ton}$$

5.3 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN LA COLUMNA, P_{nb}

$$P_{nb} = 0.85 f'c \cdot A_c$$

$$P_{nb} = 510.00 \text{ ton}$$

✓ Conforme

P_n (ton)	<	P_{nb} (ton)
246.74	<	510.00

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

5.4 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN

$$\frac{X_o}{2.95} = \frac{0.5}{0.50} \quad X_o = 2.95 \text{ m}$$

$$A_2 = 8.70 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot A_1 \leq 2A_1$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 5.90 > 2$$

Usar A_{o1}

$$A_{o1} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2$$

$$A_{o2} = 1.48 \text{ m}^2 \leq 2$$

$$A_{o1} = 0.5 \text{ m}^2 > 2$$

$$A_{o2} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

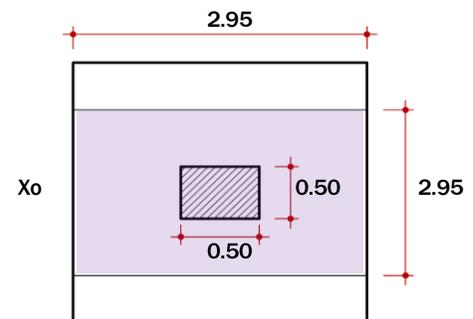
$$P_{nb} = 0.85 f'c \cdot A_o$$

$$P_{nb} = 892.5 \text{ ton}$$

✓ Conforme

P_n (ton)	<	P_{nb} (ton)
246.74	<	892.5

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)



5.5 DOWELLS ENTRE COLUMNA Y CIMENTACIÓN

$$P_n \leq P_{nb}$$

$$A_{smin} = 0.005 \cdot A_c \quad 12.50 \text{ cm}^2$$

Con 4 ϕ como mínimo

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO DE UNA LOSA EN 2 DIRECCIONES POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES.

DATOS GENERALES

Punto min. De fluencia del acero **60,000 psi** 4218 kgf/cm²
 Resist. A la compresion del concreto **3,400 psi** 239 kgf/cm²
 Coeficientes de reducción: Flexión: **0.90** Cortante: **0.75**

DATOS DE LOSA

Lado corto(La) **777.5 cm** Lado largo(Lb) **800.0 cm** Perimetro 3155.0 cm

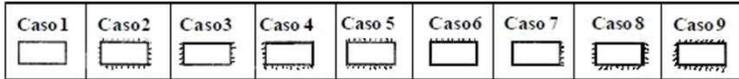
RELACIÓN La/Lb
0.97

VERIFICACIÓN DEL MÉTODO
SI APLICA ESTE MÉTODO

Esesor min. requerido: **17.5 cm** Esesor propuesto: **19.5 cm**

Recubrimiento: **2.5 cm** Peralte efecivo: **17.0 cm**

CASO
8



Lado achurado: Lado de losa continua o empotrado
 Lado sin mancha: Apoyo con torsión irrestrictida

1
2
3
4
5
6
7
8
9

DATOS DE CARGA

MUERTA(SUPERPUESTA) **280 kgf/m²** PESO PROPIO 467 kgf/m²

AGUA **0 kgf/m²** MUERTA TOTAL **747 kgf/m²**

VIVA **200 kgf/m²**

1.4CM ---> 1046 kgf/m²
 1.2CM+1.6(CV+Ps) ---> 1386 kgf/m²

CARGA TOTAL FACTORIZADA
1,386 kgf/m²

REVISIÓN DEL ESPESOR RESPECTO AL CORTANTE

$$\text{Cortante resistente: } 0.53 \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_{\text{unit}} \cdot d_{\text{muro}} = 10,423 \text{ kgf}$$

Coefficiente Ca	0.3581
Coefficiente Cb	0.6419

Cortante sobre apoyo en dirección "a"	3,558 kgf/m
Cortante sobre apoyo en dirección "b"	1,930 kgf/m

Revisión por cortante: **Espesor Apropriado**

CALCULO DE MOMENTOS EN LA LOSA

MOMENTO NEGATIVO EN LA LOSA

Coefficiente Ca	0.0358
Coefficiente Cb	0.0582

Momento negativo en dirección "a"	3,001 kgf·m	--->	300,056 kgf·cm
Momento negativo en dirección "b"	5,161 kgf·m	--->	516,135 kgf·cm

MOMENTO POSITIVO EN LA LOSA POR CARGA MUERTA

Coefficiente Ca	0.0211
Coefficiente Cb	0.0219

Momento positivo en dirección "a"	954 kgf·m	--->	95,398 kgf·cm
Momento positivo en dirección "b"	1,046 kgf·m	--->	104,583 kgf·cm

MOMENTO POSITIVO EN LA LOSA POR CARGA VIVA

Coefficiente Ca	0.0297
Coefficiente Cb	0.0283

Momento positivo en dirección "a"	359 kgf·m	--->	35,893 kgf·cm
Momento positivo en dirección "b"	362 kgf·m	--->	36,239 kgf·cm

MOMENTO POSITIVO TOTAL

Momento positivo en dirección "a"	1,313 kgf·m	--->	131,291 kgf·cm
Momento positivo en dirección "b"	1,408 kgf·m	--->	140,822 kgf·cm

DISEÑO DEL REFUERZO DE LOSA

PARA MOMENTO NEGATIVO EN DIRECCIÓN CORTA

Profundidad del bloque de cortante (asumir) 1.00 cm

Acero requerido 4.80 cm²
0.74 plg²

Profundidad del bloque de cortante (verificación) 1.00 cm

PARA MOMENTO NEGATIVO EN DIRECCIÓN LARGA

Profundidad del bloque de cortante (asumir) 1.76 cm

Acero requerido 8.45 cm²
1.31 plg²

Profundidad del bloque de cortante (verificación) 1.76 cm

PARA MOMENTO POSITIVO EN DIRECCIÓN CORTA

Profundidad del bloque de cortante (asumir) 0.43 cm

Acero requerido 2.07 cm²
0.32 plg²

Profundidad del bloque de cortante (verificación) 0.43 cm

PARA MOMENTO POSITIVO EN DIRECCIÓN LARGA

Profundidad del bloque de cortante (asumir) 0.46 cm

Acero requerido 2.22 cm²
0.34 plg²

Profundidad del bloque de cortante (verificación) 0.46 cm

RESULTADOS ARROJADOS Y ARREGLOS SEGÚN CALIBRE DE VARILLA A UTILIZAR

REFUERZO MÍN. REQUERIDO(ACI 13.3.1)	3.39 cm ²
	0.53 plg ²

SEPARACIÓN MÍNIMA (ACI 13.3.2)	38.9 cm
	15.3 plg

REFUERZO POSITIVO

Area Requerida en dirección larga "B"	3.4 cm ²	#3 @ 20 cm
	0.53 plg ²	#4 @ 33 cm
		#5 @ 39 cm
		#6 @ 50 cm

Area Requerida en dirección corta "A"	3.4 cm ²	#3 @ 20 cm
	0.53 plg ²	#4 @ 33 cm
		#5 @ 39 cm
		#6 @ 50 cm

REFUERZO NEGATIVO

Area Requerida en dirección larga "B"	8.5 cm ²	#3 @ 8 cm
	0.53 plg ²	#4 @ 14 cm
		#5 @ 20 cm
		#8 @ 50 cm

Area Requerida en dirección corta "A"	4.8 cm ²	#3 @ 14 cm
	0.53 plg ²	#4 @ 25 cm
		#5 @ 33 cm
		#6 @ 50 cm

NOTA: Para bordes discontinuos (unidos a una viga de borde) el acero requerido es igual a 1/3 del requerido al centro de la luz (positivo)

Area Requerida para borde discontinuo	1.1 cm ²	#3 @ 39 cm
	0.18 plg ²	#4 @ 39 cm
		#5 @ 39 cm

REVISIÓN DE LOSA POR DEFLEXIÓN

Losa para sistema de entrepiso o de techo: ENTREPISO

Sostiene o está ligada a otros elementos: SI

Elemento ligado es susceptible a las deflexiones: SI

Delta permisible por CV (ACI 9.5.3): No Aplica

Delta permisible por Carga Total: 1.62 cm

Módulo de Elasticidad del Concreto: 233,675 kgf/cm²

Momento de Inercia de la Losa: 61,411 cm⁴

Factor ξ para deflexión a largo plazo: 2

Factor de Amplificación: 2

Valor	Tiempo de aplicación de Cargas
2	5 años o más
1.4	12 meses
1.2	6 meses
1	3 meses

DEFLEXIONES EN DIRECCIÓN LARGA DE LOSA

Deflexión por carga muerta: 0.292 cm

Deflexión por carga viva: 0.152 cm

DEFLEXIONES EN DIRECCIÓN CORTA DE LOSA

Deflexión por carga muerta: 0.251 cm

Deflexión por carga viva: 0.142 cm

Seleccionando los casos más críticos: 0.735 cm

Revisión por Deflexiones: OK

MOMENTO NEGATIVO LADO CORTO - "A"

		<u>CASO</u>										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9		
M neg "b"		1	0	0.045	0	0.05	0.075	0.071	0	0.033	0.061	
La/Lb	Coef	0.95	0	0.05	0	0.055	0.079	0.075	0	0.038	0.065	
	0.95	0.056	0.9	0	0.055	0	0.06	0.08	0.079	0	0.043	0.068
	0.97	0.0582	0.85	0	0.06	0	0.066	0.082	0.083	0	0.049	0.072
	1	0.061	0.8	0	0.065	0	0.071	0.083	0.086	0	0.055	0.075
			0.75	0	0.069	0	0.076	0.085	0.088	0	0.061	0.078
M neg "a"		0.7	0	0.074	0	0.081	0.086	0.091	0	0.068	0.081	
La/Lb	Coef	0.65	0	0.077	0	0.085	0.087	0.093	0	0.074	0.083	
	0.95	0.038	0.6	0	0.081	0	0.089	0.088	0.095	0	0.08	0.085
	0.97	0.0358	0.55	0	0.084	0	0.092	0.089	0.096	0	0.085	0.086
	1	0.033	0.5	0	0.086	0	0.094	0.09	0.097	0	0.089	0.088

		MOMENTO NEGATIVO LADO LARGO -"B"									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
M pos CM "b"		1	0	0.045	0.076	0.05	0	0	0.071	0.061	0.033
La/Lb	Coef	0.95	0	0.041	0.072	0.045	0	0	0.067	0.056	0.029
	0.95	0.021	0.9	0	0.037	0.07	0.04	0	0.062	0.052	0.025
	0.97	0.0219	0.85	0	0.031	0.065	0.034	0	0.057	0.046	0.021
	1	0.023	0.8	0	0.027	0.061	0.029	0	0.051	0.041	0.017
			0.75	0	0.022	0.056	0.024	0	0.044	0.036	0.014
			0.7	0	0.017	0.05	0.019	0	0.038	0.029	0.011
M pos CM "a"		0.65	0	0.014	0.043	0.015	0	0	0.031	0.024	0.008
La/Lb	Coef	0.6	0	0.01	0.035	0.011	0	0	0.024	0.018	0.006
	0.95	0.022	0.55	0	0.007	0.028	0.008	0	0.019	0.014	0.005
	0.97	0.0211	0.5	0	0.006	0.022	0.006	0	0.014	0.01	0.003
	1	0.02									

		MOMENTO POSITIVO POR CM LADO CORTO -"A"											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9			
M pos CV "b"		1	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.02	0.023		
La/Lb	Coef	0.95	0.027	0.95	0.04	0.02	0.021	0.03	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	0.95	0.027	0.9	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026	
	0.97	0.0283	0.85	0.05	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.04	0.029	0.028	
	1	0.03	0.8	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029	
M pos CV "a"		0.75	0.061	0.028	0.04	0.043	0.033	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031	
La/Lb	Coef	0.7	0.068	0.03	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.04	0.033		
	0.95	0.031	0.65	0.07	0.032	0.054	0.05	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034	
	0.97	0.0297	0.6	0.08	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036	
	1	0.028	0.55	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037	
			0.5	0.095	0.037	0.08	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038	

Cortante "a"

MOMENTO POSITIVO POR CM LADO LARGO -"B"

La/Lb	Coef	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0.95	0.38	1	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.02
0.97	0.3581	0.95	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
1	0.33	0.9	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
		0.85	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
		0.8	0.023	0.011	0.02	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.01
Cortante "a"		0.75	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.02	0.013	0.007
La/Lb	Coef	0.7	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
		0.65	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
		0.6	0.01	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
		0.55	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
		0.5	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

TRUE

0.95	0.62
0.97	0.6419
1	0.67

MOMENTO POSITIVO POR CV LADO CORTO -"A"

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.03
0.95	0.04	0.03	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
0.9	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.04	0.035	0.036
0.85	0.05	0.037	0.04	0.043	0.041	0.046	0.045	0.04	0.039
0.8	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
0.75	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
0.7	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.06	0.063	0.054	0.05
0.65	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.07	0.059	0.054
0.6	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
0.55	0.088	0.062	0.08	0.072	0.063	0.073	0.085	0.07	0.063
0.5	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067

MOMENTO POSITIVO POR CV LADO LARGO -"B"

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.03	0.028
0.95	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.9	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.02
0.8	0.023	0.017	0.022	0.02	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.02	0.016	0.013
0.7	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	0.013	0.01	0.014	0.011	0.009	0.01	0.014	0.011	0.009
0.6	0.01	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.5	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

CORTANTE TOTA TRASMITIDO A LA VIGA, LADO CORTO - "A"

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.5	0.5	0.17	0.5	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
0.95	0.55	0.55	0.2	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
0.9	0.6	0.6	0.23	0.6	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
0.85	0.66	0.66	0.28	0.66	0.9	0.83	0.43	0.49	0.79
0.8	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
0.75	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
0.7	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
0.65	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
0.6	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.8	0.94
0.55	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
0.5	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97

CORTANTE TOTA TRASMITIDO A LA VIGA, LADO LARGO - "B"

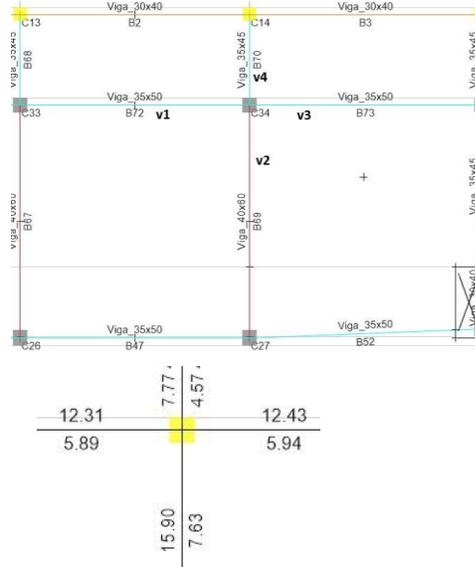
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.5	0.5	0.83	0.5	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	0.45	0.45	0.8	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.9	0.4	0.4	0.77	0.4	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	0.34	0.34	0.72	0.34	0.1	0.17	0.57	0.51	0.21
0.8	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.7	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.6	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.2	0.06
0.55	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.5	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

Propiedades materiales	
f'c	240 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Datos vigas				
	bv(cm)	hv(cm)	r(cm)	d (cm)
v1	35	50	4	44
v2	40	60	4	54
v3	35	50	4	44
v4	35	45	4	39

	v1 (cm ²)	v2 (cm ²)	v3 (cm ²)	v4 (cm ²)
As sup	12.32	16.34	12.44	7.82
As inf	6.28	8.29	6.28	5.09

Datos columnas				
	bc(cm)	hc(cm)	r(cm)	dc (cm)
superior	50	50	4	44.2
Inferior	50	50	4	44.2



Momento Probable (hiperestático) para vigas que concurren al nudo

$$M_p = \frac{1.25 \cdot A_s(\pm) \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} + 10^6 (N \cdot m)$$

$$a = \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$\alpha = 1.25$$

v2

Refuerzo Superior

a 10.51 cm
 Mp 41.83 tn*m
 Mpn 33.47 tn*m

Refuerzo Inferior

a 5.34 cm
 Mp 22.37 tn*m
 Mpn 17.89 tn*m

Suma Mv 51.36 tn*m

v4

Refuerzo Superior

a 5.75 cm
 Mp 14.84 tn*m
 Mpn 11.88 tn*m

Refuerzo Inferior

a 3.74 cm
 Mp 9.93 tn*m
 Mpn 7.94 tn*m

Suma Mv 19.82 tn*m

Momento Nominal para Columnas



COLUMNA SUPERIOR

P permanente 15.813 ton
 P muerta 73.1869 ton
 P sismo 3.6954 ton
 Pn = Pp + Pm - Ps 85.3045 ton

Mn 40.4 Ton*m
 Momento nominal de columna sup, dirección Y (M3) excluyendo phi

COLUMNA INFERIOR

P permanente 25.6779 ton
 P muerta 108.2501 ton

COLUMNA SUPERIOR

P permanente 15.813 ton
 P muerta 73.1869 ton
 P sismo 3.6954 ton
 Pn = Pp + Pm - Ps 85.3045 ton

Mn 40.4 Ton*m
 Momento nominal de columna sup, dirección Y (M3) excluyendo phi

COLUMNA INFERIOR

P permanente 25.6779 ton
 P muerta 108.2501 ton

P sismo 8.67 ton
 Pn = Pp + Pm - Ps 125.258 ton

Mn 43.5 Ton*m
 Momento nominal de columna inf, dirección Y (M3) excluyendo phi

Suma Mc 83.90 tn*m

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} * \sum M_v = 1.63 \text{ Sí Cumple}$$

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_v} \geq 1.2$$

P sismo 8.67 ton
 Pn = Pp + Pm - Ps 125.258 ton

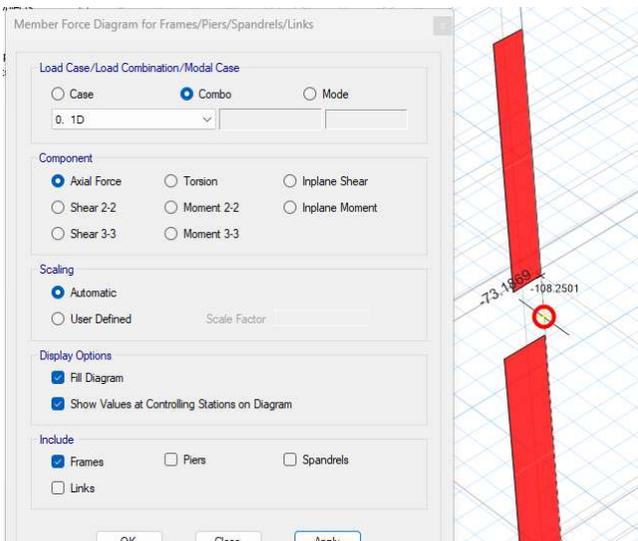
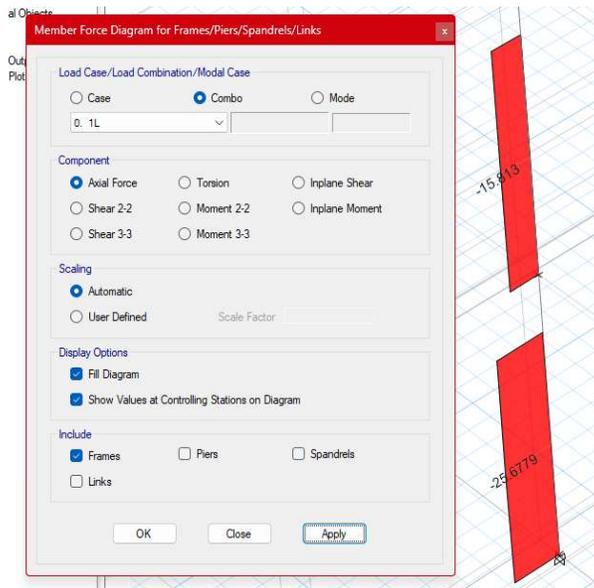
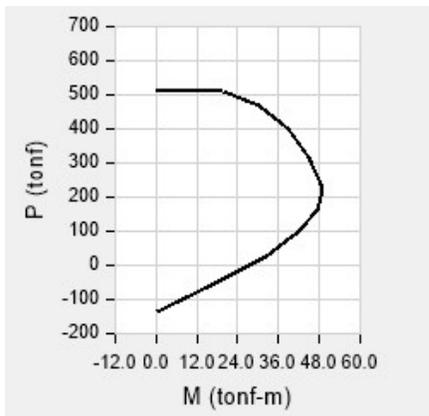
Mn 43.5 Ton*m
 Momento nominal de columna inf, dirección Y (M3) excluyendo phi

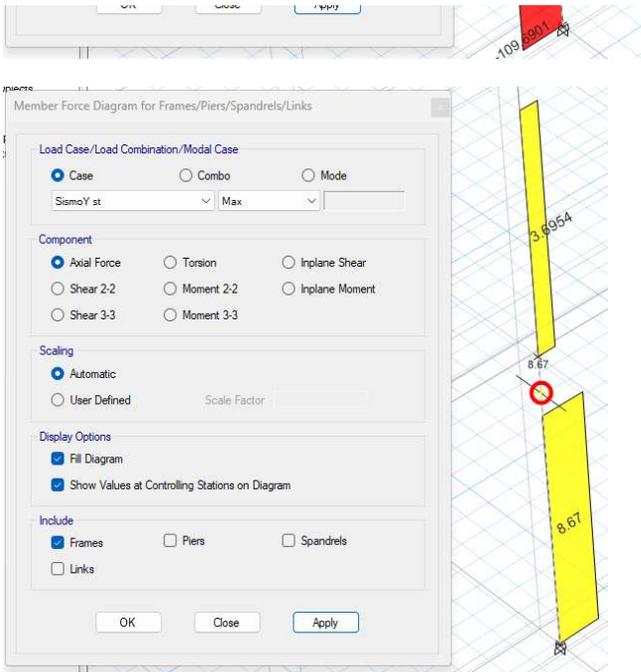
Suma Mc 83.90 tn*m

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} * \sum M_v = 4.23 \text{ Sí Cumple}$$

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_v} \geq 1.2$$

Cargas P permanente, P muerta y P sismo en columnas superior e inferior



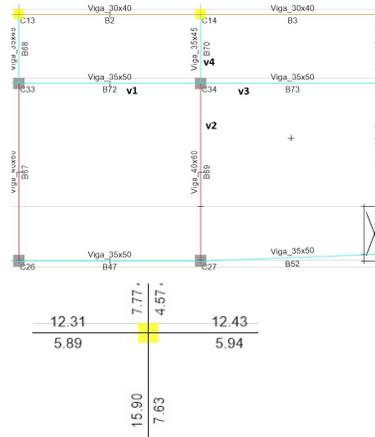


Propiedades materiales	
f'c	240 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Datos vigas				
	bv(cm)	hv(cm)	r(cm)	d (cm)
v1	35	50	4	44
v2	40	60	4	54
v3	35	50	4	44
v4	35	45	4	39

	v1 (cm ²)	v2 (cm ²)	v3 (cm ²)	v4 (cm ²)
As sup	12.32	16.34	12.44	7.82
As inf	6.28	8.29	6.28	5.09

Datos columnas				
	bc(cm)	hc(cm)	r(cm)	dc (cm)
superior	50	50	4	44.2
inferior	50	50	4	44.2



Momento Probable (hiperestático) para vigas que concurren al nudo

$$M_p = \frac{1.25 \cdot Av(a) + fy \cdot \left(\frac{d}{2}\right)}{1.02} + 10^6 (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot a + fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

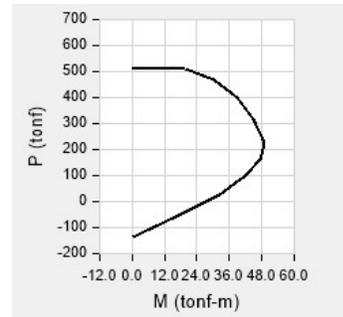
$$\alpha = 1.25$$

v1	
Refuerzo Superior	
a	9.06 cm
Mp	25.54 tn*m
Mpn	20.43 tn*m
Refuerzo Inferior	
a	4.62 cm
Mp	13.76 tn*m
Mpn	11.01 tn*m
Suma Mv	31.44 tn*m

v3	
Refuerzo Superior	
a	9.15 cm
Mp	25.77 tn*m
Mpn	20.61 tn*m
Refuerzo Inferior	
a	4.62 cm
Mp	13.76 tn*m
Mpn	11.01 tn*m
Suma Mv	31.62 tn*m

Momento Nominal para Columnas

Column	bc (cm)	hc (cm)	r (cm)	dc (cm)
1	50	50	4	44.2
2	50	50	4	44.2
3	50	50	4	44.2
4	50	50	4	44.2
5	50	50	4	44.2
6	50	50	4	44.2
7	50	50	4	44.2
8	50	50	4	44.2
9	50	50	4	44.2
10	50	50	4	44.2
11	50	50	4	44.2



COLUMNA SUPERIOR	
P permanente	15.813 ton
P muerta	73.1869 ton
P sismo	3.6954 ton
Pn = Pp + Pm - Ps	85.3045 ton

COLUMNA SUPERIOR	
P permanente	15.813 ton
P muerta	73.1869 ton
P sismo	3.6954 ton
Pn = Pp + Pm - Ps	85.3045 ton

Mn	40.4 Ton*m
Momento nominal de columna sup, dirección X (M2) excluyendo phi	

Mn	40.4 Ton*m
Momento nominal de columna sup, dirección X (M2) excluyendo phi	

COLUMNA INFERIOR	
P permanente	25.6779 ton
P muerta	108.2501 ton
P sismo	8.67 ton
Pn = Pp + Pm - Ps	125.258 ton

COLUMNA INFERIOR	
P permanente	25.6779 ton
P muerta	108.2501 ton
P sismo	8.67 ton
Pn = Pp + Pm - Ps	125.258 ton

Mn	43.5 Ton*m
Momento nominal de columna inf, dirección X (M2) excluyendo phi	

Mn	43.5 Ton*m
Momento nominal de columna inf, dirección X (M2) excluyendo phi	

Suma Mc 83.90 tn*m

$$\sum Mc \geq \frac{6}{5} \cdot \sum Mv$$

$$\frac{\sum Mc}{\sum Mv} \geq 1.2 = 2.67 \text{ Sí Cumple}$$

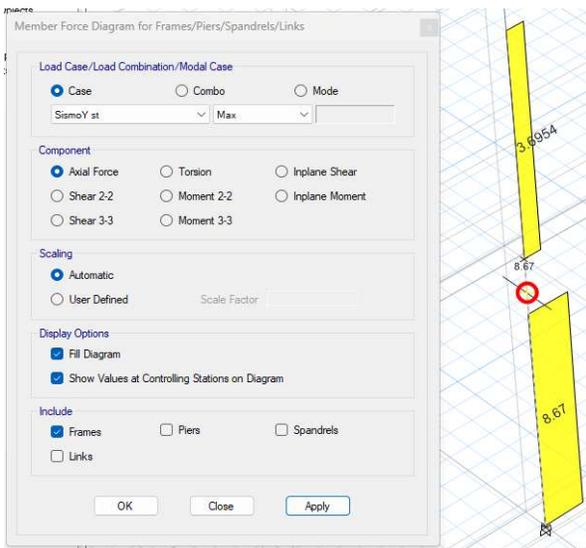
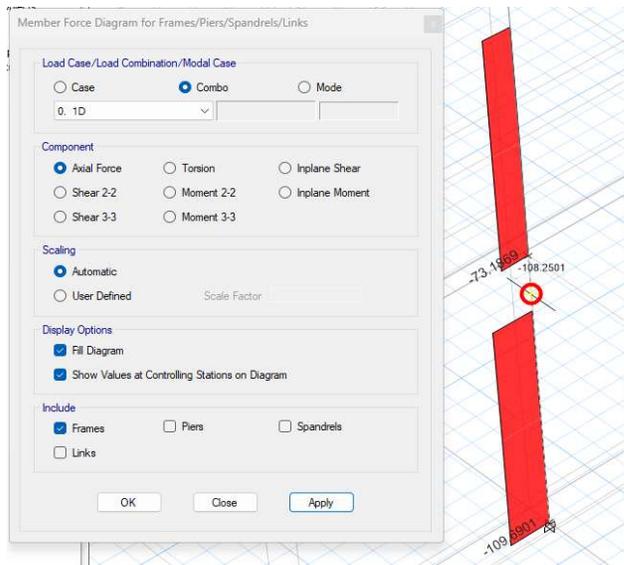
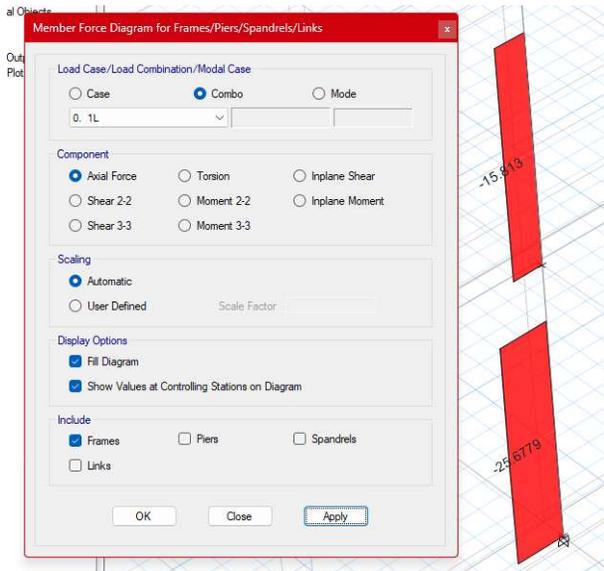
Suma Mc 83.90 tn*m

$$\sum Mc \geq \frac{6}{5} \cdot \sum Mv$$

$$\frac{\sum Mc}{\sum Mv} \geq 1.2 = 2.65 \text{ Sí Cumple}$$

Cargas P permanente, P muerta y P sismo en columnas superior e inferior





DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO HSS.

INGRESO DE DATOS PRINCIPALES.

Propiedades mecánicas del acero.

$f_y =$	2531.05	kg/cm ²
$E_s =$	2038901.92	kg/cm ²
$G_s =$	784193.04	kg/cm ³

Resistencia a la fluencia del acero.
Módulo de elasticidad del Acero.
Módulo de corte del Acero.

Valores de demanda

$P_u =$	28.72	Tn
$M_x =$	15.12	Tn-m
$M_y =$	2.45	Tn-m

Carga axial última.
Momento de demanda en x.
Momento de demanda en y.

Propiedades geométricas del perfil.

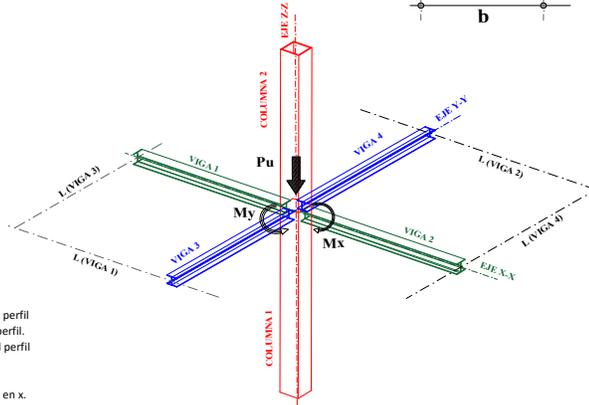
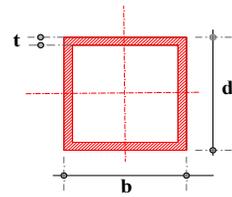
	Columna 1	Columna 2	
d	30	30	cm
t	2	2	cm
b	30	30	cm
L	300	300	cm

Altura de entrepiso del perfil.
Espesor del perfil.
Ancho del perfil.
Altura de la columna.

	Columna 1	Columna 2	
Área=	224	224	cm ²
$X_{cg} =$	15	15	cm
$Y_{cg} =$	15	15	cm
$I_x =$	29418.7	29418.7	cm ⁴
$I_y =$	29418.7	29418.7	cm ⁴
$S_x =$	1961.2	1961.2	cm ³
$S_y =$	1961.2	1961.2	cm ³
$r_x =$	11.46	11.46	cm
$r_y =$	11.46	11.46	cm
$Z_x =$	2356	2356	cm ³
$Z_y =$	2356	2356	cm ³
$J =$	43904	43904	cm ⁴
$C_w =$	0	0	cm ⁶

Sección transversal del perfil.
Centro de gravedad de la figura en x.
Centro de gravedad de la figura en y.
Momento de inercia en x.
Momento de inercia en y.
Módulo de sección elástico en x.
Módulo de sección elástico en y.
Radio de giro en x.
Radio de giro en y.
Módulo de sección plástico en x.
Módulo de sección plástico en y.
Constante torsional de St. Venant.
Constante torsional de alabeo.

Gráficos guías:



Propiedades geométricas de las vigas.

	Viga 1 (x)	Viga 2 (x)	Viga 3 (y)	Viga 4 (y)	
d	40	30	0	24	cm
t_f	1.35	1.07	0	0.98	cm
b_f	18	15	0	12	cm
t_w	0.85	1.07	0	0.62	cm
L	800.581	179.993	0	231.507	cm
$I_x =$	22951.4	8413.2	0	3836.8	cm ⁴

Altura del perfil
Espesor de la ala del perfil
Ancho de la ala del perfil
Espesor del alma del perfil
Longitud de la viga.
Momento de inercia en x.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS TIPO HSS

1) Cálculo del coeficiente de rigidez relativa.

(AISC 360-16 [1], apéndice 7.)

$$G = 1$$

$$G = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c} + \sum \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)_e}{\sum \frac{E_g I_g}{L_g} + \sum \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)_g}$$

$$GB_x = 2.60$$

$$GB_y = 11.83$$

2) Cálculo para coeficiente de longitud efectiva.

(AISC 360-16 [1], apéndice 7.)

Pórticos no arriostrados

$$K = \sqrt{\frac{1.6 G_A G_B + 4.0 (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$$

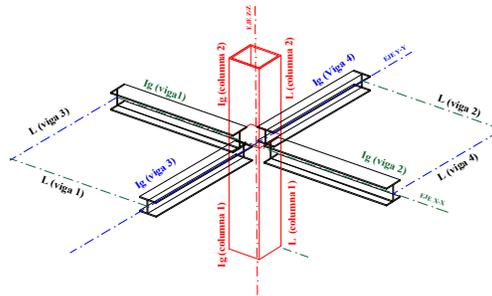
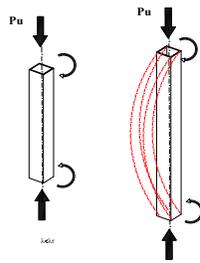
$$K_x = 1.53$$

$$K_y = 1.96$$

$$K = \frac{3 G_A G_B + 1.4 (G_A + G_B) + 0.64}{3 G_A G_B + 2.0 (G_A + G_B) + 1.28}$$

$$K_x = 0.00$$

$$K_y = 0.00$$



3) Determinación de la esbeltez

(AISC 360-16 [1], Capítulo B, tabla B4.1a.)

$$\lambda = \frac{b}{t} = 15$$

No esbelto

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{b}{f_y} \right)} = 39.74$$

$\lambda < \lambda r$	$\lambda > \lambda r$
NO ESBELTO	ESBELTO

4) Pandeo por flexión.

(AISC 360-16 [1], Capítulo E.)

4.1. Miembros sin elementos esbeltos

4.1.1. Tensión crítica de pandeo elástico.

$$\frac{KL}{r} \text{ sentido } x = 40.11$$

$$\text{sentido } y = 51.20$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = 7677.72 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.2. Tensión de pandeo por flexión.

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ o } (F_e \geq 0.44 f_y)$$

$$51.20 \leq 133.68$$

$$6$$

$$7677.72 > 1113.662$$

Aplica

Aplica

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_e}{f_y}} \right] f_y = 2204.84 \text{ kg/cm}^2$$

b) Cuando.

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ o } (F_e < 0.44 f_y)$$

$$51.20 > 133.68$$

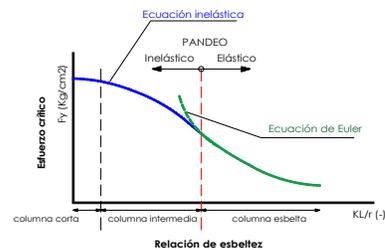
$$6$$

$$7677.72 < 1113.662$$

No

No

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 6733.36 \text{ kg/cm}^2$$



4.1.3. Resistencia de compresión nominal.

$F_{cr}(\text{util.}) = 2204.84 \text{ Kg/cm}^2$
 $P_n = F_{cr} * A_g = 493883.84 \text{ Kg}$

4.1.4. Resistencia de diseño en compresión.

$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$
 $\phi P_n = \phi_c * P_n = 444495.46 \text{ Kg}$
 $\phi P_n > P_u$ **correcto**
 6.46%

4.2. Miembros con elementos esbeltos

4.2.1. Tensión crítica de pandeo elástico.

$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K L/r)^2} = 7677.72 \text{ Kg/cm}^2$

4.2.2. Tensión de pandeo por flexión.

- Ancho efectivo (be).

$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{0.38}{(\frac{K L}{r})} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b = 18.57 \text{ cm}$

- Factor de reducción (Q).

$A_{eff} = 138.6377109 \text{ cm}^2$ Suma de las áreas efectivas de la sección basada en el ancho efectivo reducido, be.
 $Q = \frac{A_{eff}}{A} = 0.618918352$

a) Cuando.

$\frac{K L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * f_y}}$ o $(F_e \geq 0.44 * Q * f_y)$
 $51.20 \leq 133.68$ ó $7677.72 > 689.2658498$
Aplica **Aplica**

$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] f_y = 1438.29 \text{ Kg/cm}^2$

b) Cuando.

$\frac{K L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * f_y}}$ o $(F_e < 0.44 * Q * f_y)$
 $51.20 > 169.92$ ó $7677.72 < 689.2658498$
No **No**

$F_{cr} = 0.877 F_e = 6733.36 \text{ Kg/cm}^2$

4.2.3. Resistencia de compresión nominal.

$F_{cr}(\text{util.}) = 1438.29 \text{ Kg/cm}^2$
 $P_n = F_{cr} * A_g = 322176.67 \text{ Kg}$

4.2.4. Resistencia de diseño en compresión.

$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$
 $\phi P_n = \phi_c * P_n = 289959.00 \text{ Kg}$
 $\phi P_n > P_u$ **correcto** **No considerar en el presente diseño**
 9.90%

$\phi P_n(\text{util.}) = 444495.46 \text{ Kg}$

5. Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo torsional.
 (AISC 360 - 16 [1], capítulo E.)

5.1. Miembros sin elementos esbeltos

5.1.1 Tensión crítica de pandeo elástico.

$F_e = \frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_x * L)^2 + GJ} + \frac{1}{I_x + I_y} = 585158.61 \text{ kg/cm}^2$

5.1.2. Tensión de pandeo por flexión.

a) Cuando.

$\frac{K L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ o $(F_e \geq 0.44 f_y)$
 $51.20 \leq 133.68$ ó $585158.61 > 1113.662$
Aplica **Aplica**

$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] f_y = 2526.47 \text{ Kg/cm}^2$

b) Cuando.

$\frac{K L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ o $(F_e < 0.44 f_y)$
 $51.20 > 133.68$ ó $585158.61 \leq 1113.662$
No **No**

$F_{cr} = 0.877 F_e = 513184.10 \text{ Kg/cm}^2$

5.1.3. Resistencia de compresión nominal.

$F_{cr}(\text{util.}) = 2526.47 \text{ Kg/cm}^2$
 $P_n = F_{cr} * A_g = 565929.71 \text{ Kg}$

5.1.4. Resistencia de diseño en compresión.

$\phi_c = 0.90$ (LRFD)

$\phi P_n = \phi_c * P_n = 509336.74 \text{ Kg}$

$\phi P_n > P_u$ **correcto**
5.64%

5.2. Miembros con elementos esbeltos

5.2.1. Tensión crítica de pandeo elástico.

$F_e = \frac{\pi^2 * E * C_w}{(K * L)^2} + GJ = 585158.61 \text{ Kg/cm}^2$

5.2.2. Tensión de pandeo por flexión.

- Ancho efectivo (be).

$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{0.38}{(\frac{t}{r})} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b = 18.57 \text{ cm}$

- Factor de reducción (Q).

$A_{eff} = 138.6377109 \text{ cm}^2$ Suma de las áreas efectivas de la sección basada en el ancho efectivo reducido, be.

$Q = \frac{A_{eff}}{A} = 0.618918352$

a) Cuando.

$\frac{K L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * f_y}}$ o $(F_e \geq 0.44 * Q + f_y)$

$51.20 \leq 169.92$ ó $585158.61 > 689.2658498$

Aplica

Aplica

$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q * f_y}{F_e} \right] f_y = 1564.76 \text{ Kg/cm}^2$

b) Cuando.

$\frac{K L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * f_y}}$ o $(F_e < 0.44 * Q + f_y)$

$51.20 > 169.92$ ó $585158.61 < 689.2658498$

No

No

$F_{cr} = 0.877 F_e = 513184.10 \text{ Kg/cm}^2$

4.2.3. Resistencia de compresión nominal.

$F_{cr} (\text{util.}) = 1564.76 \text{ Kg/cm}^2$

$P_n = F_{cr} * A_g = 350506.02 \text{ Kg}$

4.2.4. Resistencia de diseño en compresión.

$\phi_c = 0.90$ (LRFD)

$\phi P_n = \phi_c * P_n = 315455.42 \text{ Kg}$

$\phi P_n > P_u$ **correcto** **No considerar en el presente diseño**
9.10%

$\phi P_n (\text{util.}) = 509336.74 \text{ Kg}$

$\phi P_n (\text{cal}) = 444495.46 \text{ Kg}$

6. Determinación relación ancho-espesor (Compacto, no compacto, esbelto).

(AISC 360 – 16 [1], capítulo 8. Tabla B4.1b.)

6.1. Para Alas:

$\lambda = \frac{b}{t} = 15$

$\lambda_p = 1.12 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 31.79$

$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 39.74$

Compacta

6.2. Para Alma:

$\lambda = \frac{h}{t} = 15$

$\lambda_p = 2.42 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 68.69$

$\lambda_r = 5.70 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161.78$

Compacta

7) Resistencia de flexión nominal.

(AISC 360 – 16 [1], capítulo F. sección F7)

7.1. Fluencia:

$M_n = M_p = f_y * Z = 5963153.8 \text{ Kg-cm}$
 59.63 Tn-m

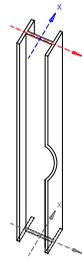
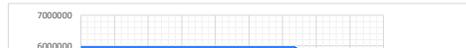
7.2. Pandeo Local.

7.2.1. En el ala.

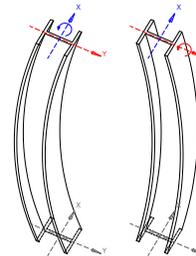
a) Para secciones compactas no se aplica el estado limite de pandeo local del ala.

$\lambda < \lambda_p$

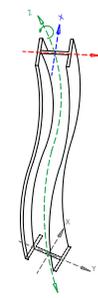
Aplica



FANDEO LOCAL



FANDEO POR FLEXIÓN



FANDEO POR TORSIÓN

Mn= 5963153.8 Kg-cm

b) Para secciones con alas compactas. $\lambda p \leq \lambda \leq \lambda r$ **No**

$Mn = Mp - (Mp - fy * S) \left(3.57 * \frac{b}{t} * \sqrt{\frac{fy}{E}} - 4.0 \right)$ 8326227.165 kg-cm

c) Para secciones esbeltas. $\lambda > \lambda r$ **No**

Determinación del ancho efectivo.

$be = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{fy}} \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{E}{fy}\right)} \sqrt{\frac{E}{fy}} \right] \leq b$ 28.09 cm

Se= 1961.2 cm³

Mn = fy * Se 4963895.26 Kg-cm

Mn (util.)= 5963153.80 Kg-cm

7.2.2. En el alma..

a) Para secciones compactas no se aplica el estado limite de pandeo local en el alma. $\lambda < \lambda p$ **Aplica**

Mn= 5963153.80 Kg-cm

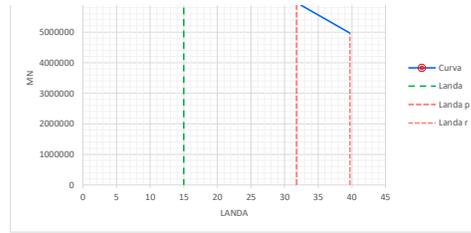
b) Para secciones con almas no compactas. $\lambda p \leq \lambda \leq \lambda r$ **No**

$Mn = Mp - (Mp - fy * S) \left(0.305 * \frac{h}{t} * \sqrt{\frac{fy}{E}} - 0.738 \right) \leq Mp$ 6539534.2 kg-cm

c) Para secciones esbeltas. $\lambda > \lambda r$ **No**

(No hay secciones tubulares HSS con almas esbeltas).

Mn (util.)= 5963153.80 Kg-cm



7.3. Pandeo lateral torsional.

7.3.1. Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.Lp

$Lp = 0.13 * E * ry * \frac{\sqrt{Iy * Ag}}{Mp}$ 1597.44 cm

7.3.2. Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$Lr = 2 * E * ry * \frac{\sqrt{Iy * Ag}}{0.7 * fy * Sx}$ 42176.09 cm

a) Cuando $Lb \leq Lp$ **Aplica**

El estado limite de pandeo lateral-Torsional no aplica (Por tanto Mn=Mp).

Mn= 5963153.80 Kg-cm

b) Cuando $Lp < Lb \leq Lr$ **No** **No** **Aplica**

$Mn = Cb \left[Mp - (Mp - 0.7 * fy * Sx) \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right] \leq Mp$ 6042717.38 Kg-cm

c) Cuando: $Lb > Lr$ **No**

$Mn = 2ECb \frac{\sqrt{Iy * Ag}}{\frac{Lb}{fy}} \leq Mp$ 5963153.8 Kg-cm

Mn (util.)= 5963153.80 Kg-cm

Mn (cal.)= 5963153.80 Kg-cm

8) Interacción de flexión y compresión.

(AISC 360 – 16 [1], capítulo H)

a) Cuando.

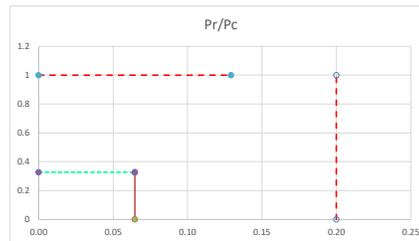
$\frac{Pr}{Pc} < 0.2$
0.06 < 0.20 **Aplica**

$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$
0.032 0.254 0.04 0.327 <=1 **correcto**

b) Cuando.

$\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$
0.06 > 0.20 **No**

$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$
0.065 0.225 0.04 0.326 <=1 **correcto**



DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO HSS.

INGRESO DE DATOS PRINCIPALES.

Propiedades mecánicas del acero.

$f_y =$	2531.05	Kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero.
$E_s =$	2038901.92	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.
$G_s =$	784193.04	Kg/cm ³	Módulo de corte del Acero.

Valores de demanda

$P_u =$	112.43	Tn	Carga axial última.
$M_x =$	1.94	Tn-m	Momento de demanda en x.
$M_y =$	5.90	Tn-m	Momento de demanda en y.

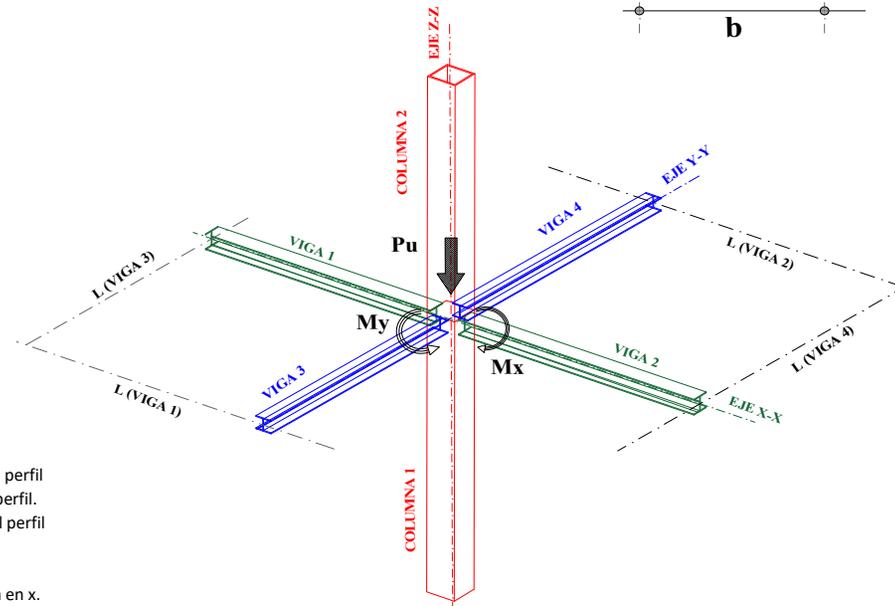
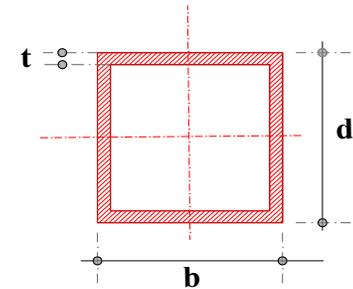
Propiedades geométricas del perfil.

	Columna 1	Columna 2	
d	25	25	cm
t	1.5	1.5	cm
b	25	25	cm
L	300	300	cm
Área=	141	141	cm ²
$X_{cg} =$	72.5	72.5	cm
$Y_{cg} =$	72.5	72.5	cm
$I_x =$	13030.8	13030.8	cm ⁴
$I_y =$	13030.8	13030.8	cm ⁴
$S_x =$	1042.5	1042.5	cm ³
$S_y =$	1042.5	1042.5	cm ³
$r_x =$	9.613	9.613	cm
$r_y =$	9.613	9.613	cm
$Z_x =$	1244.3	1244.3	cm ³
$Z_y =$	1244.3	1244.3	cm ³
$J =$	19466.8	19466.8	cm ⁴
$C_w =$	0	0	cm ⁶

Propiedades geométricas de las vigas.

	Viga 1 (x)	Viga 2 (x)	Viga 3 (y)	Viga 4 (y)	
d	40	40	45	24	cm
$t_f =$	1.35	1.35	1.46	0.98	cm
$b_f =$	18	18	19	12	cm
$t_w =$	0.86	0.86	0.94	0.62	cm
L	789.983	800	827.498	277.491	cm
$I_x =$	22951.4	22951.4	33888.3	3836.8	cm ⁴

Gráficos guías:



DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS TIPO HSS

1) Cálculo del coeficiente de rigidez relativa.

(AISC 360-16 [1], apéndice 7.)

$G =$ 1



$$G = \frac{\sum \frac{E_c * I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_g * I_g}{L_g}} = \frac{\sum \left(\frac{E * I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{E * I}{L}\right)_g}$$

$$GBx = 1.50$$

$$GBy = 1.59$$

2) Cálculo para coeficiente de longitud efectiva.
(AISC 360-16 [1], apéndice 7.)

Pórticos no arriostrados

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$$

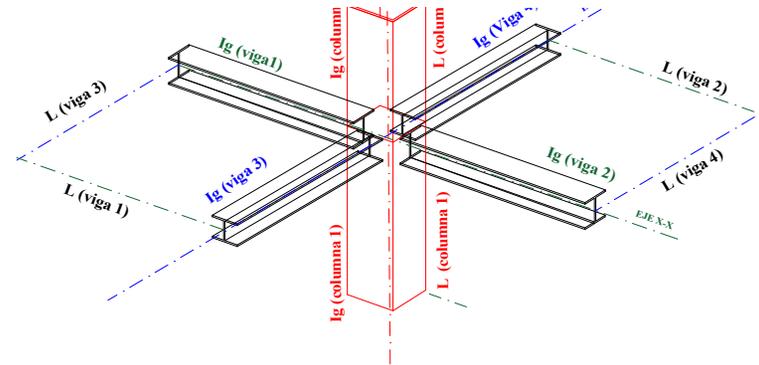
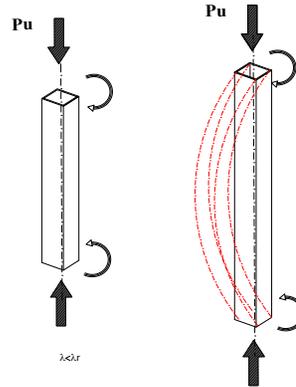
$$Kx = 1.41$$

$$Ky = 1.42$$

$$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28}$$

$$Kx = 0.00$$

$$Ky = 0.00$$



3) Determinación de la esbeltez

(AISC 360-16 [1], Capítulo B, tabla B4.1a.)

$\lambda < \lambda_r$	$\lambda > \lambda_r$
NO ESBELTO	ESBELTO

$$\lambda = \frac{b}{t} = 16.66666667 \quad \text{No esbelto}$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} = 39.74$$

4) Pandeo por flexión.

(AISC 360-16 [1], Capítulo E.)

4.1. Miembros sin elementos esbeltos

4.1.1. Tensión crítica de pandeo elástico.

$$\frac{KL}{r} \quad \text{sentido } x = 44.04$$

$$\frac{KL}{r} \quad \text{sentido } y = 44.36$$

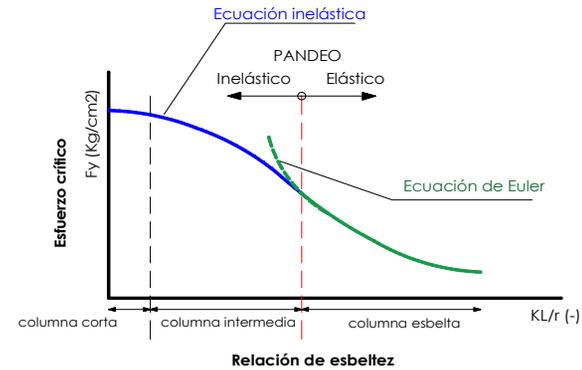
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 10225.01 \text{ Kg/cm}^2$$

4.1.2. Tensión de pandeo por flexión.

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ o } (F_e \geq 0.44 f_y)$$

$$44.36 \leq 133.68 \quad \text{ó} \quad 10225.01 > 1113.662$$



Aplica

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] f_y \quad 2281.95 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Cuando.

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ o } (F_e < 0.44 f_y)$$

$$44.36 > 133.68 \quad \text{ó} \quad 10225.01 \leq 1113.662$$

No

No

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad 8967.33 \text{ Kg/cm}^2$$

4.1.3. Resistencia de compresión nominal.

$$F_{cr}(\text{util.}) = 2281.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad 321754.28 \text{ Kg}$$

4.1.4. Resistencia de diseño en compresión.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi P_n = \phi_c * P_n \quad 289578.85 \text{ Kg}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \text{correcto} \quad 38.83\%$$

4.2. Miembros con elementos esbeltos

4.2.1. Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad 10225.01 \text{ Kg/cm}^2$$

4.2.2. Tensión de pandeo por flexión.

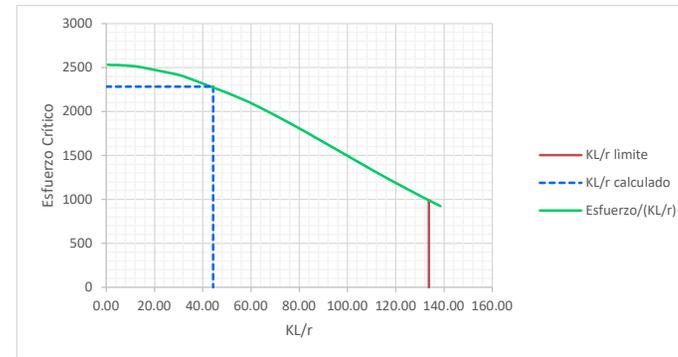
- Ancho efectivo (be).

$$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{E}{f}\right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad 21.63 \text{ cm}$$

- Factor de reducción (Q).

$$A_{eff} = 122.0042467 \text{ cm}^2 \quad \text{Suma de las áreas efectivas de la sección basada en el ancho efectivo reducido, be.}$$

$$Q = \frac{A_{eff}}{A} \quad 0.865278345$$



a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot fy}} \text{ o } (Fe \geq 0.44 \cdot Q \cdot fy)$$

$$44.36 \leq 133.68 \quad \text{ó} \quad 10225.01 > 963.6276127$$

Aplica

Aplica

$$Fcr = Q \left[0.658 \frac{Q \cdot fy}{Fe} \right] fy \quad 2002.27 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Cuando.

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot fy}} \text{ o } (Fe < 0.44 \cdot Q \cdot fy)$$

$$44.36 > 143.71 \quad \text{ó} \quad 10225.01 \leq 963.6276127$$

No

No

$$Fcr = 0.877 Fe \quad 8967.33 \text{ Kg/cm}^2$$

4.2.3. Resistencia de compresión nominal.

$$Fcr \text{ (util.)} = 2002.27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Pn = Fcr \cdot Ag \quad 282320.26 \text{ Kg}$$

4.2.4. Resistencia de diseño en compresión.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi Pn = \phi_c \cdot Pn \quad 254088.23 \text{ Kg}$$

$$\phi Pn > Pu \quad \text{correcto} \quad \text{No considerar en el presente diseño}$$

44.25%

$$\phi Pn \text{ (util.)} = 289578.85 \text{ Kg}$$

5. Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo torsional.

(AISC 360 – 16 [1], capítulo E.)

5.1. Miembros sin elementos esbeltos

5.1.1 Tensión crítica de pandeo elástico.

$$Fe = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot CW}{(Kz \cdot L)^2} + GJ \right] \cdot \frac{1}{Ix + Iy} \quad 585755.64 \text{ kg/cm}^2$$

5.1.2. Tensión de pandeo por flexión.

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ o } (F_e \geq 0.44f_y)$$

$$44.36 \leq 133.68 \quad \text{ó} \quad 585755.64 > 1113.662$$

Aplica

Aplica

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{f_y}{F_e} \right] f_y \quad 2526.48 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Cuando.

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ o } (F_e < 0.44f_y)$$

$$44.36 > 133.68 \quad \text{ó} \quad 585755.64 \leq 1113.662$$

No

No

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad 513707.69 \text{ Kg/cm}^2$$

5.1.3. Resistencia de compresión nominal.

$$F_{cr} (\text{util.}) = 2526.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad 356233.20 \text{ Kg}$$

5.1.4. Resistencia de diseño en compresión.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi P_n = \phi_c * P_n \quad 320609.88 \text{ Kg}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \text{correcto} \\ 35.07\%$$

5.2. Miembros con elementos esbeltos

5.2.1. Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L)^2} + GJ \right] * \frac{1}{I_x + I_y} \quad 585755.64 \text{ Kg/cm}^2$$

5.2.2. Tensión de pandeo por flexión.

- Ancho efectivo (be).

$$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad 21.63 \text{ cm}$$

- Factor de reducción (Q).

A_{eff} = 122.0042467 cm² Suma de las áreas efectivas de la sección basada en el ancho efectivo reducido, be.

$$Q = \frac{A_{eff}}{A} = 0.865278345$$

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot f_y}} \text{ o } (F_e \geq 0.44 \cdot Q \cdot f_y)$$

$$44.36 \leq 143.71 \quad \text{ó} \quad 585755.64 > 963.6276127$$

Aplica

Aplica

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q \cdot f_y}{F_e} \right] f_y = 2186.64 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Cuando.

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot f_y}} \text{ o } (F_e < 0.44 \cdot Q \cdot f_y)$$

$$44.36 > 143.71 \quad \text{ó} \quad 585755.64 < 963.6276127$$

No

No

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 513707.69 \text{ Kg/cm}^2$$

4.2.3. Resistencia de compresión nominal.

$$F_{cr} (\text{util.}) = 2186.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 308315.99 \text{ Kg}$$

4.2.4. Resistencia de diseño en compresión.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

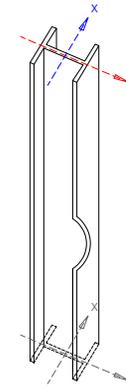
$$\phi P_n = \phi_c \cdot P_n = 277484.39 \text{ Kg}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \text{correcto} \quad \text{No considerar en el presente diseño}$$

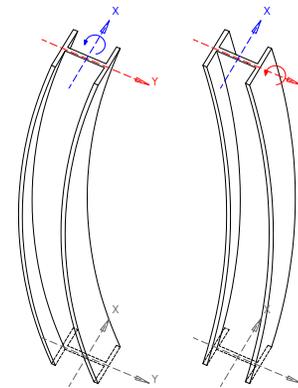
40.52%

$$\phi P_n (\text{util.}) = 320609.88 \text{ Kg}$$

$$\phi P_n (\text{cal}) = 289578.85 \text{ Kg}$$



PANDEO LOCAL



PANDEO POR FLEXIÓN

6. Determinación relación ancho-espesor (Compacto, no compacto, esbelto).

(AISC 360 – 16 [1], capítulo B. Tabla B4.1b.)

6.1. Para Alas:

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad 16.66666667$$

$$\lambda_p = 1.12 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad 31.79$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad 39.74$$

Compacta

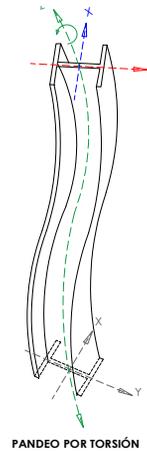
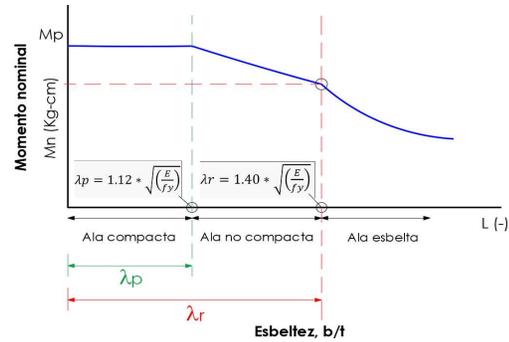
6.2. Para Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t} \quad 16.66666667$$

$$\lambda_p = 2.42 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad 68.69$$

$$\lambda_r = 5.70 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad 161.78$$

Compacta



7) Resistencia de flexión nominal.

(AISC 360 – 16 [1], capítulo F. sección F7)

7.1. Fluencia:

$$Mn = Mp = fy * Z \quad \begin{matrix} 3149385.515 \text{ Kg-cm} \\ 31.49 \text{ Tn-m} \end{matrix}$$

7.2. Pandeo Local.

7.2.1. En el ala.

a) Para secciones compactas no se aplica el estado límite de pandeo local del ala. $\lambda < \lambda_p$ Aplica

$$Mn = 3149385.515 \text{ Kg-cm}$$

b) Para secciones con alas no compactas. $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ No

$$Mn = Mp - (Mp - fy * S) \left(3.57 * \frac{b}{t} * \sqrt{\frac{fy}{E}} - 4.0 \right) \quad 4250182.644 \text{ kg-cm}$$

c) Para secciones esbeltas. $\lambda > \lambda_r$ No



Determinación del ancho efectivo.

$$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b \quad 27.96 \quad \text{cm}$$

$$S_e = 1042.5 \quad \text{cm}^3$$

$$M_n = f_y * S_e = 2638619.63 \quad \text{Kg-cm}$$

$$M_n (\text{util.}) = 3149385.52 \quad \text{Kg-cm}$$

7.2.2. En el alma..

a) Para secciones compactas no se aplica el estado límite de pandeo local en el alma. $\lambda < \lambda_p$ Aplica

$$M_n = 3149385.52 \quad \text{Kg-cm}$$

b) Para secciones con almas no compactas. $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ No

$$M_n = M_p - (M_p - f_y * S) \left(0.305 * \frac{h}{t} * \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad 3434851.5 \quad \text{kg-cm}$$

c) Para secciones esbeltas. $\lambda > \lambda_r$ No

(No hay secciones tubulares HSS con almas esbeltas).

$$M_n (\text{util.}) = 3149385.52 \quad \text{Kg-cm}$$

7.3. Pandeo lateral torsional.

7.3.1. Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia. L_p

$$L_p = 0.13 * E * r_y * \frac{\sqrt{J * A g}}{M_p} = 1340.39 \quad \text{cm}$$

7.3.2. Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

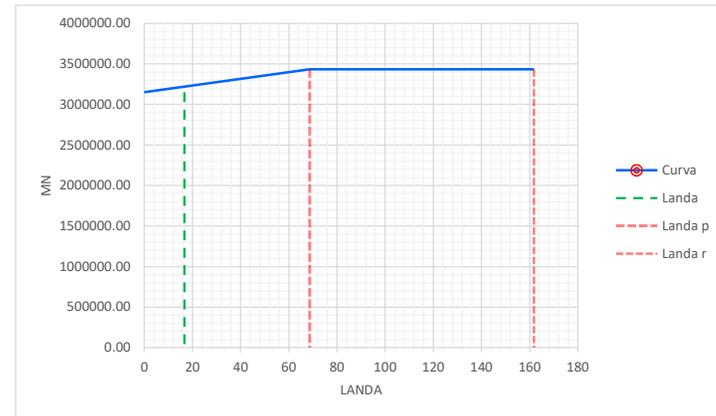
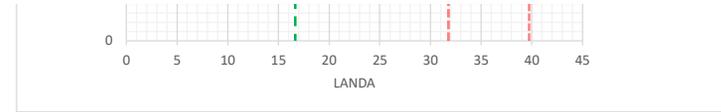
$$L_r = 2 * E * r_y * \frac{\sqrt{J * A g}}{0.7 * f_y * S_x} = 35161.49 \quad \text{cm}$$

a) Cuando $L_b \leq L_p$ Aplica

El estado límite de pandeo lateral-Torsional no aplica (Por tanto $M_n = M_p$).

$$M_n = 3149385.52 \quad \text{Kg-cm}$$

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$ No No Aplica



$$Mn = Cb \left[Mp - (Mp - 0.7 * fy * Sx) \left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp} \right) \right] \leq Mp \quad 3189447.71 \text{ Kg-cm}$$

c) Cuando: $Lb > Lr$ No

$$Mn = 2ECb \frac{\sqrt{J * Ag}}{Lb} \leq Mp \quad 3149385.5 \text{ Kg-cm}$$

Mn (util.)= 3149385.52 Kg-cm

Mn (cal.)= 3149385.52 Kg-cm

8) Interacción de flexión y compresión.

(AISC 360 – 16 [1], capítulo H)

a) Cuando.

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

0.39 < 0.20 No

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

0.194 0.062 0.19
0.443 <=1 correcto

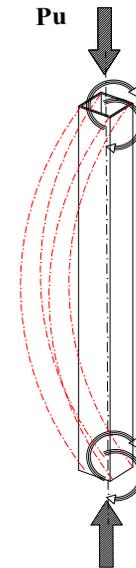
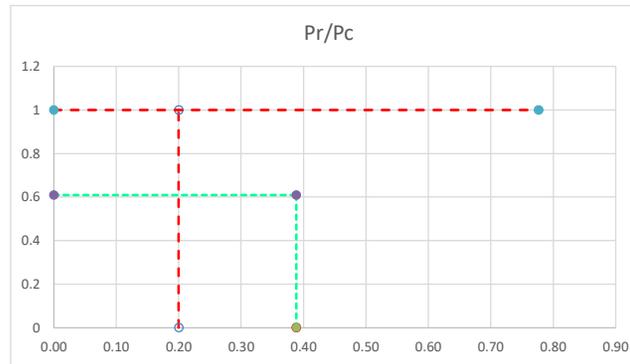
b) Cuando.

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

0.39 > 0.20 Aplica

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

0.388 0.055 0.17
0.609 <=1 correcto



DISEÑO DE SISTEMA DE ANCLAJE ENTRE LA COLUMNA TUBULAR DE ACERO Y PLACA BASE (DADO DE HORMIGÓN ARMADO)

INGRESO DE DATOS PRINCIPALES.

Esfuerzos hacia la placa

P _u =	28715.55	Kg	Carga axial última
M _u =	1511792.32	Kg-cm	Momento último
V _u =	177680	Kg	Cortante último

Dimensión de la columna

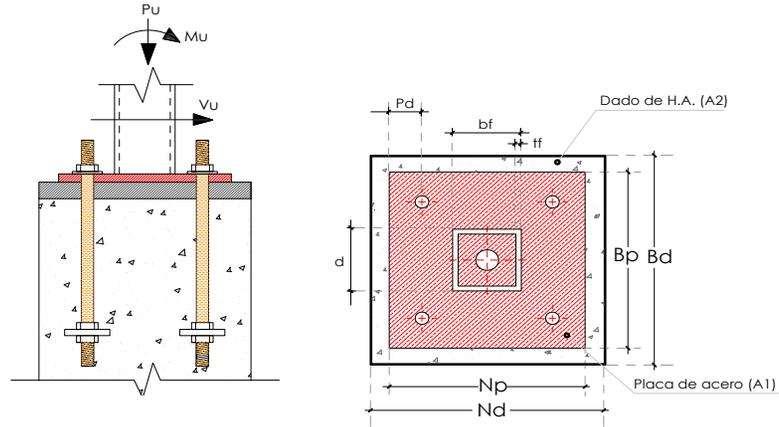
d=	30	cm	Altura de la sección transversal.
bf=	30	cm	Ancho de la sección transversal.
tf=	2	cm	Espesor de la columna.
fy=	2531.05	Kg/cm ²	Fluencia del acero estructural..
E _s =	2038901.92	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.

Dimensiones del dado

N _d =	70	cm	Ancho de columna (sección transversal)
B _d =	70	cm	Longitud de columna (sección transversal)
f' _c =	240	Kg/cm ²	Resistencia cilíndrica del hormigón.
E _c =	232379.00	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del hormigón.
A ₂ =	4900	cm ²	Área del dado.

Dimensiones de la placa propuesta

P _d =Leh=	5	cm	Distancia del borde de la placa al centro del perno.
N _{pre} =	50	cm	Ancho de la placa base predimensionada
N _p =	50	cm	Ancho de la placa base propuesta.
B _{pre} =	50	cm	Longitud de la placa base predimensionada
B _p =	50	cm	Longitud de la placa base propuesta.
A ₁ =	2500	cm ²	La placa no cubre toda el área del dado



1) Determinación de la excentricidad en la placa base.

para casos: $A_1 < A_2 < 4A_1$

$\phi =$ 0.65 Factor de reducción según LRFD. Sección J8 de la especificación del AISC-360-16.

$$f_p(max) = \phi 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad 185.64 \text{ Kg/cm}^2$$

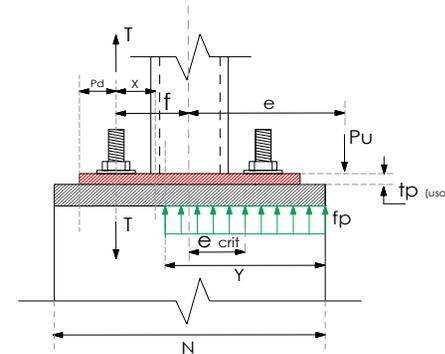
$$= \phi \cdot 1.7 \cdot f'_c \quad 265.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad 52.65 \text{ cm} \quad \text{Excentricidad de la fuerza axial.}$$

$$q_{max} = f_p(max) * B \quad 9282 \text{ Kg/cm} \quad \text{Esfuerzo de compresión máximo.}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} \quad 23.45 \text{ cm} \quad \text{Excentricidad crítica.}$$

Resistencia al aplastamiento del concreto.	
Geometría del área de apoyo	
	B_n
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	El menor $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} (0.85 f'_c A_1)$ a) $2(0.85 f'_c A_1)$ b)
Otros casos	$0.85 f'_c A_1$ c)



2) Diseño de la placa base.

$$f = \frac{N}{2} - L_{eh} \quad 20 \quad \text{cm} \quad \text{Distancia del eje de la placa a los anclajes a tracción}$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left[f + \frac{N}{2}\right]^2 - \frac{2 P_u (e + f)}{q_{max}}} \quad 5.31 \quad \text{cm} \quad \text{Longitud de apoyo "Y"}$$

$$f_p = \frac{P_u}{B * Y} \quad 108.21 \quad \text{Kg/cm}^2 \quad \text{Presión de contacto}$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad 10.75 \quad \text{cm} \quad \text{Flexión en la dirección "m"}$$

$$\text{Sí: } Y < m; \quad t_{p1}(\text{min}) = 2.11 \sqrt{\frac{f_p * Y \left(n - \frac{Y}{2}\right)}{F_y(\text{placa base})}} \quad 3.75 \quad \text{cm}$$

$$\text{Sí: } Y > m; \quad = 1.5 * m * \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad 3.33 \quad \text{cm}$$

$$tp1 = 3.75$$

$$n = \frac{B - 0.95 b_f}{2} \quad 10.75 \quad \text{cm} \quad \text{Flexión en la dirección "n"}$$

$$\text{Sí: } Y > 2 * n; \quad 5.31 \quad \text{cm}$$

$$\text{Sí: } Y < 2 * n; \quad 13.40 \quad \text{cm}$$

$$b_{eff}; \quad 13.40 \quad \text{cm}$$

$$t_{p_{req,2}} := \sqrt{\frac{2 * f_{pmax} * Y * n^2}{0.9 * F_y * b_{eff}}} = 2.73 \quad \text{cm}$$

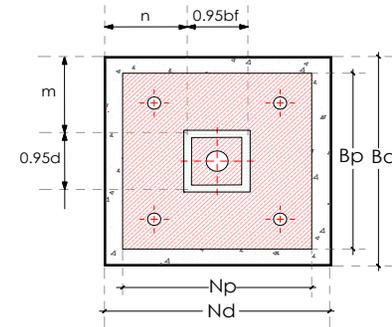
$$T_u = q_{max} * Y - P_u \quad 20547.369 \quad \text{Kg} \quad \text{Tensión total (Nuag)}$$

$$x := f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} = 6 \quad \text{cm}$$

$$t_{p_{req,3}} := \sqrt{\frac{4 * T_u * x}{0.9 * F_y * B}} = 2.08 \quad \text{cm}$$

$$\text{tp (cal)} = 3.75 \quad \text{cm} \quad \text{Espesor de placa calculado.}$$

$$\text{tp (uso)} = 50 \quad \text{cm} \quad \text{Espesor de placa a utilizar.}$$



3) Verificación a la resistencia a la tracción.

n_{pt}= **4** unidades Número de pernos ubicados en la mitad de la placa.
 da=dr= **3/4** pulgadas Diámetro de los pernos a utilizar (en pulgada y comerciales)
 1.91 cm Diámetro de los pernos a utilizar.

F_u= **95000** Kg/cm² Resistencia última del anclaje

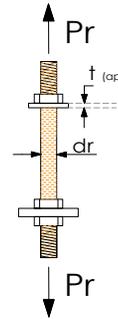
$$P_r = \frac{T_u}{\left(\frac{n}{2}\right)} = 5136.84 \text{ Kg} \quad (Pr=Tp=Nua=Tracción por cada perno)$$

$$A_r = \frac{\pi d_r^2}{4} = .8502296 \text{ cm}^2 \quad \text{Sección transversal del perno a utilizar.}$$

$$R_n = 0.75 \cdot F_u \cdot A_r = 203078.86 \text{ Kg} \quad \text{Resistencia nominal afectada del perno.}$$

$$\phi R_n = \phi R_n = 152309.14 \text{ Kg}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{P_r}{\phi R_n} = \mathbf{3.37\%} \quad \text{correcto} \quad \text{Demanda/capacidad de los pernos.}$$



Orificios y arandelas para placas base

Tamaños recomendados para orificios de varillas de anclaje en placas base			
Diámetro de anclaje (pulg.)	Diámetro del orificio (pulg.)	Dimensión mínima de la arandela (pulg.)	Espesor mínimo de la arandela (pulg.)
3/4	1 5/16	2	1/4
7/8	1 9/16	2 1/2	5/16
1	1 13/16	3	3/8
1 1/4	2 1/16	3	1/2
1 1/2	2 5/16	3 1/2	1/2
1 3/4	2 3/4	4	5/8
2	3 1/4	5	3/4
2 1/2	3 1/4	5 1/2	7/8

4) Interacción de fuerza axial, corte y flexión de las barras de anclaje

$$F_{nv} := 0.45 \cdot F_u a = 42750 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{corte nominal}$$

n_v= 8 unidades Número de anclaje sometidos a corte

$$V_{u,p} := \frac{V_u}{n_v} = 22210.00 \text{ Kg} \quad \text{Cortante en cada perno.}$$

$$f_{rv} = \frac{V_u}{n_v A_a} = 7792.35 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{tensión requerida del cortante}$$

$$F_{nt} := 0.75 \cdot F_u a = 71250 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{tracción nominal}$$

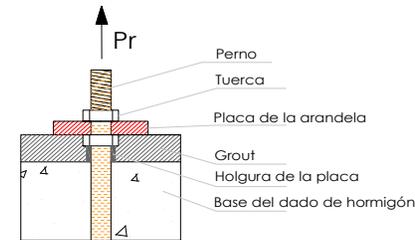
$$\phi F'_{nt} := \phi_t \cdot \left(1.3 \cdot F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi_t \cdot F_{nv}} \right) \cdot f_v \right) = 56481.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

79% **correcto** tracción nominal modificada que incluye los efectos de la tracción y corte

t (arand) 0.762 cm Espesor de arandela calculada.

t (ap) **1.27** cm Espesor de arandela a utilizar (analizar que sea mayor a la mínima según el diámetro del perno).



5) Interacción de cargas en varilla de anclaje

$$l_a := t_p + \frac{1}{2} \cdot t_{washer} = 50.635 \text{ cm} \quad \text{Longitud de flexión} \quad t_{(ap)}=t_{washer}$$

$$M_{tb} = \frac{V_u \cdot k \cdot l_a}{n_v} = 1124603.4 \text{ Kg-cm} \quad \text{Momento flector}$$

$$Z_a = \frac{(d_b)^3}{6} = 1.15 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico del anclaje}$$

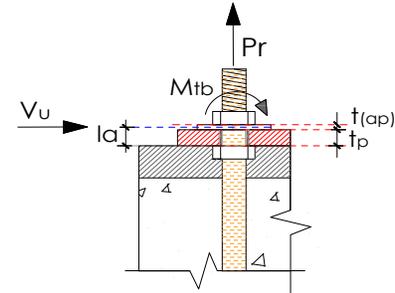
$$f_{tb} = \frac{M_{tb}}{Z_a} = 976035.66 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión axial por flexión}$$

$$f_{ta} = \frac{T_{u,rod}}{A_b} = 1802.2556 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión axial por tracción}$$

$$f_t = f_{tb} + f_{ta} = 977837.91 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión axial total}$$

1029.30%

rediseñar



6) Resistencia al arrancamiento del concreto

s=	17.66666667 cm	Separación entre los pernos.
Ca1=	8.5 cm	Distancia entre el centro de los pernos de una cara, a la cara extrema del dado (sentido x).
Ca2=	8.5 cm	Distancia entre el centro de los pernos de una cara, a la cara extrema del dado (sentido y).
Ca (min)=	8.5 cm	
Ca (max)=	8.5 cm	Distancia máxima entre el centro del perno y la cara externa del dado.
cac=	23.55555556 cm	Distancia crítica al borde.

$$h'_{ef} := \max\left(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s}{3}\right) = 5.8888889 \text{ cm}$$

$$A_{Nco} := 9 \cdot h'_{ef}^2 = 312.11111 \text{ cm}^2$$

$$A_{Nc} := \sqrt{A_2} \cdot (c_{a1} + 1.5 \cdot h'_{ef}) = 1213.3333 \text{ cm}^2 \quad \text{Área total proyectada para un anclaje o grupo de anclajes, que generan el cono de concreto.}$$

	Fisurado	
$\Psi_{ec,N}$ =	1	Efecto de la excentricidad
$\Psi_{ed,N}$ =	1.00	Efecto de borde (ver tabla adjunta).
$\Psi_{c,N}$ =	1.00	Efecto de fisuración (1, para concreto que se considera fisurado).
$\Psi_{cp,N}$ =	1.00	Efecto por instalación posterior (1, para concreto que se considera fisurado).
kc=	10	Anclaje preinstalados Anclaje de tornillo
λ_a =	1	Concreto de peso normal

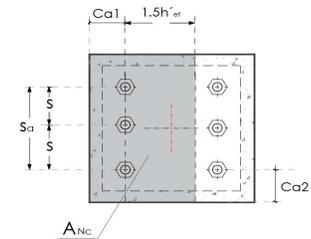
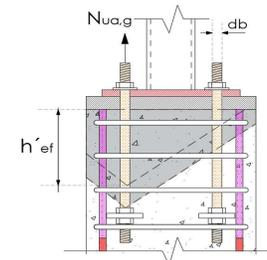
$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h'_{ef}^{1.5} = 2213.89 \text{ Kg} \quad \text{Resistencia básica al arrancamiento}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.75 \cdot \phi \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \Psi_{ecN} \cdot \Psi_{edN} \cdot \Psi_{cN} \cdot \Psi_{cpN} \cdot N_b = 6051.45 \text{ Kg}$$

84.89%

correcto

Si en celda aledaña indicara "requiere refuerzo de anclaje"; considerar el punto "7"; no considerarlo.



7) Resistencia al arrancamiento del concreto - Refuerzo de anclaje

$f_y = 4200$ Kg/cm² Fluencia del acero transversal

$A_{req} = \frac{N_{uag}}{0.75 \cdot f_y} = 6.52$ cm² área total de sección de acero de refuerzo sumergido en el concreto

$d_b = 1.6$ cm Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal.

$a_b = 2.01$ cm² Área transversal de la varilla de refuerzo.

#barras (c) = 3.2 Unidades

#barras (p) = 5 Unidades

$\psi_t = 1$

$\psi_e = 1$

$\psi_s = 1$

$\lambda = 1$

$\varphi = \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = 2.5$

$l_d = \frac{F_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b = 49.57$ cm

$g = 3$ cm Distancia entre acero de refuerzo y anclaje

$r_{ct} = 5.5$ cm Recubrimiento

$h_{rf_req} = 57.07$ cm Altura de embebido requerida

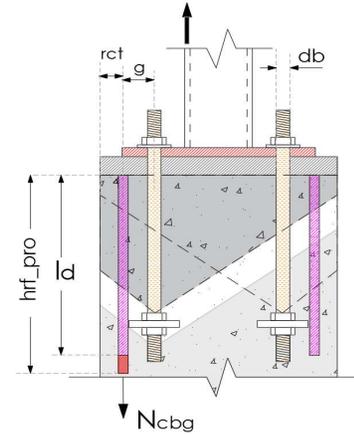
$h_{rf_pro} = 65$ cm Altura de embebido propuesta correcto

$\phi N_{cbg} = \phi A_s F_y = 29556.104$ Kg Fuerza de tensión

69.52%

correcto

$\phi N_{cbg} = \phi A_s F_y \geq N_{uag}$



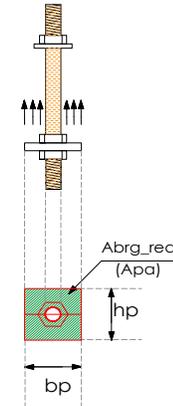
8) Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción

$\Psi_{cP} = 1$ Factor de efecto fisuración para deslizamiento

$h_p = 5$ cm Longitud de la placa para resistencia al desplazamiento.
 $b_p = 5$ cm Ancho de la placa para resistencia al desplazamiento.
 $d_a = 1.91$ cm Diámetro del perno propuesto.

$A_{pa} = 22.15$ cm² Área de la placa que resiste al deslizamiento.

$A_{brg_req} = \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot \Psi_{cP} \cdot 8 \cdot f'_c} = 5.10$ cm² $T_p = N_{ua}$ Área neta de apoyo de la cabeza un anclaje o tornillo con cabeza
 23% correcto



9) Resistencia al desprendimiento lateral del concreto

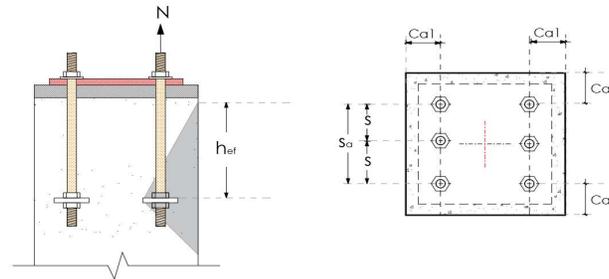
$T_u = N_{uag} = 20547.37$ Kg
 $h_{ef} = 44.57$ cm Profundidad de embebido del perno.
 $ca_1 = 8.50$ Distancia del centro del anclaje al borde libre
 $s = 17.67$ Separación entre pernos (eje a eje)
 $sa = 53.00$ Distancia entre los pernos de los extremos.
 $A_{brg} = 22.15$ Área neta de apoyo de la cabeza un anclaje o tornillo con cabeza
 $\lambda_a = 1$ Factor de modificación para concreto liviano
 $ca_2/ca_1 = 1.00$
 Sí, $h_{ef} > 2.5ca_1$ y $s < 6ca_1$; entonces

$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg} \lambda_a \sqrt{f'_c}} = 25731.669$ Kg fórmula 1

Sí; $1 \leq ca_2/ca_1 \leq 3$; N_{sb} se debe de multiplicar por $\left(1 + \frac{s_a}{6 \cdot c_{a1}}\right)$

$N_{sbg} = 27548.02$ Kg fórmula 2

75% correcto



10) Resistencia a la flexión de la placa en perno.

$T_{u,rod}=Pr=$ 5136.8 Kg Tracción por efecto de un perno
 $\phi=$ 0.9
 $f_y=$ 2530 Kg/cm² Fluencia del acero de la placa.
 $W_{hex}=$ 1.5 cm Ancho de la tuerca.
 $da=dr=$ 1.905 cm Diámetro de los pernos a utilizar.

$X= \frac{bo-W_{hex}}{2} =$ 1.750 cm Brazo de palanca donde se produce el momento.

$f_{pu} = \frac{T_{u,rod}}{A_{brg}} =$ 231.91 kg/cm² Presión ejercida sobre la placa de resistencia al desprendimiento.

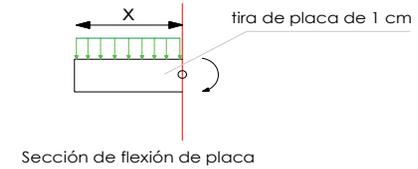
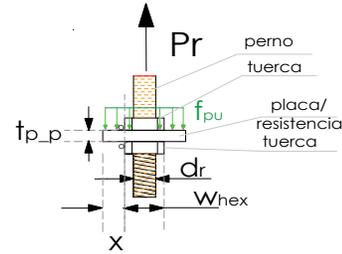
$M_u = \frac{1}{2} f_{pu} X^2 =$ 355.12 Kg-cm Momento en el borde de la placa de resistencia.

$t_{p,req} = \sqrt{\frac{2 f_{pu} X^2}{0.9 f_y}} =$ 0.79 cm Espesor requerido de la placa de resistencia.

$t_{p,p}=$ 0.8 cm Espesor propuesto de la placa de resistencia a la desprendimiento.

99%

correcto



11) Resistencia a la soldadura "Ruw"

Electrodo= E7018 Tip o de electrodo.
 $F_{Exx}=$ 4930 Kg/cm² Rotura por tensión de la soldadura.
 $\phi=$ 0.75 Coeficiente de ponderación de resistencia
 $Pr=$ 20547.37 Kg Tracción del grupo de pernos en tensión.
 $b_{eff}=$ 56 cm Ancho del perfil a soldar (sin considerar los extremos)
 $w=$ 0.8 cm Garganta a comprobar de la soldadura.

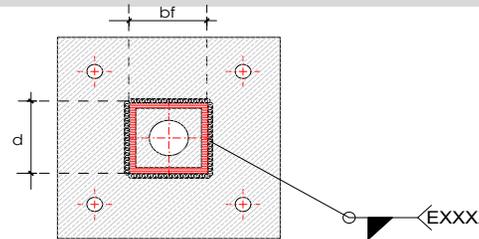
$R_{uw} = \frac{P_r}{b_{eff}} =$ 366.92 Kg/cm

$\phi R_{nw} = \phi(0.60 F_{Exx})(0.707 w) =$ 1254.78 Kg/cm Resistencia nominal del material de aportación.

29%

correcto

$w_{pro}=$ 0.8 cm Garganta de soldadura propuesta, según soldadura mínima.



12) Resumen

Resumen de los resultados	Valor límite (demanda)	Valor utilizado (capacidad)	Condición	Gráfico porcentual
2) Diseño de la placa base.	3.75 cm	50.00 cm	Cumple	7.49%
3) Verificación a la resistencia a la tracción.	5136.84 Kg	152309.14 Kg	Cumple	3.37%
4) Interacción de fuerza axial, corte y flexión de las barras de anclaje	56481.49	71250	Cumple	79.27%
5) Interacción de cargas en varilla de anclaje	977837.91	95000.00	rediseñar	1029.30%
6) Resistencia al arrancamiento del concreto	6051.45	5136.84	Cumple	84.89%
7) Resistencia al arrancamiento del concreto - Refuerzo de anclaje	29556.10	5136.84	Cumple	17.38%
8) Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción	5.10 cm ²	22.15 cm ²	Cumple	23.01%
9) Resistencia al desprendimiento lateral del concreto	20547.37	27548.02	Cumple	74.59%
10) Resistencia a la flexión de la placa en perno.	0.79 cm ²	0.80 cm ²	Cumple	98.73%
11) Resistencia a la soldadura "Ruw"	366.92	1254.78	Cumple	29.24%

Puede estar en color rojo, si el punto 7 cumple.

DISEÑO DE SISTEMA DE ANCLAJE ENTRE LA COLUMNA TUBULAR DE ACERO Y PLACA BASE (DADO DE HORMIGÓN ARMADO)

INGRESO DE DATOS PRINCIPALES.

Esfuerzos hacia la placa

P _u =	112433.2	Kg	Carga axial última
M _u =	194113.83	Kg-cm	Momento último
V _u =	112758	Kg	Cortante último

Dimensión de la columna

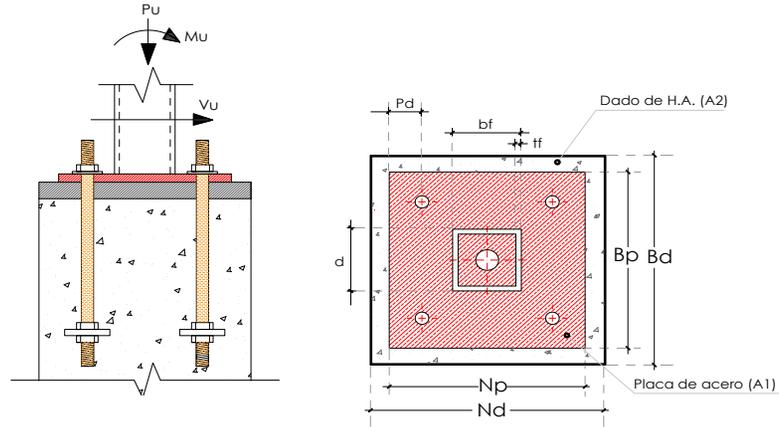
d=	25	cm	Altura de la sección transversal.
bf=	25	cm	Ancho de la sección transversal.
tf=	1.5	cm	Espesor de la columna.
f _y =	2531.05	Kg/cm ²	Fluencia del acero estructural..
E _s =	2038901.92	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.

Dimensiones del dado

N _d =	65	cm	Ancho de columna (sección transversal)
B _d =	65	cm	Longitud de columna (sección transversal)
f' _c =	350	Kg/cm ²	Resistencia cilíndrica del hormigón.
E _c =	280624.30	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del hormigón.
A ₂ =	4225	cm ²	Área del dado.

Dimensiones de la placa propuesta

P _d =Leh=	5	cm	Distancia del borde de la placa al centro del perno.
N _{pre} =	45	cm	Ancho de la placa base predimensionada
N _p =	45	cm	Ancho de la placa base propuesta.
B _{pre} =	45	cm	Longitud de la placa base predimensionada
B _p =	45	cm	Longitud de la placa base propuesta.
A ₁ =	2025	cm ²	La placa no cubre toda el área del dado



1) Determinación de la excentricidad en la placa base.

para casos: A₁<A₂<4A₁

φ= 0.65 Factor de reducción según LRFD. Sección J8 de la especificación del AISC-360-16.

$$f_p(max) = \phi 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad 279.32 \text{ Kg/cm}^2$$

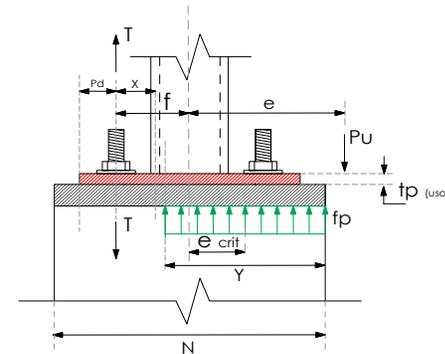
$$= \phi \cdot 1.7 \cdot f'_c \quad 386.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad 1.73 \text{ cm} \quad \text{Excentricidad de la fuerza axial.}$$

$$q_{max} = f_p(max) \cdot B \quad 12569.375 \text{ Kg/cm} \quad \text{Esfuerzo de compresión máximo.}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} \quad 18.03 \text{ cm} \quad \text{Excentricidad crítica.}$$

Resistencia al aplastamiento del concreto.	
Geometría del área de apoyo	B _n
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	El menor $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} (0.85 f'_c A_1)$ a) $2(0.85 f'_c A_1)$ b)
Otros casos	$0.85 f'_c A_1$ c)



2) Diseño de la placa base.

$$f = \frac{N}{2} - L_{eh} \quad 17.5 \quad \text{cm} \quad \text{Distancia del eje de la placa a los anclajes a tracción}$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left[f + \frac{N}{2}\right]^2 - \frac{2 P_u (e + f)}{q_{max}}} \quad 4.56 \quad \text{cm} \quad \text{Longitud de apoyo "Y"}$$

$$f_p = \frac{P_u}{B * Y} \quad 548.00 \quad \text{Kg/cm}^2 \quad \text{Presión de contacto}$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad 10.63 \quad \text{cm} \quad \text{Flexión en la dirección "m"}$$

$$\text{Sí: } Y < m; \quad t_{p1}(\text{min}) = 2.11 \sqrt{\frac{f_p * Y \left(n - \frac{Y}{2}\right)}{F_y(\text{placa base})}} \quad 4.32 \quad \text{cm}$$

$$\text{Sí: } Y > m; \quad = 1.5 * m * \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad 7.42 \quad \text{cm}$$

$$tp1 = 4.32$$

$$n = \frac{B - 0.95 b_f}{2} \quad 10.63 \quad \text{cm} \quad \text{Flexión en la dirección "n"}$$

$$\text{Sí: } Y > 2 * n; \quad 4.56 \quad \text{cm}$$

$$\text{Sí: } Y < 2 * n; \quad 12.90 \quad \text{cm}$$

$$b_{eff}; \quad 12.90 \quad \text{cm}$$

$$t_{p_{req,2}} := \sqrt{\frac{2 * f_{pmax} * Y * n^2}{0.9 * F_y * b_{eff}}} = 3.13 \quad \text{cm}$$

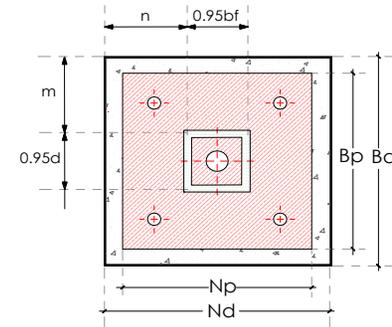
$$T_u = q_{max} * Y - P_u \quad 55124.691 \quad \text{Kg} \quad \text{Tensión total (Nuag)}$$

$$x := f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} = 5.75 \quad \text{cm}$$

$$t_{p_{req,3}} := \sqrt{\frac{4 * T_u * x}{0.9 * F_y * B}} = 3.52 \quad \text{cm}$$

$$\text{tp (cal)} = 4.32 \quad \text{cm} \quad \text{Espesor de placa calculado.}$$

$$\text{tp (uso)} = 6 \quad \text{cm} \quad \text{Espesor de placa a utilizar.}$$



3) Verificación a la resistencia a la tracción.

n_{pt}= **4** unidades Número de pernos ubicados en la mitad de la placa.
 da=dr= **3/4** pulgadas Diámetro de los pernos a utilizar (en pulgada y comerciales)
 1.91 cm Diámetro de los pernos a utilizar.

F_u= **95000** Kg/cm² Resistencia última del anclaje

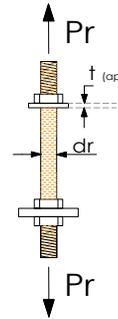
$$P_r = \frac{T_u}{n} = 13781.17 \text{ Kg} \quad (Pr=Tp=Nua=Tracción por cada perno)$$

$$A_r = \frac{\pi d_r^2}{4} = .8502296 \text{ cm}^2 \quad \text{Sección transversal del perno a utilizar.}$$

$$R_n = 0.75 \cdot F_u \cdot A_r = 203078.86 \text{ Kg} \quad \text{Resistencia nominal afectada del perno.}$$

$$\phi R_n = \phi R_n = 152309.14 \text{ Kg}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{P_r}{\phi R_n} = \mathbf{9.05\%} \quad \text{correcto} \quad \text{Demanda/capacidad de los pernos.}$$



Orificios y arandelas para placas base

Tamaños recomendados para orificios de varillas de anclaje en placas base			
Diámetro de anclaje (pulg.)	Diámetro del orificio (pulg.)	Dimensión mínima de la arandela (pulg.)	Espesor mínimo de la arandela (pulg.)
3/4	1 5/16	2	1/4
7/8	1 9/16	2 1/2	5/16
1	1 13/16	3	3/8
1 1/4	2 1/16	3	1/2
1 1/2	2 5/16	3 1/2	1/2
1 3/4	2 3/4	4	5/8
2	3 1/4	5	3/4
2 1/2	3 1/4	5 1/2	7/8

4) Interacción de fuerza axial, corte y flexión de las barras de anclaje

$$F_{nv} := 0.45 \cdot F_u \cdot a = 42750 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{corte nominal}$$

n_v= 8 unidades Número de anclaje sometidos a corte

$$V_{u,p} := \frac{V_u}{n_v} = 14094.75 \text{ Kg} \quad \text{Cortante en cada perno.}$$

$$f_{rv} = \frac{V_u}{n_v A_a} = 4945.13 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{tensión requerida del cortante}$$

$$F_{nt} := 0.75 \cdot F_u \cdot a = 71250 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{tracción nominal}$$

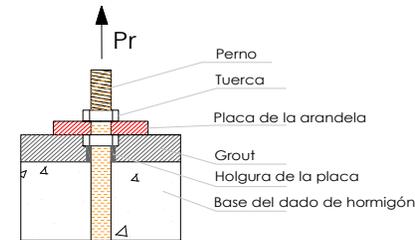
$$\phi F'_{nt} := \phi_t \cdot \left(1.3 \cdot F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi_t \cdot F_{nv}} \right) \cdot f_v \right) = 61226.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

86% correcto tracción nominal modificada que incluye los efectos de la tracción y corte

t (arand) = 0.762 cm Espesor de arandela calculada.

t (ap) = **1.27** cm Espesor de arandela a utilizar (analizar que sea mayor a la mínima según el diámetro del perno).



5) Interacción de cargas en varilla de anclaje

$$l_a := t_p + \frac{1}{2} \cdot t_{washer} = 6.635 \text{ cm} \quad \text{Longitud de flexión} \quad t_{(ap)}=t_{washer}$$

$$M_{tb} = \frac{V_u \cdot k \cdot l_a}{n_v} = 93518.666 \text{ Kg-cm} \quad \text{Momento flector}$$

$$Z_a = \frac{(d_b)^3}{6} = 1.15 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico del anclaje}$$

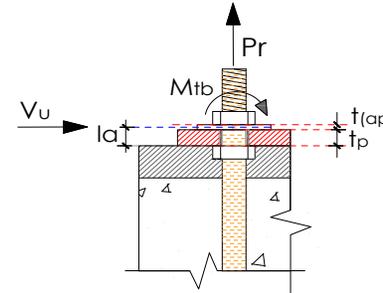
$$f_{tb} = \frac{M_{tb}}{Z_a} = 81164.219 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión axial por flexión}$$

$$f_{ta} = \frac{T_{u,rod}}{A_b} = 4835.1097 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión axial por tracción}$$

$$f_t = f_{tb} + f_{ta} = 85999.33 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión axial total}$$

90.53%

correcto



6) Resistencia al arrancamiento del concreto

s=	16	cm	Separación entre los pernos.
Ca1=	8.5	cm	Distancia entre el centro de los pernos de una cara, a la cara extrema del dado (sentido x).
Ca2=	8.5	cm	Distancia entre el centro de los pernos de una cara, a la cara extrema del dado (sentido y).
Ca (min)=	8.5	cm	
Ca (max)=	8.5	cm	Distancia máxima entre el centro del perno y la cara externa del dado.
cac=	22.66666667	cm	Distancia crítica al borde.

$$h'_{ef} := \max\left(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s}{3}\right) = 5.6666667 \text{ cm}$$

$$A_{Nco} := 9 \cdot h'_{ef}^2 = 289 \text{ cm}^2$$

$$A_{Nc} := \sqrt{A_2} \cdot (c_{a1} + 1.5 \cdot h'_{ef}) = 1105 \text{ cm}^2 \quad \text{Área total proyectada para un anclaje o grupo de anclajes, que generan el cono de concreto.}$$

	Fisurado	
$\Psi_{ec,N}$ =	1	Efecto de la excentricidad
$\Psi_{ed,N}$ =	1.00	Efecto de borde (ver tabla adjunta).
$\Psi_{c,N}$ =	1.00	Efecto de fisuración (1, para concreto que se considera fisurado).
$\Psi_{cp,N}$ =	0.38	Efecto por instalación posterior (1, para concreto que se considera fisurado).
kc=	10	Anclaje preinstalados Anclaje de tornillo
λ_a =	1	Concreto de peso normal

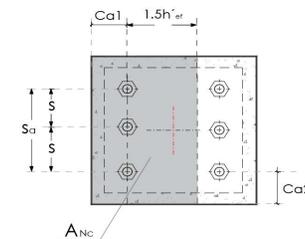
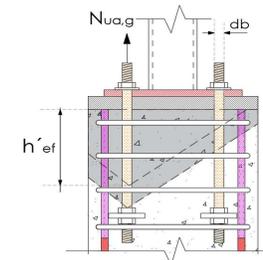
$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h'_{ef}^{1.5} = 2523.63 \text{ Kg} \quad \text{Resistencia básica al arrancamiento}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.75 \cdot \phi \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \Psi_{ecN} \cdot \Psi_{edN} \cdot \Psi_{cN} \cdot \Psi_{cpN} \cdot N_b = 2544.21 \text{ Kg}$$

541.67%

requiere refuerzo de anclaje

Sí en celda aledaña indicara "requiere refuerzo de anclaje"; considerar el punto "7"; no considerarlo.



7) Resistencia al arrancamiento del concreto - Refuerzo de anclaje

$f_y = 4200$ Kg/cm² Fluencia del acero transversal

$A_{req} = \frac{N_{uag}}{0.75 \cdot f_y} = 17.50$ cm² área total de sección de acero de refuerzo sumergido en el concreto

$d_b = 1.6$ cm Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal.

$a_b = 2.01$ cm² Área transversal de la varilla de refuerzo.

#barras (c) = 8.7 Unidades

#barras (p) = 5 Unidades

$\psi_t = 1$

$\psi_e = 1$

$\psi_s = 1$

$\lambda = 1$

2.5 $\phi = \frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$

$l_d = \frac{F_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b = 41.05$ cm

$g = 3$ cm Distancia entre acero de refuerzo y anclaje

$r_{ct} = 5.5$ cm Recubrimiento

$h_{rf_req} = 48.55$ cm Altura de embebido requerida

$h_{rf_pro} = 65$ cm Altura de embebido propuesta

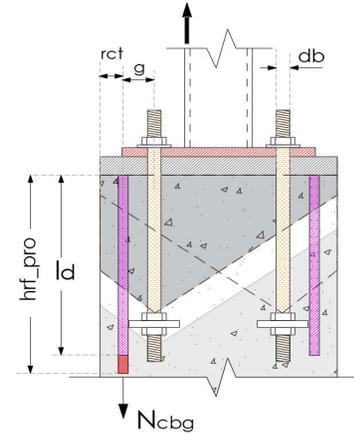
correcto

$\phi N_{cbg} = \phi A_s F_y = 29556.104$ Kg Fuerza de tensión

186.51%

rediseñar

$\phi N_{cbg} = \phi A_s F_y \geq N_{ua,g}$



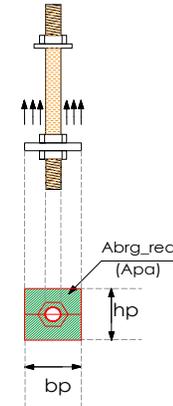
8) Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción

Ψ_{cP} = **1** Factor de efecto fisuración para deslizamiento

hp= **5** cm Longitud de la placa para resistencia al desplazamiento.
 bp= **5** cm Ancho de la placa para resistencia al desplazamiento.
 da= 1.91 cm Diámetro del perno propuesto.

Apá= 22.15 cm² Área de la placa que resiste al deslizamiento.

$A_{brg_req} = \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot \Psi_{cP} \cdot 8 \cdot f'_c} = 9.37 \text{ cm}^2$ $T_p=N_{ua}$ Área neta de apoyo de la cabeza un anclaje o tornillo con cabeza
 42% **correcto**



9) Resistencia al desprendimiento lateral del concreto

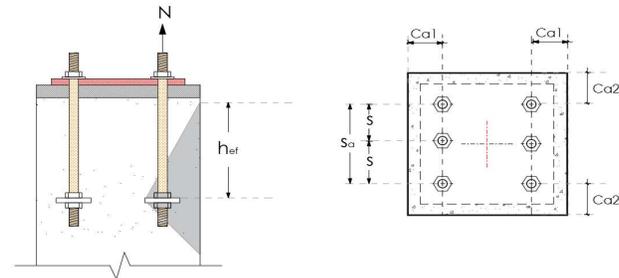
Tu=Nuag= 55124.69 Kg
 hef= 36.05 cm Profundidad de embebido del perno.
 ca1= 8.50 Distancia del centro del anclaje al borde libre
 s= 16.00 Separación entre pernos (eje a eje)
 sa= 48.00 Distancia entre los pernos de los extremos.
 Abrg= 22.15 Área neta de apoyo de la cabeza un anclaje o tornillo con cabeza
 $\lambda_a = 2$ Factor de modificación para concreto liviano
 ca2/ca1= 1.00
 Sí, hef>2,5ca1 y s <6ca1 ; entonces

$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg} \lambda_a \sqrt{f'_c}} = 62147.885 \text{ Kg}$ **fórmula 1**

Sí; $1 < ca2/ca1 < 3$; Nsb se debe de multiplicar por $\left(1 + \frac{s_a}{6 \cdot c_{a1}}\right)$

Nsbg= 63336.01 Kg **fórmula 2**

87% **correcto**



10) Resistencia a la flexión de la placa en perno.

$T_{u,rod}=Pr=$ 13781.2 Kg Tracción por efecto de un perno
 $\phi=$ 0.9
 $f_y=$ 2530 Kg/cm² Fluencia del acero de la placa.
 $Whex=$ 1.5 cm Ancho de la tuerca.
 $da=dr=$ 1.905 cm Diámetro de los pernos a utilizar.

$X= \frac{bo-Whex}{2} =$ 1.750 cm Brazo de palanca donde se produce el momento.

$f_{pu} = \frac{T_{u,rod}}{A_{brg}} =$ 622.18 kg/cm² Presión ejercida sobre la placa de resistencia al desprendimiento.

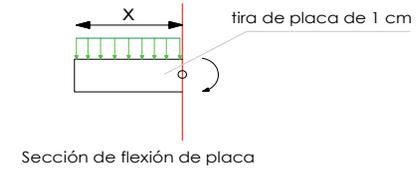
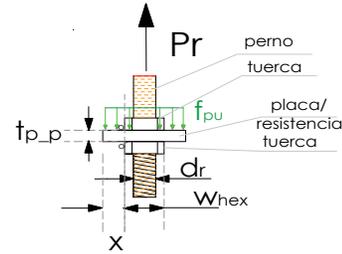
$M_u = \frac{1}{2} f_{pu} X^2 =$ 952.72 Kg-cm Momento en el borde de la placa de resistencia.

$t_{p,req} = \sqrt{\frac{2 f_{pu} X^2}{0.9 f_y}} =$ 1.29 cm Espesor requerido de la placa de resistencia.

$t_{p,p}=$ 1.5 cm Espesor propuesto de la placa de resistencia a la desprendimiento.

86%

correcto



11) Resistencia a la soldadura "Ruw"

Electrodo= E7018 Tip o de electrodo.
 $F_{Exx}=$ 4930 Kg/cm² Rotura por tensión de la soldadura.
 $\phi=$ 0.75 Coeficiente de ponderación de resistencia
 $Pr=$ 55124.69 Kg Tracción del grupo de pernos en tensión.
 $b_{eff}=$ 47 cm Ancho del perfil a soldar (sin considerar los extremos)
 $w=$ 0.8 cm Garganta a comprobar de la soldadura.

$R_{uw} = \frac{P_r}{b_{eff}} =$ 1172.87 Kg/cm

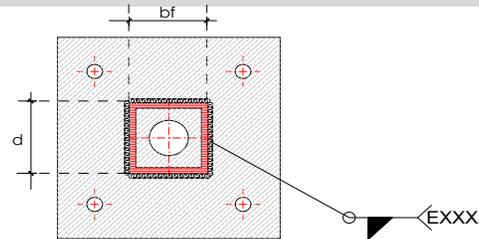
$\phi R_{nw} = \phi(0.60 F_{Exx})(0.707w) =$ 1254.78 Kg/cm Resistencia nominal del material de aportación.
 J2-3 de la AISC-360

93%

correcto

$w_{pro}=$ 0.8 cm

Garganta de soldadura propuesta, según soldadura mínima.



12) Resumen

Resumen de los resultados	Valor límite (demanda)	Valor utilizado (capacidad)	Condición	Gráfico porcentual
2) Diseño de la placa base.	4.32 cm	6.00 cm	Cumple	72.06%
3) Verificación a la resistencia a la tracción.	13781.17 Kg	152309.14 Kg	Cumple	9.05%
4) Interacción de fuerza axial, corte y flexión de las barras de anclaje	61226.87	71250	Cumple	85.93%
5) Interacción de cargas en varilla de anclaje	85999.33	95000.00	Cumple	90.53%
6) Resistencia al arrancamiento del concreto	2544.21	13781.17	rediseñar	541.67%
7) Resistencia al arrancamiento del concreto - Refuerzo de anclaje	29556.10	13781.17	Cumple	46.63%
8) Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción	9.37 cm ²	22.15 cm ²	Cumple	42.33%
9) Resistencia al desprendimiento lateral del concreto	55124.69	63336.01	Cumple	87.04%
10) Resistencia a la flexión de la placa en perno.	1.29 cm ²	1.50 cm ²	Cumple	86.25%
11) Resistencia a la soldadura "Ruw"	1172.87	1254.78	Cumple	93.47%

Puede estar en color rojo, si el punto 7 cumple.

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO TIPO H e I.

INGRESO DE DATOS PRINCIPALES.

Propiedades mecánicas del acero.

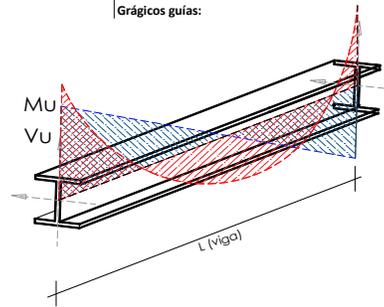
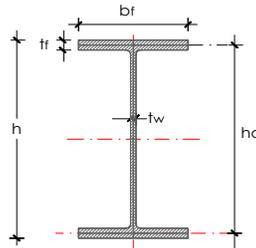
fy = 3515.35 Kg/cm² Resistencia a la fluencia del acero.
 Es = 2038901.92 Kg/cm² Módulo de elasticidad del Acero.

Valores de demanda s

Mu = Mrx = 18.6601 Tn-m Momento de demanda.
 Vu = 7.1192 Tn Cortante de demanda.

Propiedades geométricas del perfil.

h = 50 cm Altura del perfil
 ho = 48.4 cm Altura del perfil desde centro a centro de las alas.
 tw = 1.02 cm Espesor del alma.
 bf = 20 cm Ancho del patin.
 tf = 1.6 cm Espesor del patin.
 L = 798.699 cm Longitud de la viga analizada.
 Área = 115.9 cm² Sección transversal del perfil.
 Xcg = 10 cm Centro de gravedad de la figura en x.
 Ycg = 25 cm Centro de gravedad de la figura en y.
 Ix = 48379.6 cm⁴ Momento de inercia en x.
 Iy = 2142.4 cm⁴ Momento de inercia en y.
 Sx = 1935.2 cm³ Módulo de sección elástico en x.
 Sy = 214.2 cm³ Módulo de sección elástico en y.
 rx = 20.433 cm Radio de giro en x.
 ry = 4.3 cm Radio de giro en y.
 Zx = 2202.1 cm³ Módulo de sección plástico en x.
 Zy = 336.3 cm³ Módulo de sección plástico en y.
 J = 71.7 cm⁴ Constante torsional de St. Venant.
 Cw = 1249365.3 cm⁶ Constante torsional de alabeo.



Condiciones anexas a la viga.

Lb = 133.1165 cm Separación de las vigas que sirven de arriostramiento (Longitud no arriostrada).

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA

1) Arriostramiento lateral

(AISC 341 [24], Capítulo D.)

$L = 0.086 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ 214.4839 cm correcto Longitud de arriostramiento lateral permitido.

2) Determinación relación ancho-espesor.

(AISC 360-16 [1], Capítulo B4.1b.)

2.1. Ala:

$\lambda = \frac{bf}{2tf}$ 6.25

$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ 9.15

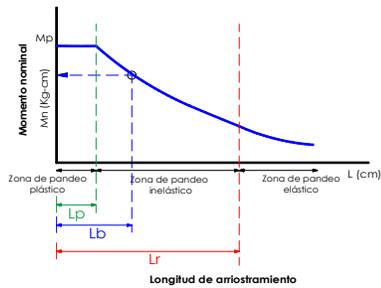
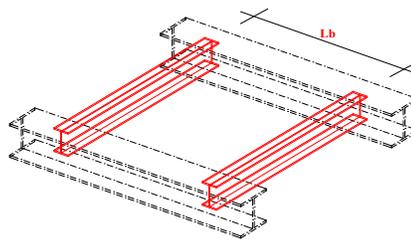
$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta

2.2. Alma:

$\lambda = \frac{h}{tw}$ 49.01960784

$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ 90.55

$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta



3) Resistencia nominal en flexión para miembros compactos

(Sección F2, para ala y alma compacta)

3.1. Fluencia:

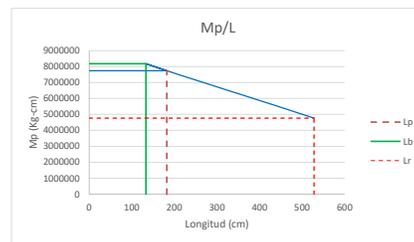
$M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$ 7741152 Kg-cm < 10204357.98 Kg-cm
 77.41 Tn-m

3.2. Pandeo lateral torsional.

$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ 182.26 cm Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \cdot C_w}{S_x}}$ 5.17 cm

$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.7 \cdot f_y}} \cdot \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot f_y}{E}\right)^2}}$ 528.1 cm Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.



a) Cuando: $L_b \leq L_p$ Aplica El estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.
 133.1165 182.26

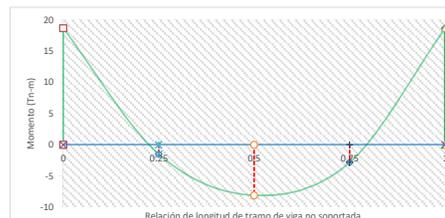
$M_n = 7741152.235$ Kg-cm

b) Cuando: $L_p < L_b \leq L_r$ No Pandeo lateral torsional inelástico.
 182.26 133.1165 528.1

Mmáx = 18.6601 Tn-m Momento máximo en el tramo de la viga no soportada.
 MA = 1.5 Tn-m Momento a 1/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 MB = 8.09 Tn-m Momento a 1/2 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 MC = 2.82 Tn-m Momento a 3/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.

$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$ 2.54

Cb = 1.00 Gradiente de momento. (Para miembros con simetría doble el valor de Cb = 1.0.)



Cb (util.)= 1.00 Cb (unitaria)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad 8164547.169 \text{ kg-cm}$$

Mn = 7741152.235 Kg-cm

c) Cuando: $\frac{L_b > L_r}{133.1165 \quad 528.1}$ No Pandeo lateral torsional Elástico.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_c}{S_x h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad 30954.9 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión crítica.}$$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad 59903958.5 \text{ Kg-cm} \quad \leq \quad 4762033.72 \text{ Kg-cm}$$

Mn = 4762033.7 kg-cm

Mn(util.)= 7741152.2 Kg-cm



4) Resistencia nominal en flexión para miembros con alma compactas y alas no compactas.

4.1. Pandeo local del ala en compresión.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 9.15$$

$$\lambda r_f = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 24.08$$

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_p r_f}{\lambda r_f - \lambda_p r_f} \right) \quad 8320075.7 \text{ kg-cm}$$

$\phi M_n = 6967037.012 \text{ kg-cm}$ Momento nominal mínimo utilizado según las condiciones de secciones (ala y alma).



5) Interacción de flexión y compresión.

(AISC 360-16 [1], Capítulo H)

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1866010.0}{7741152.235} \quad 0.24 \quad \text{correcto}$$

6) Diseño de miembro a corte

(AISC 360-16 [1], Capítulo G)

4.1. Determinación de Aw.

$$A_w = h * t_w \quad 47.736 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma del perfil.}$$

4.2. Determinación del coeficiente de corte de alma.

Kv= 5 Kv=5 para almas no rigidada transversalmente y h/tw < 260. 49.019608

a) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces:} \quad C_v = 1$$

45.88 <= 59.24 Aplica

b) Cuando:

$$1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces:} \quad C_v = \frac{1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad 1.29$$

59.24 < 45.88 <= 73.78 No

c) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces:} \quad C_v = \frac{1.51 * E * K_v}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 * f_y} \quad 2.08$$

45.88 > 73.78 No

Cv (util.)= 1.00

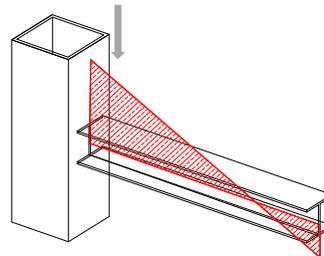
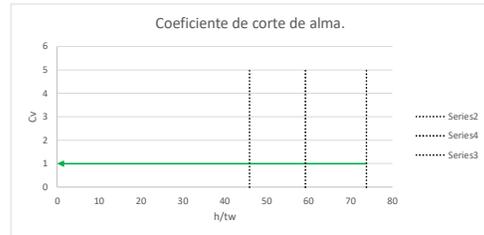
4.3. Determinación del cortante resistente.

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v \quad 100685.2 \text{ Kg}$$

4.4. Determinación del cortante de diseño.

$\phi = 0.9$ (LRFD).

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{7119.2}{90616.7} \quad 0.08 \quad \text{correcto}$$



DISEÑO DE VIGAS DE ACERO TIPO H e I.

INGRESO DE DATOS PRINCIPALES.

Propiedades mecánicas del acero.

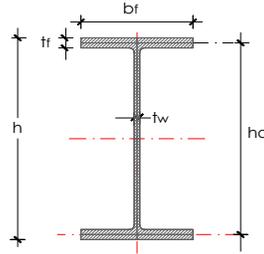
$f_y = 3515.35$ Kg/cm² Resistencia a la fluencia del acero.
 $E_s = 2038901.92$ Kg/cm² Módulo de elasticidad del Acero.

Valores de demandas

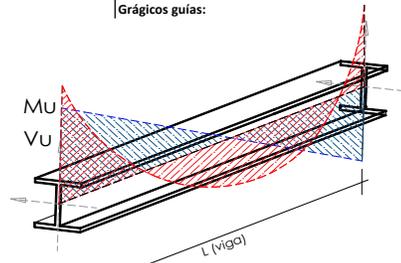
$M_u = M_{rx} = 6.7552$ Tn-m Momento de demanda.
 $V_u = 4.1722$ Tn Cortante de demanda.

Propiedades geométricas del perfil.

$h = 30$ cm Altura del perfil
 $h_o = 28.93$ cm Altura del perfil desde centro a centro de las alas.
 $t_w = 0.71$ cm Espesor del alma.
 $b_f = 15$ cm Ancho del patín.
 $t_f = 1.07$ cm Espesor del patín.
 $L = 700.209$ cm Longitud de la viga analizada.
 $A_{rea} = 54.1$ cm² Sección transversal del perfil.
 $X_{cg} = 7.5$ cm Centro de gravedad de la figura en x.
 $Y_{cg} = 15$ cm Centro de gravedad de la figura en y.
 $I_x = 8413.2$ cm⁴ Momento de inercia en x.
 $I_y = 604.1$ cm⁴ Momento de inercia en y.
 $S_x = 560.9$ cm³ Módulo de sección elástico en x.
 $S_y = 80.5$ cm³ Módulo de sección elástico en y.
 $r_x = 12.467$ cm Radio de giro en x.
 $r_y = 3.341$ cm Radio de giro en y.
 $Z_x = 632.6$ cm³ Módulo de sección plástico en x.
 $Z_y = 125.5$ cm³ Módulo de sección plástico en y.
 $J = 15.7$ cm⁴ Constante torsional de St. Venant.
 $C_w = 125934.1$ cm⁶ Constante torsional de alabeo.



Gráficos guías:



Condiciones anexas a la viga.

$L_b = 116.7015$ cm Separación de las vigas que sirven de arriostamiento (Longitud no arriostada.).

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA

1) Arriostamiento lateral

(AISC 341 [24], Capítulo D.)

$L = 0.086 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ 166.64899 cm correcto Longitud de arriostamiento lateral permitido.

2) Determinación relación ancho-espesor.

(AISC 360-16 [1], Capítulo B4.1b.)

2.1. Ala:

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 7.009345794$

$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$

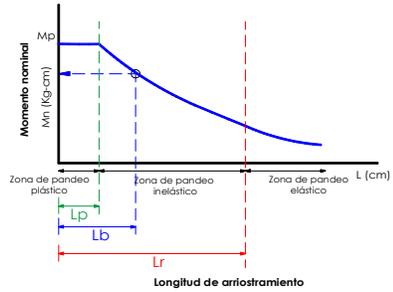
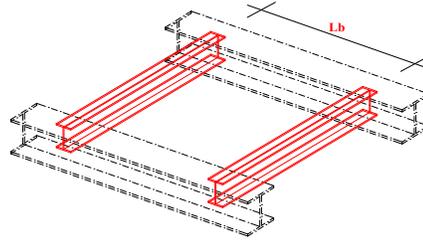
$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta

2.2. Alma:

$\lambda = \frac{h}{t_w} = 42.25352113$

$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.55$

$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta



3) Resistencia nominal en flexión para miembros compactos

(Sección F2, para ala y alma compacta)

3.1. Fluencia:

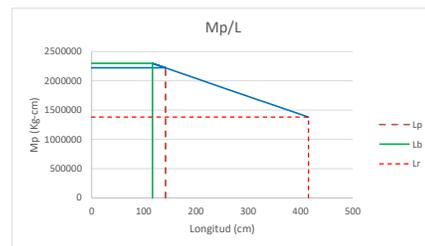
$M_n = M_p = f_y * Z_x = 2223810.4$ Kg-cm $<$ 2957639.723 Kg-cm
22.24 Tn-m

3.2. Pandeo lateral torsional.

$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 141.61$ cm Longitud no arriostada para el estado límite de fluencia.

$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y + C_w}{S_x}} = 3.94$ cm

$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2} = 415.4$ cm Longitud no arriostada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.



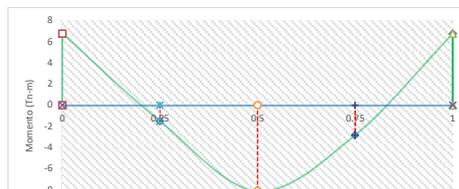
a) Cuando: $L_b \leq L_p$ Aplica El estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.
 116.7015 141.61

$M_n = 2223810.41$ Kg-cm

b) Cuando: $L_p < L_b \leq L_r$ No Pandeo lateral torsional inelástico.
 141.61 116.7015 415.4

$M_{máx} = 6.7552$ Tn-m Momento máximo en el tramo de la viga no soportada.
 $M_A = 1.5$ Tn-m Momento a 1/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 $M_B = 8.09$ Tn-m Momento a 1/2 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 $M_C = 2.82$ Tn-m Momento a 3/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.

$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.36$



Cb= 1.00 Gradiente de momento. (Para miembros con simetría doble el valor de Cb = 1.0.)

Cb (util.)= 1.00 **Cb (unitaria)**

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad 2300559.359 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 2223810.41 \text{ Kg-cm}$$

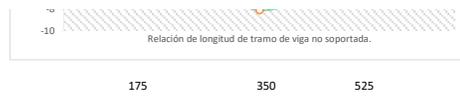
c) Cuando: $\frac{L_b}{L_r} > \frac{L_r}{L_p}$ **No** Pandeo lateral torsional Elástico.
116.7015 415.4

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad 23723.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión crítica.}$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad 13306608.2 \text{ Kg-cm} \quad < \quad 1380231.87 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 1380231.9 \text{ kg-cm}$$

$$M_n(\text{util}) = 2223810.4 \text{ Kg-cm}$$



4) Resistencia nominal en flexión para miembros con alma compactas y alas no compactas.

4.1. Pandeo local del ala en compresión.

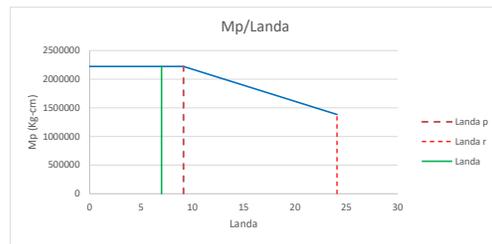
$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad 7.009345794$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 9.15$$

$$\lambda_r f = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 24.08$$

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_p f}{\lambda_r f - \lambda_p f} \right) \quad 2344840.4 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n = 2001429.369 \text{ kg-cm} \quad \text{Momento nominal mínimo utilizado según las condiciones de secciones (ala y alma).}$$



5) Interacción de flexión y compresión.

(AISC 360-16 [1], Capítulo H)

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2 + P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{675520.0}{2223810.41} \quad 0.30 \quad \text{correcto}$$

6) Diseño de miembro a corte

(AISC 360-16 [1], Capítulo G)

4.1. Determinación de Aw.

$$A_w = h \cdot t_w \quad 19.7806 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma del perfil.}$$

4.2. Determinación del coeficiente de corte de alma.

$$K_v = 5 \quad K_v=5 \text{ para almas no rigidizadas transversalmente y } h/t_w < 260. \quad 42.253521$$

a) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = 1 \quad \text{Aplica}$$

b) Cuando:

$$1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = \frac{1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad 1.51$$

c) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = \frac{1.51 \cdot E \cdot K_v}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \cdot f_y} \quad 2.84$$

$$39.24 > 73.78 \quad \text{No}$$

$$C_v(\text{util.}) = 1.00$$

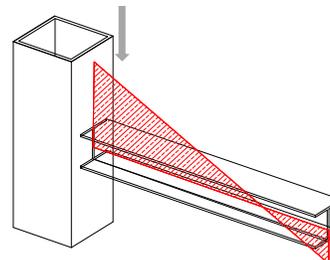
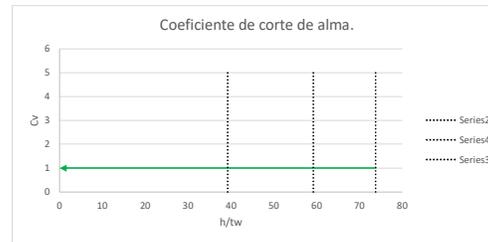
4.3. Determinación del cortante resistente.

$$V_n = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v \quad 41721.439 \text{ Kg}$$

4.4. Determinación del cortante de diseño.

$$\phi = 0.9 \quad (\text{LRFD}).$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{4172.2}{37549.3} \quad 0.11 \quad \text{correcto}$$



DISEÑO DE VIGAS DE ACERO TIPO H e I.

INGRESO DE DATOS PRINCIPALES.

Propiedades mecánicas del acero.

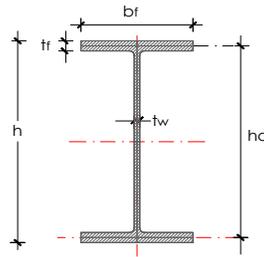
$f_y = 3515.35$ Kg/cm² Resistencia a la fluencia del acero.
 $E_s = 2038901.92$ Kg/cm² Módulo de elasticidad del Acero.

Valores de demandas

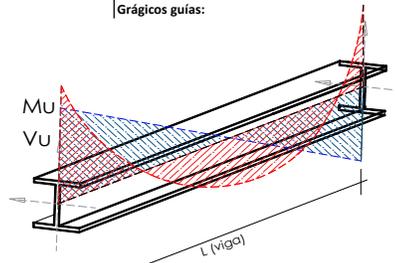
$M_u = M_{rx} = 17.5091$ Tn-m Momento de demanda.
 $V_u = 9.3911$ Tn Cortante de demanda.

Propiedades geométricas del perfil.

$h = 40$ cm Altura del perfil
 $h_o = 38.65$ cm Altura del perfil desde centro a centro de las alas.
 $t_w = 0.86$ cm Espesor del alma.
 $b_f = 18$ cm Ancho del patín.
 $t_f = 1.35$ cm Espesor del patín.
 $L = 796.992$ cm Longitud de la viga analizada.
 $\text{Área} = 83.9$ cm² Sección transversal del perfil.
 $X_{cg} = 9$ cm Centro de gravedad de la figura en x.
 $Y_{cg} = 20$ cm Centro de gravedad de la figura en y.
 $I_x = 22951.4$ cm⁴ Momento de inercia en x.
 $I_y = 1317.1$ cm⁴ Momento de inercia en y.
 $S_x = 1147.6$ cm³ Módulo de sección elástico en x.
 $S_y = 146.3$ cm³ Módulo de sección elástico en y.
 $r_x = 16.538$ cm Radio de giro en x.
 $r_y = 3.962$ cm Radio de giro en y.
 $Z_x = 1297.3$ cm³ Módulo de sección plástico en x.
 $Z_y = 228.4$ cm³ Módulo de sección plástico en y.
 $J = 37.7$ cm⁴ Constante torsional de St. Venant.
 $C_w = 490048.5$ cm⁶ Constante torsional de alabeo.



Gráficos guías:



Condiciones anexas a la viga.

$L_b = 132.832$ cm Separación de las vigas que sirven de arriostamiento (Longitud no arriostada).

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA

1) Arriostamiento lateral

(AISC 341 [24], Capítulo D.)

$L = 0.086 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ 197.62446 cm correcto Longitud de arriostamiento lateral permitido.

2) Determinación relación ancho-espesor.

(AISC 360-16 [1], Capítulo B4.1b.)

2.1. Ala:

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 6.666666667$

$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$

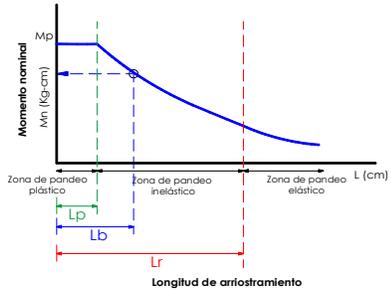
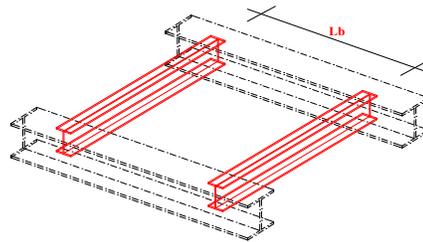
$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta

2.2. Alma:

$\lambda = \frac{h}{t_w} = 46.51162791$

$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.55$

$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta



3) Resistencia nominal en flexión para miembros compactos

(Sección F2, para ala y alma compacta)

3.1. Fluencia:

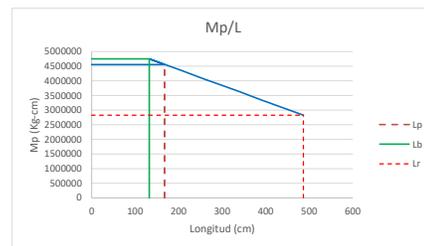
$M_n = M_p = f_y * Z_x = 4560463.6$ Kg-cm $<$ 6051323.49 Kg-cm
45.60 Tn-m

3.2. Pandeo lateral torsional.

$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 167.93$ cm Longitud no arriostada para el estado límite de fluencia.

$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y * C_w}{S_x}} = 4.71$ cm

$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2} = 486.8$ cm Longitud no arriostada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.



a) Cuando: $L_b \leq L_p$ Aplica El estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.
 132.832 167.93

$M_n = 4560463.555$ Kg-cm

b) Cuando: $L_p < L_b \leq L_r$ No Pandeo lateral torsional inelástico.
 167.93 132.832 486.8

$M_{m\acute{a}x} = 17.5091$ Tn-m Momento máximo en el tramo de la viga no soportada.
 $M_A = 1.5$ Tn-m Momento a 1/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 $M_B = 8.09$ Tn-m Momento a 1/2 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 $M_C = 2.82$ Tn-m Momento a 3/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.

$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 2.46$



Cb= 1.00 Gradiente de momento. (Para miembros con simetría doble el valor de Cb = 1.0.)

Cb (util.)= 1.00 **Cb (unitaria)**

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad 4751613.331 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 4560463.555 \text{ Kg-cm}$$

c) Cuando: $L_b > L_r$ **No** Pandeo lateral torsional Elástico.
132.832 486.8

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad 25906.6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión crítica.}$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad 29730400.3 \text{ Kg-cm} \quad < \quad 2823950.96 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 2823951.0 \text{ kg-cm}$$

$$M_n(\text{util}) = 4560463.6 \text{ Kg-cm}$$



4) Resistencia nominal en flexión para miembros con alma compactas y alas no compactas.

4.1. Pandeo local del ala en compresión.

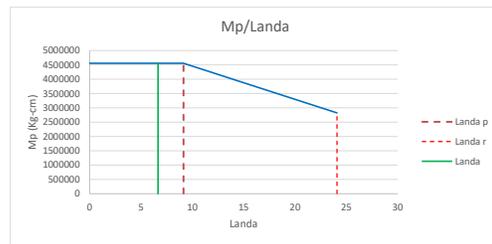
$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad 6.666666667$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 9.15$$

$$\lambda r_f = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 24.08$$

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_p r_f}{\lambda r_f - \lambda_p r_f} \right) \quad 4849457.5 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n = 4104417.2 \text{ kg-cm} \quad \text{Momento nominal mínimo utilizado según las condiciones de secciones (ala y alma).}$$



5) Interacción de flexión y compresión.

(AISC 360-16 [1], Capítulo H)

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2 + P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1750910.0}{4560463.555} \quad 0.38 \quad \text{correcto}$$

6) Diseño de miembro a corte

(AISC 360-16 [1], Capítulo G)

4.1. Determinación de Aw.

$$A_w = h \cdot t_w \quad 32.078 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma del perfil.}$$

4.2. Determinación del coeficiente de corte de alma.

$$K_v = 5 \quad K_v=5 \text{ para almas no rigidizadas transversalmente y } h/t_w < 260. \quad 46.511628$$

a) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = 1$$

43.37 <= 59.24 **Aplica**

b) Cuando:

$$1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = \frac{1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad 1.37$$

59.24 < 43.37 <= 73.78 **No**

c) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = \frac{1.51 \cdot E \cdot K_v}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \cdot f_y} \quad 2.33$$

43.37 > 73.78 **No**

$$C_v (\text{util.}) = 1.00$$

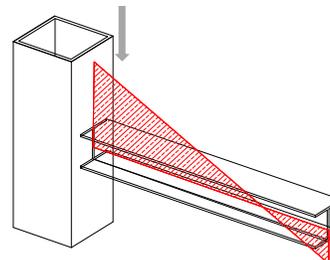
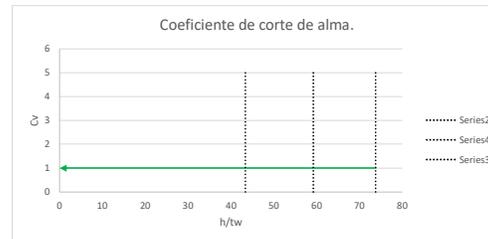
4.3. Determinación del cortante resistente.

$$V_n = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v \quad 67659.238 \text{ Kg}$$

4.4. Determinación del cortante de diseño.

$$\phi = 0.9 \quad (\text{LRFD}).$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{9391.1}{60893.3} \quad 0.15 \quad \text{correcto}$$



DISEÑO DE VIGAS DE ACERO TIPO H e I.

INGRESO DE DATOS PRINCIPALES.

Propiedades mecánicas del acero.

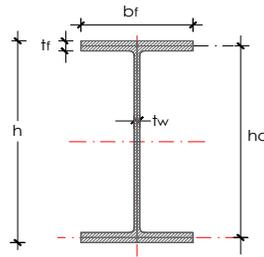
$f_y = 3515.35$ Kg/cm² Resistencia a la fluencia del acero.
 $E_s = 2038901.92$ Kg/cm² Módulo de elasticidad del Acero.

Valores de demandas

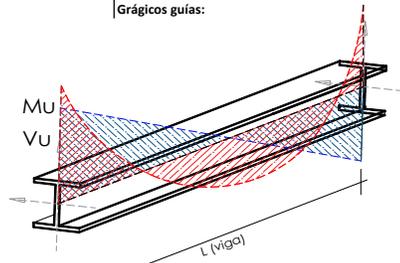
$M_u = M_{rx} = 13.7193$ Tn-m Momento de demanda.
 $V_u = 6.5865$ Tn Cortante de demanda.

Propiedades geométricas del perfil.

$h = 45$ cm Altura del perfil
 $h_o = 43.54$ cm Altura del perfil desde centro a centro de las alas.
 $t_w = 0.94$ cm Espesor del alma.
 $b_f = 19$ cm Ancho del patín.
 $t_f = 1.46$ cm Espesor del patín.
 $L = 625$ cm Longitud de la viga analizada.
 $\text{Área} = 99.2$ cm² Sección transversal del perfil.
 $X_{cg} = 9.5$ cm Centro de gravedad de la figura en x.
 $Y_{cg} = 22.5$ cm Centro de gravedad de la figura en y.
 $I_x = 33888.3$ cm⁴ Momento de inercia en x.
 $I_y = 1676.5$ cm⁴ Momento de inercia en y.
 $S_x = 1506.1$ cm³ Módulo de sección elástico en x.
 $S_y = 176.5$ cm³ Módulo de sección elástico en y.
 $r_x = 18.485$ cm Radio de giro en x.
 $r_y = 4.112$ cm Radio de giro en y.
 $Z_x = 1709$ cm³ Módulo de sección plástico en x.
 $Z_y = 276.8$ cm³ Módulo de sección plástico en y.
 $J = 51.5$ cm⁴ Constante torsional de St. Venant.
 $C_w = 791005.1$ cm⁶ Constante torsional de alabeo.



Gráficos guías:



Condiciones anexas a la viga.

$L_b = 104.166667$ cm Separación de las vigas que sirven de arriostamiento (Longitud no arriostada).

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA

1) Arriostamiento lateral

(AISC 341 [24], Capítulo D.)

$L = 0.086 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ 205.10645 cm correcto Longitud de arriostamiento lateral permitido.

2) Determinación relación ancho-espesor.

(AISC 360-16 [1], Capítulo B4.1b.)

2.1. Ala:

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 6.506849315$

$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$

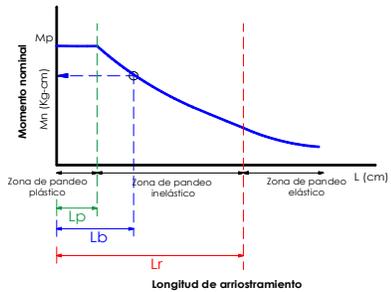
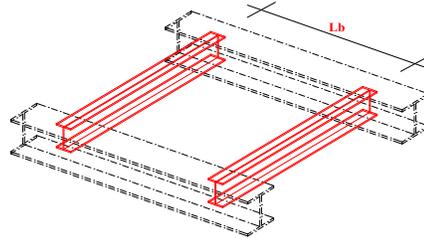
$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta

2.2. Alma:

$\lambda = \frac{h}{t_w} = 47.87234043$

$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.55$

$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta



3) Resistencia nominal en flexión para miembros compactos

(Sección F2, para ala y alma compacta)

3.1. Fluencia:

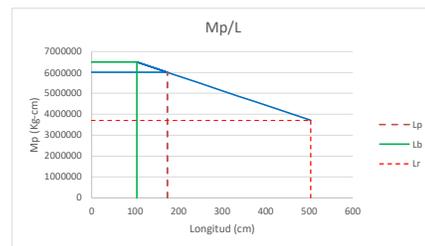
$M_n = M_p = f_y * Z_x = 6007733.2$ Kg-cm $<$ 7941702.953 Kg-cm
60.08 Tn-m

3.2. Pandeo lateral torsional.

$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 174.29$ cm Longitud no arriostada para el estado límite de fluencia.

$r_{ts} = \sqrt{\frac{J_y + C_w}{S_x}} = 4.92$ cm

$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2} = 503.7$ cm Longitud no arriostada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.



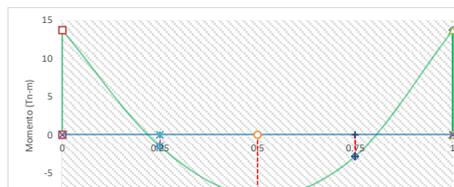
a) Cuando: $L_b \leq L_p$ Aplica El estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.
 $104.166667 \leq 174.29$

$M_n = 6007733.15$ Kg-cm

b) Cuando: $L_p < L_b \leq L_r$ No Pandeo lateral torsional inelástico.
 $174.29 < 104.16667 \leq 503.7$

$M_{máx} = 13.7193$ Tn-m Momento máximo en el tramo de la viga no soportada.
 $M_A = 1.5$ Tn-m Momento a 1/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 $M_B = 8.09$ Tn-m Momento a 1/2 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 $M_C = 2.82$ Tn-m Momento a 3/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.

$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 2.15$



Cb= 1.00 Gradiente de momento. (Para miembros con simetría doble el valor de Cb = 1.0.)

Cb (util.)= 2.15 **Cb (Momentos)**

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad 13995442.34 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 6007733.15 \text{ Kg-cm}$$

c) Cuando: $L_b > L_r$ **No** Pandeo lateral torsional Elástico.
104.1666667 503.7

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad 45453.3 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión crítica.}$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad 68457152.9 \text{ Kg-cm} \quad <= \quad 3706128.04 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 3706128.0 \text{ kg-cm}$$

$$M_n(\text{util}) = 6007733.2 \text{ Kg-cm}$$



4) Resistencia nominal en flexión para miembros con alma compactas y alas no compactas.

4.1. Pandeo local del ala en compresión.

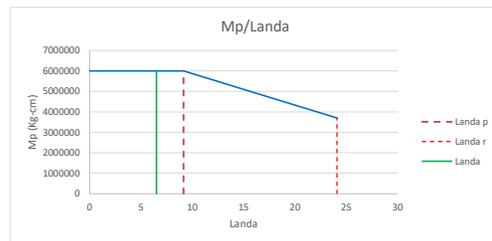
$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad 6.506849315$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 9.15$$

$$\lambda_r f = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 24.08$$

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_p f}{\lambda_r f - \lambda_p f} \right) \quad 6415405.8 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n = 5406959.835 \text{ kg-cm} \quad \text{Momento nominal mínimo utilizado según las condiciones de secciones (ala y alma).}$$



5) Interacción de flexión y compresión.

(AISC 360-16 [1], Capítulo H)

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2 + P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1371930.0}{6007733.15} \quad 0.23 \quad \text{correcto}$$

6) Diseño de miembro a corte

(AISC 360-16 [1], Capítulo G)

4.1. Determinación de A_w .

$$A_w = h \cdot t_w \quad 39.5552 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma del perfil.}$$

4.2. Determinación del coeficiente de corte de alma.

$$K_v = 5 \quad K_v=5 \text{ para almas no rigidizadas transversalmente y } h/t_w < 260. \quad 47.87234$$

a) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = 1 \quad \text{Aplica}$$

b) Cuando:

$$1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = \frac{1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad 1.32$$

c) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = \frac{1.51 \cdot E \cdot K_v}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \cdot f_y} \quad 2.19$$

$$44.77 > 73.78 \quad \text{No}$$

$$C_v(\text{util.}) = 1.00$$

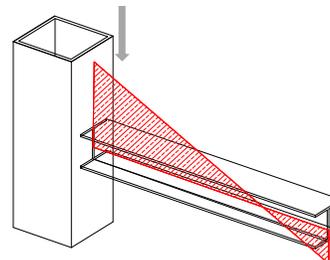
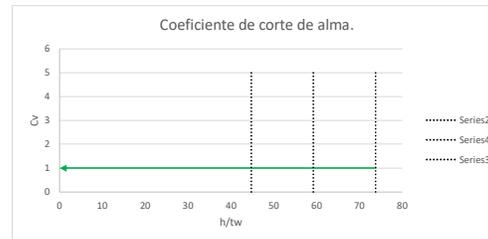
4.3. Determinación del cortante resistente.

$$V_n = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v \quad 83430.223 \text{ Kg}$$

4.4. Determinación del cortante de diseño.

$$\phi = 0.9 \quad \text{(LRFD).}$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{6586.5}{75087.2} \quad 0.09 \quad \text{correcto}$$



DISEÑO DE VIGAS DE ACERO TIPO H e I.

INGRESO DE DATOS PRINCIPALES.

Propiedades mecánicas del acero.

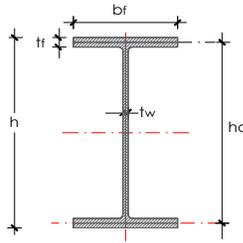
$f_y = 2531.05$ Kg/cm² Resistencia a la fluencia del acero.
 $E_s = 2038901.92$ Kg/cm² Módulo de elasticidad del Acero.

Valores de demandas

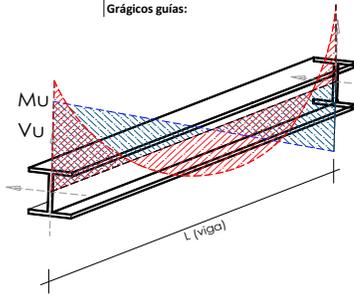
$M_u = M_{rx} = 6.7552$ Tn-m Momento de demanda.
 $V_u = 4.1722$ Tn Cortante de demanda.

Propiedades geométricas del perfil.

$t_f = 30$ cm Altura del perfil
 $h_o = 28.93$ cm Altura del perfil desde centro a centro de las alas.
 $t_w = 0.71$ cm Espesor del alma.
 $b_f = 15$ cm Ancho del patín.
 $t_f = 1.07$ cm Espesor del patín.
 $L = 700.209$ cm Longitud de la viga analizada.
 $A_{rea} = 54.1$ cm² Sección transversal del perfil.
 $X_{cg} = 7.5$ cm Centro de gravedad de la figura en x.
 $Y_{cg} = 15$ cm Centro de gravedad de la figura en y.
 $I_x = 8413.2$ cm⁴ Momento de inercia en x.
 $I_y = 604.1$ cm⁴ Momento de inercia en y.
 $S_x = 560.9$ cm³ Módulo de sección elástico en x.
 $S_y = 80.5$ cm³ Módulo de sección elástico en y.
 $r_x = 12.467$ cm Radio de giro en x.
 $r_y = 3.341$ cm Radio de giro en y.
 $Z_x = 632.6$ cm³ Módulo de sección plástico en x.
 $Z_y = 125.5$ cm³ Módulo de sección plástico en y.
 $J = 15.7$ cm⁴ Constante torsional de St. Venant.
 $C_w = 125934.1$ cm⁶ Constante torsional de alabeo.



Gráficos guías:



Condiciones anexas a la viga.

$L_b = 100$ cm Separación de las vigas que sirven de arriostramiento (Longitud no arriostrada.).

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA

1) Arriostramiento lateral

(AISC 341 [24], Capítulo D.)

$L = 0.086 + r_y + \frac{E}{f_y}$ 231.4571 cm correcto Longitud de arriostramiento lateral permitido.

2) Determinación relación ancho-espesor.

(AISC 360-16 [1], Capítulo B4.1b.)

2.1. Ala:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 7.009345794$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.79$$

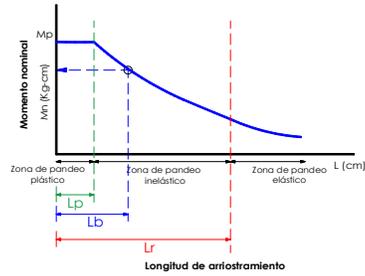
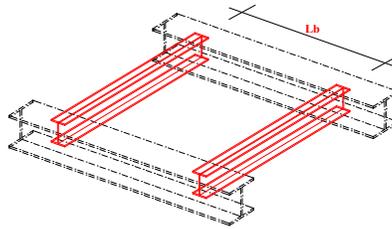
$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta

2.2. Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 42.25352113$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.72$$

$\lambda < \lambda_p$ Sección compacta



3) Resistencia nominal en flexión para miembros compactos

(Sección F2, para ala y alma compacta)

3.1. Fluencia:

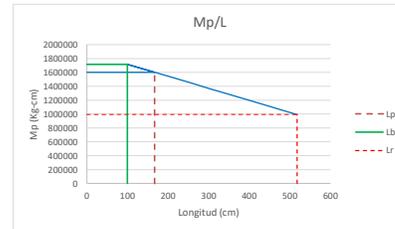
$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_x = 1601142 \text{ Kg-cm} < 2129498.918 \text{ Kg-cm}$$

3.2. Pandeo lateral torsional.

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 166.89 \text{ cm} \quad \text{Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \cdot C_w}{S_x}} = 3.94 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot f_y} + \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot f_y}{E} \right)^2} = 517.9 \text{ cm} \quad \text{Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.}$$



a) Cuando: $L_b \leq L_p$ Aplica El estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.
 100 166.89

$$M_n = 1601142.23 \text{ Kg-cm}$$

b) Cuando: $L_p < L_b \leq L_r$ No Pandeo lateral torsional inelástico.
 166.89 100 517.9

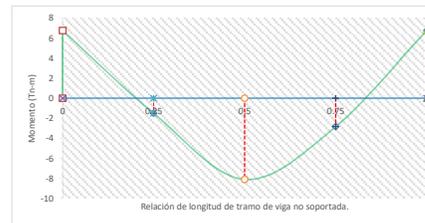
$M_{m\acute{a}x} = 6.7552$ Tn-m Momento máximo en el tramo de la viga no soportada.
 $M_A = 1.5$ Tn-m Momento a 1/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 $M_B = 8.09$ Tn-m Momento a 1/2 de la viga del tramo de la viga no soportada.
 $M_C = 2.82$ Tn-m Momento a 3/4 de la viga del tramo de la viga no soportada.

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = \text{#####}$$

$C_b = 1.00$ Gradiente de momento. (Para miembros con simetría doble el valor de $C_b = 1.0$.)

$C_b (\text{util.}) = 1.00$ Cb (unitaria)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p = 1716889.491 \text{ kg-cm}$$



175 350 525

$$M_n = 1601142.23 \text{ Kg-cm}$$

c) Cuando: $\frac{L_b > L_r}{100 \quad 517.9}$ **No** Pandeo lateral torsional Elástico.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x r_{ts}} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 32042.6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tensión crítica.}$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p = 17972679.0 \text{ Kg-cm} \leq 993766.16 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 993766.2 \text{ kg-cm}$$

$$M_n(\text{util}) = 1601142.2 \text{ Kg-cm}$$

4) Resistencia nominal en flexión para miembros con alma compactas y alas no compactas.

4.1. Pandeo local del ala en compresión.

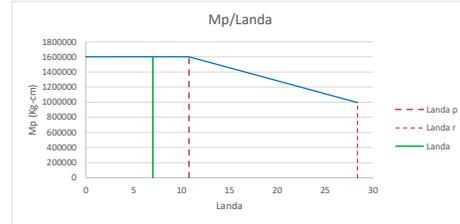
$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = 7.009345794$$

$$\lambda p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.79$$

$$\lambda r f = \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.38$$

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda p f}{\lambda r f - \lambda p f}\right) = 1731471.7 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n = 1441028.007 \text{ kg-cm} \quad \text{Momento nominal mínimo utilizado según las condiciones de secciones (ala y alma).}$$



5) Interacción de flexión y compresión.

(AISC 360-16 [1], Capítulo H)

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2 + P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

$$\frac{675520.0}{1601142.23} = 0.42 \quad \text{correcto}$$

6) Diseño de miembro a corte

(AISC 360-16 [1], Capítulo G)

4.1. Determinación de A_w .

$$A_w = h \cdot t_w = 19.7806 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma del perfil.}$$

4.2. Determinación del coeficiente de corte de alma.

$$K_v = 5 \quad K_v=5 \text{ para almas no rigidizadas transversalmente y } h/t_w < 260. \quad 42.253521$$

a) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = 1$$

$$39.24 \leq 69.81 \quad \text{Aplica}$$

b) Cuando:

$$1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = \frac{1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} = 1.78$$

$$69.81 < 39.24 \leq 86.95 \quad \text{No}$$

c) Cuando:

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot \frac{E}{f_y}} \quad \text{Entonces: } C_v = \frac{1.51 \cdot E \cdot K_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot f_y} = 3.95$$

$$39.24 > 86.95 \quad \text{No}$$

$$C_v(\text{util.}) = 1.00$$

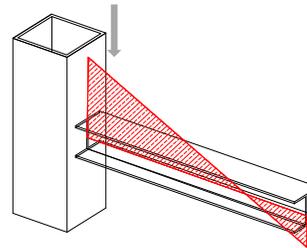
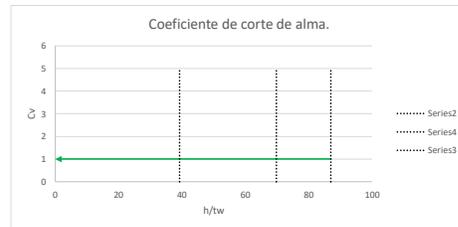
4.3. Determinación del cortante resistente.

$$V_n = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 30039.41 \text{ Kg}$$

4.4. Determinación del cortante de diseño.

$$\phi = 0.9 \quad (\text{LRFD})$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{4172.2}{27035.5} = 0.15 \quad \text{correcto}$$



DISEÑO DE LOSA CON PLACA COLABORANTE

DATOS:

Calibre=	20		Calibre según las la elección de tipo de placa.
e =	0.09	cm	Espesor de la lámina
ltsd=	130.25	cm	Longitud de la plancha de acero.
Assd =e*ltsd	11.72	cm ²	Área de acero de la lamina de Acero-Deck
lsd =	71.66	cm ⁴	Inercia
Spsd =	27.58	cm ³	Módulo de Sección Superior
Sinf =	21.06	cm ³	Módulo de Sección Inferior
Wssd =	10.88	kgf/m	Peso por unidad de longitud de la lámina de acero
Es =	2100000	kgf/cm ²	Modulo de Elasticidad del acero
W ₁ =	285.52	kg/m ²	Peso por cielo raso
W ₂ =	285.52	kg/m ²	peso por tabiquería
τ =	13	cm	Altura total de la losa desde la fibra inferior de contacto hasta la fibra superior de contacto.
Aconsd =	0.095	m ³ /m ²	Area del concreto
f _c =	240	kg/cm ²	Resistencia del concreto a la compresión
γ _{con} =	2400	kg/m ³	Peso específico del concreto
Lsd =	3.8	m	Luz libre de la losa
b =	100	cm	Ancho de análisis
f _y =	4200	Kgf/cm ²	Fluencia de la placa de acero.
E _c =	232379.00	Kgf/cm ²	Módulo de elasticidad del hormigón.

0.- DETERMINACIÓN DE LA CARGA MUERTA TOTAL.

0.1- Peso Propio de la Losa:

W _{con_{sd}} =	228.00	kg/m	Peso de concreto por unidad de longitud (kgf/m).
W _{d_{sd}} =	809.92	kg/m	Carga muerta por unidad de longitud (kgf/m).

1.- DETERMINACIÓN DE LA DEFLEXIÓN DE LA LÁMINA ACERO-DECK, ACTUANDO COMO ENCOFRADO.

1.1- Cálculo de la deformación admisible (δ_{adm})

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

$\delta_{adm} = 1.90$ cm

1.2.- Deformación Calculada: δ_{cal}

Dos tramos

$\delta_{cal} = 6.06$ cm

$$\delta_{cal} \leq \delta_{adm}$$

incorrecto

Sí, esta celda indica incorrecto seguir el flujo.

→ $\delta_{adm} = 1.06$ cm
 $\delta_{cal} = 0.38$ cm

correcto

Sí, la primera celda indica "incorrecta" y esta "correcta", se requerirá utilizar un soporte intermedio, para control de la deflexión; caso contrario, no.

→ **un puntal** Lsd= 1.9 m
(relación tabla 2)

2. ESFUERZOS DE TENSIÓN POR FLEXIÓN EN EL SISTEMA NO COMPUESTO:

P _{sd} =	75	Kgf	Carga puntual para el análisis.
W _{w_{sd}} =	100	Kgf	Carga distribuida para el análisis.

Para dos tramos:

2.1. Cálculo de Momentos

Se selecciona el mayor de:

$$M_{sd}^+ = 0.20xP_{sd}xL_{sd} + 0.094xWd_{sd}xL_{sd}^2 \quad 173.58 \quad \text{Kg-m} \quad \text{Momento positivo en la lámina no compuesta.}$$

$$M_{sd}^+ = 0.096x(Wd_{sd} + W_{wsd})xL_{sd}^2 \quad 315.34 \quad \text{Kg-m} \quad \text{Momento positivo en la lámina no compuesta.}$$

$$M_{sd}^- = 0.117x(Wd_{sd} + W_{wsd})xL_{sd}^2 \quad 384.32 \quad \text{Kg-m} \quad \text{Momento negativo en la lámina no compuesta.}$$

2.2. Cálculo de Esfuerzos

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{Sp_{sd}} \times 100 \quad 1,143.37 \quad \text{kgf/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo positivo en la lámina}$$

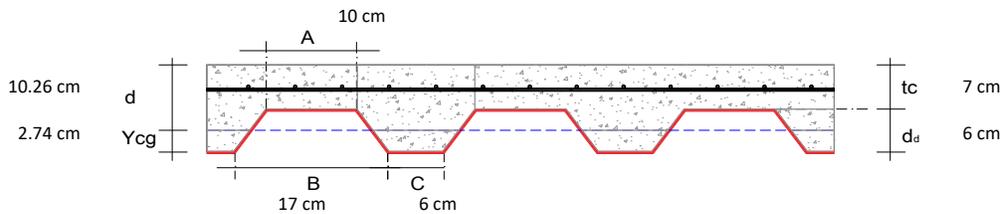
$$f^+ \leq 0.60xf_y \quad \text{correcto} \quad D/C = 45.37$$

$$f^- = \frac{M_{sd}^-}{Sp_{sd}} \times 100 \quad 1,824.90 \quad \text{kgf/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo negativo en la lámina.}$$

$$f^- \leq 0.60xf_y \quad \text{correcto} \quad D/C = 72.42$$

3. - CÁLCULO DE ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL SISTEMA COMPUESTO

3.1.- Cálculo del momento de inercia de la sección transformada fisurada: I_c (cm^4)



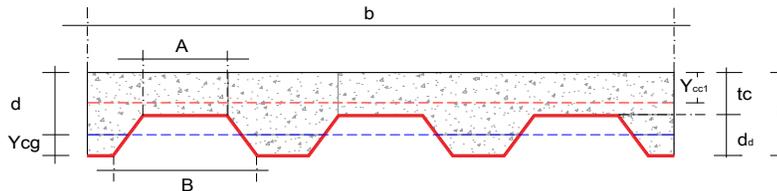
Cálculo del Centroide (Y_{cg}):

B =	16.92	cm	Separación entre valles de la placa colaborante.
A =	10.00	cm	Ancho de la cresta de la placa colaborante.
C =	6	cm	Ancho del valle de la placa colaborante.
H = d_d =	6	cm	Distancia entre la parte alta de la cresta hasta la parte inferior del valle.
t =	13	cm	Espesor total.
tc =	7	cm	Distancia entre el centroide y la fibra inferior externa.

$$Y_{cg} = \frac{H}{3} \left(\frac{B + 2A}{B + A} \right) \quad 2.74 \quad \text{cm} \quad \text{Centroide de la parte inferior compuesta con la placa colaborante.}$$

$$d = t - Y_{cg} \quad 10.26 \quad \text{cm} \quad \text{Centroide medido desde la cara superior de la loseta.}$$

Cálculo de la inercia (I_c):



$$n = \frac{Es}{Ec} \quad 9 \quad \text{Ratio entre el Es y el Ec. (Tabla 1)}$$

$$\rho = \frac{As_{sd}}{bxd} \quad 0.01143 \quad \text{Cuantía calculada según la sección.}$$

$$Y_{ccl} = dx \sqrt{2x\rho n + (\rho n)^2} - \rho n \quad 3.72 \quad \text{cm}$$

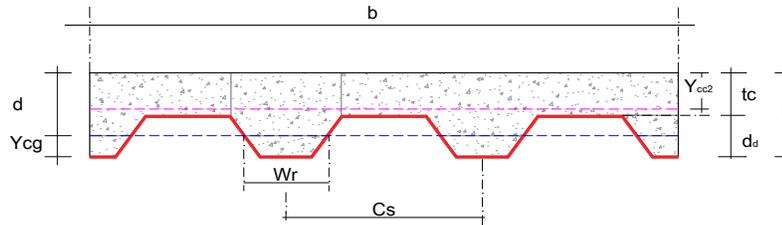
Tabla 1

Ratio entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto	
n	f'c (kgf/cm ²)
6	420 o más.
7	320 a 420
8	250 a 319

$$Y_{cs} = d - Y_{cc1} \quad 6.54 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{bxY_{cc1}^3}{3} + nxAs_{sd}xY_{cs}^2 + nxI_{sd} \quad 6,869.19 \text{ cm}^4$$

3.2.- Cálculo del momento de inercia de la sección transformada no fisurada: I_u (cm⁴)



$$\begin{aligned} t &= 13.00 && \text{cm} \\ d &= 10.26 && \text{cm} \\ Cs &= 22.92 && \text{cm} \\ Wr &= 13 && \text{cm} \\ tc &= 7.00 && \text{cm} \\ dd &= 6.00 && \text{cm} \end{aligned}$$

$$Y_{cc2} = \frac{0.5xbxt^2 + nxAs_{sd}xd - (Cs - w_r)bxh_r / Cs x(t - 0.5h_r)}{bxt + nxAs_{sd} - \frac{b}{Cs}xh_r x(Cs - w_r)} \quad 6.05 \text{ cm}$$

$$I_u = \frac{bxt^3}{12} + b + t_c x (Y_{cc2} - 0.5xt_c)^2 + nxI_{sd} + nxAs_{sd}xY_{cs}^2 + \frac{b}{c_s} \left\{ w_r x h_r \left[\frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0.5xh_r)^2 \right] \right\} \quad 16,252.97 \text{ cm}^4$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc2} \quad 4.20 \text{ cm}$$

3.3.- Cálculo del Momento de Inercia Efectivo : I_e (cm⁴)

$$I_e = \frac{I_u + I_c}{2} \quad 11,561.08 \text{ cm}^4$$

3.4.- Cálculo del Y_{prom} :

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2} \quad 4.88 \text{ cm}$$

3.5.- Cálculo del Módulo de Sección Inferior del sistema compuesto: S_{ic} (cm³)

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}} \quad 1424.47 \text{ cm}^3$$

3.6.- Cálculo de Momentos positivos producidos por la carga muerta y viva sin mayorar en condición de apoyo simple

3.6.1.- Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas muertas: $Mdsd$ (kgf-m).

$$\psi =$$

caso 3

$$Mdsd = \frac{\psi x Wd_{sd} x L_{sd}^2}{8} \quad 230.25 \text{ kgf-m}$$

Tabla 2		
Ψ	Factor de reducción de carga según apuntalamiento.	
1	caso 1	Apuntalamiento es total
0.73	caso 2	Apuntalamiento temporal en los tercios de la luz durante el vaciado.
0.63	caso 3	Apuntalamiento temporal el centro de la luz durante el vaciado.
0	caso 4	No existe apuntalamiento.

3.6.2.- Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas vivas: $Mlsd$ (kgf-m).

$$Wl = \frac{360}{\sqrt{L}} \text{ kg/m} \quad \text{Carga viva (valor interpolado, opcional ver gráficas adjuntas).}$$

$$Ml_{sd} = \frac{wL_{sd}^2}{8} = 162.45 \text{ kgf-m}$$

correcto D/C= 1.094

$$\frac{Ml_{sd} + Ml_{sd}}{S_{ic}} \times 100 \leq 0.6x f'_y$$

4.- CONDICIÓN DE MOMENTO ÚLTIMO O RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

4.1.- Cálculo de la Cuantía Balanceada: ρ_b

$\beta_1 = 0.85$ Para concretos con f'_c menores a 280 kgf/cm²

$$\rho_b = \frac{0.85x\beta_1x f'_c}{F_y} \times \frac{0.003x(t-h_r)}{\left(0.003 + \frac{F_y}{E_s}\right)xd} = 0.01691$$

$$\rho = \frac{As_{sd}}{bxd} = 0.01143$$

$\rho \leq \rho_b$ correcto D/C= 67.60

4.2.- Cálculo del Momento nominal

$$a = \frac{As_{sd}x f_y}{0.85x f'_c \times b} = 2.41 \text{ cm}$$

$$M_n = As_{sd}x f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 445,576 \text{ Kg-cm} = 4,456 \text{ Kg-m}$$

4.3.- Cálculo del Momento del Diseño, para falla de Flexión sub-reforzada

$\Phi = 0.90$ Coeficiente de Reducción del Momento

$$M_d = \Phi x M_n = 401,018 \text{ Kg-cm} = 4,010.18 \text{ Kg-m}$$

4.4.- Cálculo del Momento actuante de diseño.

Combinación: 1,2CM+1,6CV

Carga última= 1547.90 Kg/m

Mact= 2793.97 Kg-m

correcto D/C= 69.67

$$M_u \text{ actuante} \leq M_u \text{ resistente}$$

5.- DISEÑO POR CORTANTE

5.1.- Cálculo del Cortante Nominal

$$A_c = 425.20 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.53x\sqrt{f'_c} \times A_c = 3,491.23 \text{ kgf}$$

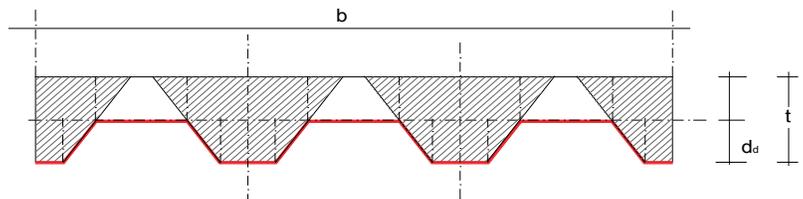
$\Phi = 0.85$ Coeficiente de reducción por corte.

$$\Phi \times V_n = 2,967.55 \text{ kgf}$$

5.2.- Cálculo del Cortante último a considerar cerca a los apoyos:

$$V_u = \frac{wL_{sd}}{2} + \frac{WL_{sd}}{2} = 826.74 \text{ kgf}$$

correcto D/C= 23.68



$$V_u \leq \phi V_n$$

6.- ESFUERZO ADMISIBLE A COMPRESIÓN EN EL CONCRETO

$$S_{cc} = \frac{I_{prom.}}{Y_{prom.}} = 2,367.15 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico de sección superior para la sección compuesta (cm}^3\text{)}$$

$$S_{adm} = 0.45x f_c = 108 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo admisible}$$

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{cc} \times 100} \times 100 = 1.84 \text{ Kg/cm}^2$$

correcto D/C= 1.71

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{cc} \times 100} \times 100 \leq S_{adm} = 0.45x f_c$$

7.- DEFLEXIÓN DEL SISTEMA COMPUESTO

7.1.- Cálculo de las deflexiones inmediatas debido a cargas propias y cargas vivas

$$\Delta_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{(Wd_{sd} + Wl_{sd}) \times L_{sd}^4}{E_c \times I_e} \times 10^6 = 0.07 \text{ cm}$$

7.2.- Cálculo de las deformaciones diferidas o deformaciones a largo plazo

$A_{temp.} =$
2.51
 cm^2

 $A_{temp.} =$ Se considera malla electrosoldada de 8mm (20X20)
 En 1m de ancho de losa entran 5 varillas de 1/4"

$$A_s = A_{temp} + A_{comp} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \times \rho'} = 1.83 \quad \xi = 2 \text{ (Factor dependiente del tiempo).}$$

$$\Delta_{LT} = \lambda \times \Delta_{st} \times \left[2 - 1.2 \times \frac{A'_s}{A_s} \right] = 0.24 \text{ cm}$$

7.3. Verificar que la deformación total no exceda la deformación admisible:

$$\Delta_{adm} = \frac{L_{sd}}{360} \times 100 = 0.53 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{LT} + \Delta_{st} = 0.31 \text{ cm}$$

correcto D/C= 58.77

$$\Delta_{total} \leq \Delta_{adm}$$

1.- DATOS DE DISEÑO

1.1 CARGAS ACTUANTES

PD =	69.6794	ton	Carga Muerta
PL =	22.614	ton	Carga Viva
S/C =	500	kg/m ²	Sobrecarga

1.2 DATOS DEL TERRENO

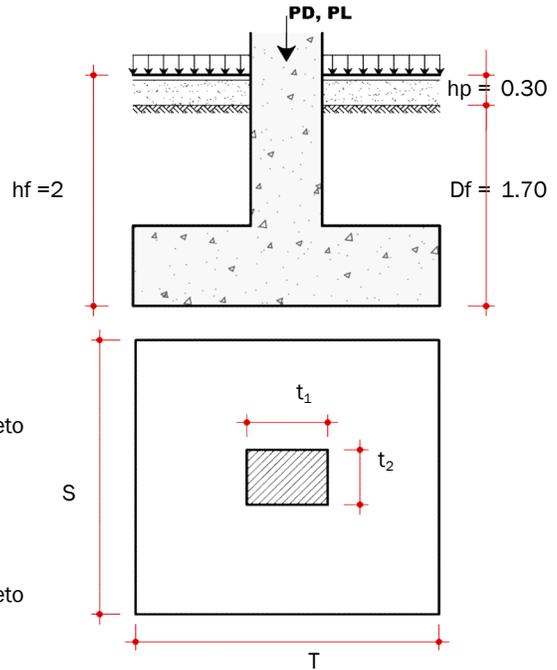
σ_t =	3.50	kg/cm ²	Capacidad portante
γ_m =	2.10	ton/m ³	Densidad promedio del terreno
hp =	0.30	m	Altura del piso
Df =	1.70	m	Fondo de cimentación
hf =	2.00	m	Profundidad de desplante

1.3 DATOS DE LA ZAPATA

f'c =	210	kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
fy =	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero de refuerzo
r =	7.5	cm	Recubrimiento

1.4 DATOS DE LA COLUMNA

f'c =	280	kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
t ₁ =	0.30	m	Longitud mayor
t ₂ =	0.30	m	Longitud menor



2.- PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CÁLCULO DEL ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m \cdot hf - S/C$$

$$\sigma_n = 30.30 \text{ ton/m}^2$$

2.2 CÁLCULO DEL PESO DE SERVICIO

$$P_s = PD + PL$$

$$P_s = 92.29 \text{ ton}$$

2.3 CÁLCULO DEL ÁREA DE LA ZAPATA

$$A_z = P_s / \sigma_n$$

$$A_z = 3.05 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{A_z} = 1.75 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \sqrt{A_z} = \boxed{1.75} \text{ m}$$

$$T = \sqrt{A_z} + (t_1 - t_2) / 2$$

$$T = 1.750 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T = \boxed{1.75} \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_z} - (t_1 - t_2) / 2$$

$$S = 1.750 \text{ m} \quad \rightarrow \quad S = \boxed{1.75} \text{ m}$$

$$Lv_1 = (T - t_1) / 2$$

$$Lv_1 = 0.73 \text{ m}$$

$$Lv_2 = (S - t_2) / 2$$

$$Lv_2 = 0.73 \text{ m}$$

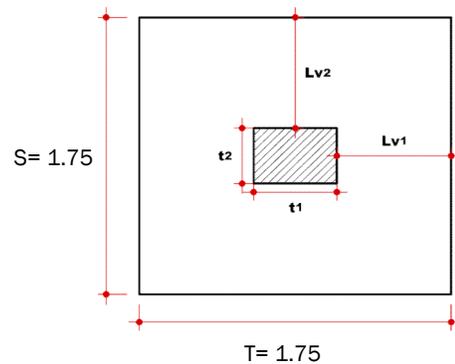
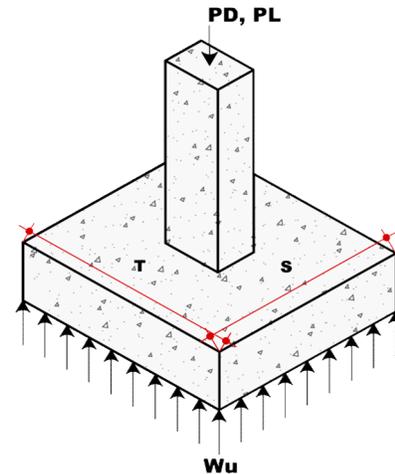
$$Lv_1 = Lv_2 \quad \checkmark \text{ Conforme}$$

$$A_{z\text{Rec}} = 3.06 \text{ m}^2 \quad \checkmark \text{ Conforme}$$

2.4 CÁLCULO DE LA REACCIÓN NETA DEL TERRENO

$$P_u = 1.4 (WD) + 1.7 (WL)$$

$$P_u = 135.995 \text{ ton}$$



$$Wu = \frac{Pu}{AZAP} \quad Wu = 44.41 \text{ ton/m}^2$$

2.5 DIMENSIONAMIENTO ALTURA ZAPATA (HZ)

Condición de diseño: $Vu/\phi = Vc$

$$Vu/\phi = 1/\phi(Pu - Wu(t_1 + d)(t_2 + d)) \dots \dots \dots \text{Ec.(1)}$$

$$\beta c = D_{\text{mayor}}/D_{\text{menor}} < 2 = 0.3/0.3 = 1 < 2$$

$$Vc = 0.27 + (2 + 4/\beta)\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot D \leq 1.06\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$$

$$Vc = 1.06\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \dots \dots \dots \text{Ec.(2)}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$bo = 2(t_1 + d) + 2(t_2 + d) = 0.6 + 4d$$

Igualando ecuaciones Ec(1) = Ec(2)

566.679 d ²	+	183.327 d	-	131.998	=	0
------------------------	---	-----------	---	---------	---	---

$$\left. \begin{array}{l} d1 = 0.347 \text{ m} \\ d2 = -0.671 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow d = \boxed{34.73} \text{ cm}$$

$$As = 3/4" \text{ plg} \quad D_b = \boxed{1.91} \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} Hz = d + r + D_b \\ Hz = 44.14 \text{ cm} \end{array} \rightarrow Hz = \boxed{0.50} \text{ m} \quad \checkmark \text{ Conforme}$$

$$\begin{array}{l} d_{\text{prom}} = Hz - (r + D_b) \\ d_{\text{prom}} = 40.59 \text{ cm} \end{array} \quad d_{\text{prom}} = 0.41 \text{ m}$$

3. VERIFICACIÓN POR CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

3.1 VERIFICACIÓN POR CORTANTE

$$\phi = 0.85$$

Dirección X-X

$$\begin{array}{l} Vdu = Wu \cdot S(Lv - d) \\ Vdu = 24.48 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vn = Vdu/\phi \\ Vn = 28.80 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ Vc = 55.11 \text{ ton} \end{array}$$

Dirección Y-Y

$$\begin{array}{l} Vud = Wu \cdot T(Lv - d) \\ Vud = 24.48 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vn = Vud/\phi \\ Vn = 28.80 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ Vc = 55.11 \text{ ton} \end{array}$$

\checkmark Conforme

Vn (ton)	<	Vc (ton)
28.80	<	55.11

\checkmark Conforme

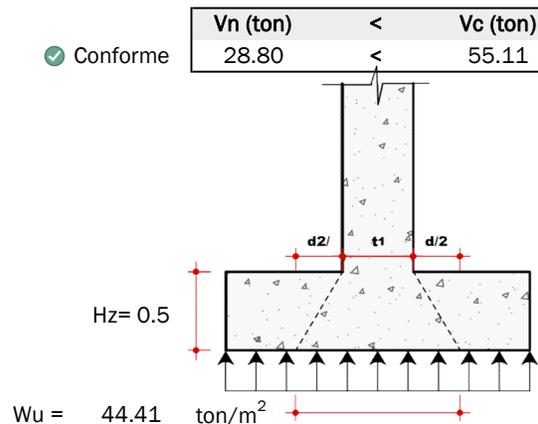
Vn (ton)	<	Vc (ton)
28.80	<	55.11

3.2 VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

$$\begin{array}{l} m = 0.71 \text{ m} \\ n = 0.71 \text{ m} \\ Ap = 2.56 \text{ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vu = Wu \cdot Ap \\ Vu = 113.88 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vc = \phi \cdot (0.53 + 1.1/\beta)\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \\ \beta c = 1.00 < 2 \end{array}$$



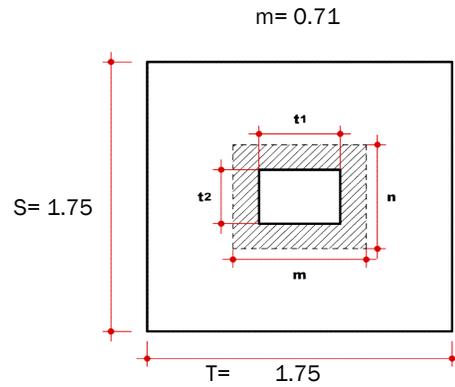
bo = 2.82 m
Vc = 230.11 ton

✓ Conforme	Vu (ton)	<	ϕVc (ton)
	113.88	<	230.11

3.3 MOMENTO ÚLTIMO

Mu = (Wu . S)Lv²/2
Mu = 20.43 ton-m

Mu = (Wu . T)Lv²/2
Mu = 20.43 ton-m



4.- CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO (DISEÑO POR FLEXIÓN)

Área de acero	Acero mínimo	Espaciamento	Cuantía
$As = \frac{0.85 f'c \cdot b \cdot d}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 f'c b d^2}}\right)$	$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot d$	$S = \frac{b - (2 \cdot r + D_{var})}{N^{\circ}_{var} - 1}$	$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$

f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

d = 40.59 cm
rec = 7.5 cm

ϕ = 0.90
ρ mín = 0.0018

4.1 ACERO LONGITUDINAL (S)

Momento último Mu = 20.43 tn.m

Ancho de análisis	b =	175 cm
Cuantía calculada	ρ =	0.0019
Acero calculado	As =	13.62 cm ²
Acero mínimo	As min =	12.79 cm ²
Acero de diseño	As dis =	13.62 cm ²
Número de varillas	N° var =	4.78 → 5
Acero recalculado	As rec =	14.25 cm ²
Espaciamento	S =	39.52 cm

Varilla ϕvar	ϕ Var =	3/4" plg
Diámetro de ϕvar	ϕ Dvar =	1.91 cm
Área de ϕvar	ϕ AsVar =	2.85 cm ²

✓ Conforme	Distribución de varillas 5 ϕ 3/4" @ 0.40m
------------	---

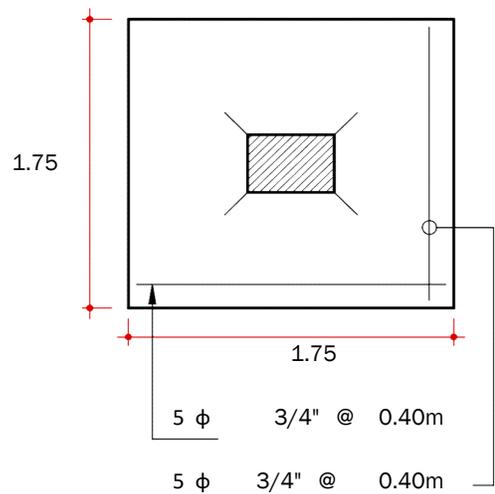
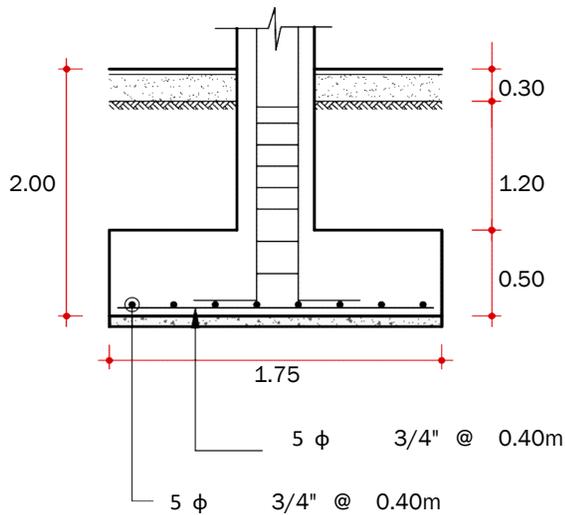
4.2 ACERO TRANSVERSAL (T)

Momento último Mu = 20.43 tn.m

Ancho de análisis	b =	175 cm
Cuantía calculada	ρ =	0.0019
Acero calculado	As =	13.62 cm ²
Acero mínimo	As min =	12.79 cm ²
Acero de diseño	As dis =	13.62 cm ²
Número de varillas	N° var =	4.78 → 5
Acero recalculado	As rec =	14.25 cm ²
Espaciamento	S =	39.52 cm

Varilla ϕvar	ϕ Var =	3/4" plg
Diámetro de ϕvar	ϕ Dvar =	1.91 cm
Área de ϕvar	ϕ AsVar =	2.85 cm ²

✓ Conforme	Distribución de varillas 5 ϕ 3/4" @ 0.40m
------------	---



5.- VERIFICACIONES DEL DISEÑO

5.1 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO

Longitud disponible para cada barra:

$L_d = L_v - r$
 $L_d = 0.650 \text{ m}$

Para barras en tracción:

$\phi \leq No. 11 \quad L_d = 0.06 \left(\frac{A_s \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \geq 0.0057 d_\phi \cdot f_y$
 $\geq 30 \text{ cm}$

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$L_d = 49.56 \text{ cm}$
 $L_d \geq 45.73 \text{ cm}$

Conforme

$L_{de} = 0.8 (L_d)$
 $L_{de} = 39.65 \text{ cm}$

Conforme

$L_{de} \text{ (cm)}$	<	$L_{deD} \text{ (cm)}$
39.65	<	65

5.2 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO SOBRE LA COLUMNA

$P_u = 135.995 \text{ ton}$
 $\phi = 0.70$

$P_n = P_u / \phi$
 $P_n = 194.28 \text{ ton}$

5.3 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN LA COLUMNA, Pnb

$P_{nb} = 0.85 f'_c \cdot A_c$
 $P_{nb} = 214.20 \text{ ton}$

Conforme

$P_n \text{ (ton)}$	<	$P_{nb} \text{ (ton)}$
194.28	<	214.20

$P_n < P_{nb} \dots\dots\dots$ (No Necesita Dowels)

5.4 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN

$\frac{X_o}{1.75} = \frac{0.3}{0.30} \quad X_o = 1.75 \text{ m}$

$A_2 = 3.06 \text{ m}^2$
 $A_1 = 0.09 \text{ m}^2$

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot A_1 \leq 2A_1$

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 5.83 > 2 \quad \text{Usar } A_{o1}$

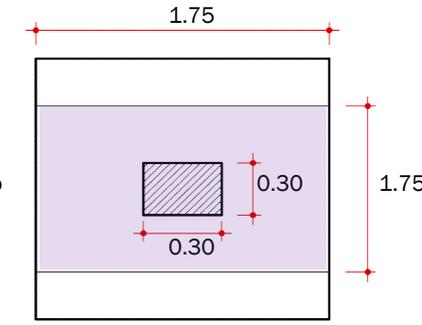
$A_{o1} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2$

$A_{o2} = 0.53 \text{ m}^2 \leq 2$
 $A_{o1} = 0.18 \text{ m}^2 > 2$

$A_{o2} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

$P_{nb} = 0.85 f'_c \cdot A_o$
 $P_{nb} = 321.3 \text{ ton}$

Conforme



$P_n \text{ (ton)}$	<	$P_{nb} \text{ (ton)}$
194.28	<	321.3

$P_n < P_{nb} \dots\dots\dots$ (No Necesita Dowels)

5.5 DOWELLS ENTRE COLUMNA Y CIMENTACIÓN

$P_n \leq P_{nb}$

$A_{smin} = 0.005 \cdot A_c \quad 4.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Con } 4\phi \text{ como mínimo}$

1.- DATOS DE DISEÑO

1.1 CARGAS ACTUANTES

PD =	59.29	ton	Carga Muerta
PL =	17.71	ton	Carga Viva
S/C =	500	kg/m ²	Sobrecarga

1.2 DATOS DEL TERRENO

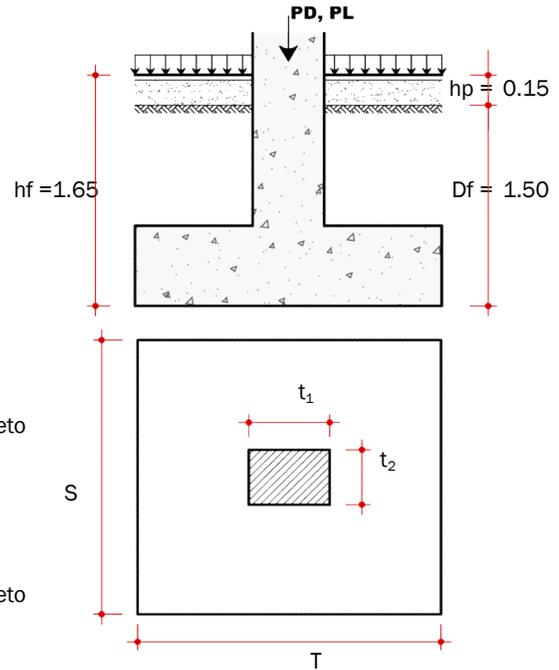
σ_t =	3.50	kg/cm ²	Capacidad portante
γ_m =	2.10	ton/m ³	Densidad promedio del terreno
hp =	0.15	m	Altura del piso
Df =	1.50	m	Fondo de cimentación
hf =	1.65	m	Profundidad de desplante

1.3 DATOS DE LA ZAPATA

f'c =	240	kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
fy =	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero de refuerzo
r =	7.5	cm	Recubrimiento

1.4 DATOS DE LA COLUMNA

f'c =	340	kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
t ₁ =	0.25	m	Longitud mayor
t ₂ =	0.25	m	Longitud menor



2.- PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CÁLCULO DEL ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m \cdot hf - S/C$$

$$\sigma_n = 31.04 \text{ ton/m}^2$$

2.2 CÁLCULO DEL PESO DE SERVICIO

$$P_s = PD + PL$$

$$P_s = 77.00 \text{ ton}$$

2.3 CÁLCULO DEL ÁREA DE LA ZAPATA

$$A_z = P_s / \sigma_n$$

$$A_z = 2.48 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{A_z} = 1.58 \text{ m} \rightarrow \sqrt{A_z} = 1.60 \text{ m}$$

$$T = \sqrt{A_z} + (t_1 - t_2) / 2$$

$$T = 1.600 \text{ m} \rightarrow T = 1.60 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_z} - (t_1 - t_2) / 2$$

$$S = 1.600 \text{ m} \rightarrow S = 1.60 \text{ m}$$

$$L_{v1} = (T - t_1) / 2$$

$$L_{v1} = 0.68 \text{ m}$$

$$L_{v2} = (S - t_2) / 2$$

$$L_{v2} = 0.68 \text{ m}$$

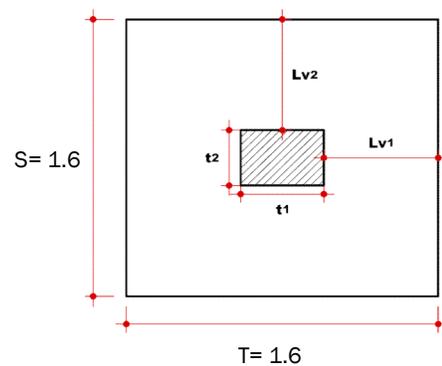
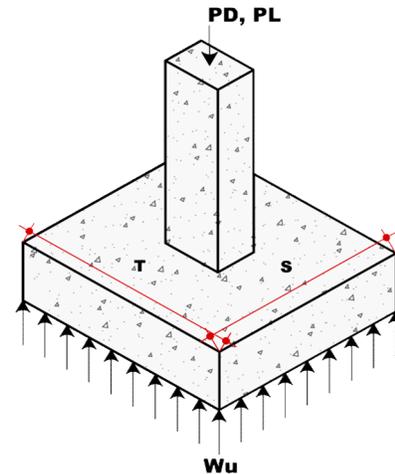
$$L_{v1} = L_{v2} \quad \checkmark \text{ Conforme}$$

$$A_{z\text{Rec}} = 2.56 \text{ m}^2 \quad \checkmark \text{ Conforme}$$

2.4 CÁLCULO DE LA REACCIÓN NETA DEL TERRENO

$$P_u = 1.4 \text{ (WD)} + 1.7 \text{ (WL)}$$

$$P_u = 113.113 \text{ ton}$$



$$Wu = \frac{Pu}{AZAP} \quad Wu = 44.18 \text{ ton/m}^2$$

2.5 DIMENSIONAMIENTO ALTURA ZAPATA (HZ)

Condición de diseño: $Vu/\phi = Vc$

$$Vu/\phi = 1/\phi(Pu - Wu(t_1 + d)(t_2 + d)) \dots \dots \dots \text{Ec.(1)}$$

$$\beta c = D_{\text{mayor}}/D_{\text{menor}} < 2 = 0.25/0.25 = 1 < 2$$

$$Vc = 0.27 + (2 + 4/\beta)\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot D \leq 1.06\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$$

$$Vc = 1.06\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \dots \dots \dots \text{Ec.(2)}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$bo = 2(t_1 + d) + 2(t_2 + d) = 0.5 + 4d$$

Igualando ecuaciones Ec(1) = Ec(2)

602.509 d ²	+	161.672 d	-	110.352	=	0
------------------------	---	-----------	---	---------	---	---

$$\left. \begin{array}{l} d1 = 0.314 \text{ m} \\ d2 = -0.583 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow d = \boxed{31.43} \text{ cm}$$

$$As = 3/4" \text{ plg} \quad D_b = \boxed{1.91} \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} Hz = d + r + D_b \\ Hz = 40.84 \text{ cm} \end{array} \rightarrow Hz = \boxed{0.50} \text{ m} \quad \checkmark \text{ Conforme}$$

$$\begin{array}{l} d_{\text{prom}} = Hz - (r + D_b) \\ d_{\text{prom}} = 40.59 \text{ cm} \end{array} \quad d_{\text{prom}} = 0.41 \text{ m}$$

3. VERIFICACIÓN POR CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

3.1 VERIFICACIÓN POR CORTANTE

$$\phi = 0.85$$

Dirección X-X

$$\begin{array}{l} Vdu = Wu \cdot S(Lv - d) \\ Vdu = 18.73 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vn = Vdu/\phi \\ Vn = 22.04 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ Vc = 53.86 \text{ ton} \end{array}$$

\checkmark Conforme

Vn (ton)	<	Vc (ton)
22.04	<	53.86

Dirección Y-Y

$$\begin{array}{l} Vud = Wu \cdot T(Lv - d) \\ Vud = 18.73 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vn = Vud/\phi \\ Vn = 22.04 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ Vc = 53.86 \text{ ton} \end{array}$$

\checkmark Conforme

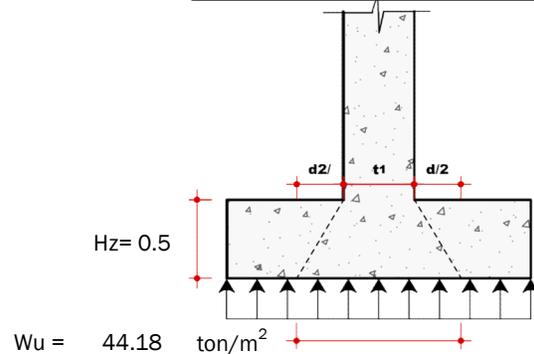
Vn (ton)	<	Vc (ton)
22.04	<	53.86

3.2 VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

$$\begin{array}{l} m = 0.66 \text{ m} \\ n = 0.66 \text{ m} \\ Ap = 2.13 \text{ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vu = Wu \cdot Ap \\ Vu = 94.09 \text{ ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Vc = \phi \cdot (0.53 + 1.1/\beta)\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \\ \beta c = 1.00 < 2 \end{array}$$



$$Wu = 44.18 \text{ ton/m}^2$$

bo = 2.62 m
Vc = 228.58 ton

✓ Conforme	Vu (ton)	<	ϕVc (ton)
	94.09	<	228.58

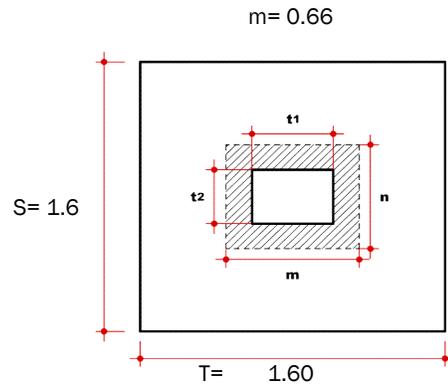
3.3 MOMENTO ÚLTIMO

$$Mu = (Wu \cdot S)Lv^2/2$$

$$Mu = 16.10 \text{ ton-m}$$

$$Mu = (Wu \cdot T)Lv^2/2$$

$$Mu = 16.10 \text{ ton-m}$$



4.- CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO (DISEÑO POR FLEXIÓN)

Área de acero	Acero mínimo	Espaciamento	Cuantía
$As = \frac{0.85 f'c \cdot b \cdot d}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 f'c b d^2}}\right)$	$As_{min} = 0.0018 * b * d$	$S = \frac{b - (2 \cdot r + D_{var})}{N^{\circ}_{var} - 1}$	$\rho = \frac{As}{b * d}$

f'c = 240 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

d = 40.59 cm
rec = 7.5 cm

ϕ = 0.90
ρ mín = 0.0018

4.1 ACERO LONGITUDINAL (S)

Momento último Mu = 16.10 tn.m

Ancho de análisis	b =	160 cm
Cuantía calculada	ρ =	0.0016
Acero calculado	As =	10.68 cm ²
Acero mínimo	As min =	11.69 cm ²
Acero de diseño	As dis =	11.69 cm ²
Número de varillas	N° var =	4.10 → 5
Acero recalculado	As rec =	14.25 cm ²
Espaciamento	S =	35.77 cm

Varilla ϕvar	ϕ Var =	3/4" plg
Diámetro de ϕvar	ϕ Dvar =	1.91 cm
Área de ϕvar	ϕ AsVar =	2.85 cm ²

✓ Conforme

Distribución de varillas		
5 ϕ	3/4"	@ 0.36m

4.2 ACERO TRANSVERSAL (T)

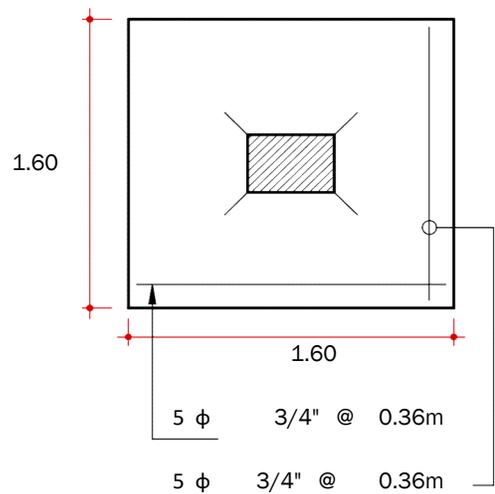
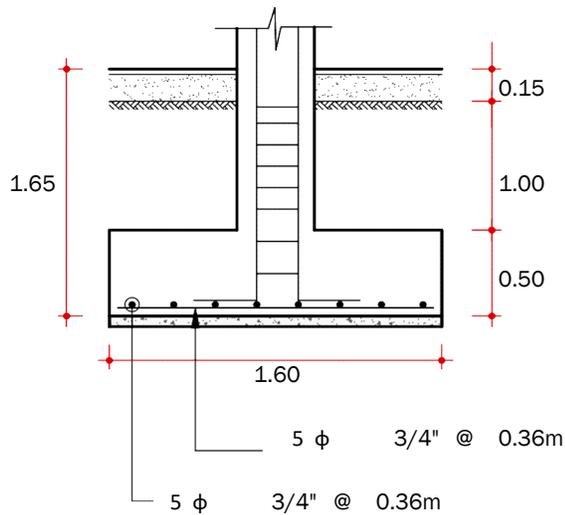
Momento último Mu = 16.10 tn.m

Ancho de análisis	b =	160 cm	
Cuantía calculada	ρ =	0.0016	Usar As min
Acero calculado	As =	10.68 cm ²	
Acero mínimo	As min =	11.69 cm ²	
Acero de diseño	As dis =	11.69 cm ²	
Número de varillas	N° var =	4.10 → 5	
Acero recalculado	As rec =	14.25 cm ²	
Espaciamento	S =	35.77 cm	

Varilla ϕvar	ϕ Var =	3/4" plg
Diámetro de ϕvar	ϕ Dvar =	1.91 cm
Área de ϕvar	ϕ AsVar =	2.85 cm ²

✓ Conforme

Distribución de varillas		
5 ϕ	3/4"	@ 0.36m



5.- VERIFICACIONES DEL DISEÑO

5.1 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO

Longitud disponible para cada barra:

$$L_d = L_v - r$$

$$L_d = 0.600 \text{ m}$$

Para barras en tracción:

$$\phi \leq No. 11 \quad L_d = 0.06 \left(\frac{A_s \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \geq 0.0057 d_\phi \cdot f_y \geq 30 \text{ cm}$$

$$f'_c = 340 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_d = 46.36 \text{ cm}$$

$$L_d \geq 45.73 \text{ cm}$$

Conforme

$$L_{de} = 0.8 (L_d)$$

$$L_{de} = 37.09 \text{ cm}$$

Conforme

$L_{de} \text{ (cm)}$	<	$L_{deD} \text{ (cm)}$
37.09	<	60

5.2 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO SOBRE LA COLUMNA

$$P_u = 113.113 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.70$$

$$P_n = P_u / \phi$$

$$P_n = 161.59 \text{ ton}$$

5.3 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN LA COLUMNA, P_{nb}

$$P_{nb} = 0.85 f'_c \cdot A_c$$

$$P_{nb} = 180.63 \text{ ton}$$

Conforme

$P_n \text{ (ton)}$	<	$P_{nb} \text{ (ton)}$
161.59	<	180.63

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

5.4 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN

$$\frac{X_o}{1.60} = \frac{0.25}{0.25} \quad X_o = 1.60 \text{ m}$$

$$A_2 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot A_1 \leq 2A_1$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 6.40 > 2 \quad \text{Usar } A_{o1}$$

$$A_{o1} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2$$

$$A_{o2} = 0.40 \text{ m}^2 \leq 2$$

$$A_{o1} = 0.125 \text{ m}^2 > 2$$

$$A_{o2} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

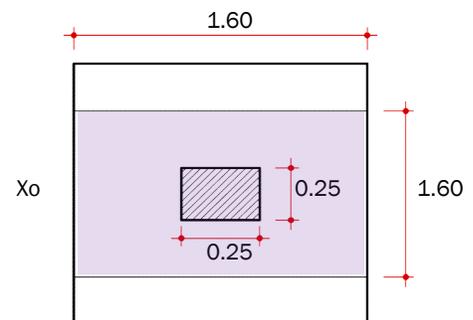
$$P_{nb} = 0.85 f'_c \cdot A_o$$

$$P_{nb} = 255 \text{ ton}$$

Conforme

$P_n \text{ (ton)}$	<	$P_{nb} \text{ (ton)}$
161.59	<	255

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)



5.5 DOWELLS ENTRE COLUMNA Y CIMENTACIÓN

$$P_n \leq P_{nb}$$

$$A_{smin} = 0.005 \cdot A_c \quad 3.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Con } 4\phi \text{ como mínimo}$$

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Sigüencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro 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% M/O					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) =		COSTO INDIRECTO				1.13
y UTILIDADES =		COSTO TOTAL DEL RUBRO -		20%		0.23
		(Dólares) =				1.36
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.		VALOR OFERTADO - (Dólares) =				1.36

Cantidad de Obra		
Area de Limpieza	627.550	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro 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) =	COSTO INDIRECTO y		1.84
UTILIDADES =	COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20%	0.37
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	VALOR OFERTADO - (Dólares) =		2.20
			2.20

Cantidad de Obra		
Area de Replanteo	495.765	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatrop plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		2.1				
Detalle:		EXCAVACIÓN MECÁNICA PARA CIMIENTOS - 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) =				COSTO INDIRECTO y	4.92	
UTILIDADES =				COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20%	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.				VALOR OFERTADO - (Dólares) =	5.91	
					5.91	

Excavación para Losa N+0.00	183.0860	m3
Excavación para Zapatas	117.040000	m3
Total de Excavación	300.125990	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Siguencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en Hormigón de cuatro 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
UTILIDADES =					COSTO INDIRECTO y COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) = 20% 3.13
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO - (Dólares) = 18.80
					18.80

Cantidad de Obra		
Total de Relleno	247.88225	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro 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) =		COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =			20%	4.55
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.		COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =				0.91
		VALOR OFERTADO - (Dólares) =				5.46
						5.46

Cantidad de Obra		
Total de Desalojo	150.00000	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Siguenca	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en Hormigón de cuatro 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	Ferrero	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
	#N/A				-
SubTotal : Transporte:					P = -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =	COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =	COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20%	2.88
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	VALOR OFERTADO - (Dólares) =			0.58
				3.46
				3.46

Cantidad de Obra (Acero de Refuerzo)		
Zapatas	2276.720	kg
Vigas	15674.000	kg
Columnas	14282.500	kg
Total	32233.220	kg

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.2				
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE F'c = 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	Concretera 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) =	COSTO INDIRECTO y			103.42
UTILIDADES =	COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20%		20.68
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	VALOR OFERTADO - (Dólares) =			124.10
				124.10

Cantidad de Obra		
Total	15.4570	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Siguencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en Hormigón de cuatro plantas para vivienda	Unidad	m3
Rubro:	5.3		
Detalle:	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 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) =	COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =	151.96
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20% 30.39
	VALOR OFERTADO - (Dólares) =	182.36
		182.36

Cantidad de Obra		
Contrapiso	29.75	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.4				
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE F'c = 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% 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
103001	Concreteira 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 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) =	42.149
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
UTILIDADES =					COSTO INDIRECTO y	20%
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	161.82
					VALOR OFERTADO - (Dólares) =	161.82

Cantidad de Obra		
Total	99.15	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.5				
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE F'c = 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 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) =	COSTO INDIRECTO		139.10
y UTILIDADES =	COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares)	20%	27.82
		=	166.92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	VALOR OFERTADO - (Dólares) =		166.92

Cantidad de Obra		
Zapatas	38.8	m3
Total	38.808	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Oferante:	Mateo Astudillo - William Sigüencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en Hormigón de cuatro 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% 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	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) =	COSTO	160.68
INDIRECTO y UTILIDADES =	COSTO TOTAL DEL	20 32.14
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	RUBRO - (Dólares) =	% 192.82
	VALOR OFERTADO - (Dólares) =	192.82

Columna 45x45		
b	45	cm
h	45	cm

Volumen de Hormigón para columnas	56.37	m3
-----------------------------------	-------	----

Longitud (m)	# columnas	Total
3	36	108

Area	0.2025	m2
Volumen (1 col)	0.6075	m3
Volumen total	21.87	m3

Columna 50x50		
b	50	cm
h	50	cm

Longitud (m)	# columnas	Total
3	46	138

Area	0.25	m2
Volumen (1 col)	0.75	m3
Volumen total	34.5	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Nombre de obra/obra		Datos generales			Fecha	
Proyecto		Edificación en Herraje de Cuatro plantas para vivienda			Unidad	
Módulo		Edificio			m2	
Módulo		CONSTRUCCIÓN DE LA PLANTA PARA VIVIENDA DE CUATRO PLANTAS			Módulo	
Módulo		Edificio			m2	
Cód.	Equipos, Maquinaria y herramientas	Cantidad A	Tarifa A	Costo Neto A C+N	Medida B	COSTO D-C% módulo
1000	Mano de obra	1.00	8.000	8.000	1.000	7.00
1001	Material	1.00	8.000	8.000	1.000	7.00
1002	Transporte	1.00	2.000	2.000	1.000	0.00
1003	Utilidades y otros	1.00	4.000	4.000	1.000	3.00
SubTOTAL		16.000		16.000	1.000	14.00
Cód.	Materia de obra	Cantidad A	precio a 1000m	Costo Neto B D-C+N	Medida B	COSTO D-C% módulo
201003	Materia general	4.00	26.600	106.400	1.000	106.4000
201001	Materia de obra	4.00	18.000	72.000	1.000	72.0000
201002	Materia de obra de obra civil de 1-1	4.00	8.000	32.000	1.000	32.0000
SubTOTAL Materia de obra		16.000		16.000	1.000	16.00
Cód.	Materia de obra	Unidad	CANT. TOTAL	PRECIO UNIDAD A 1000	PRECIO UNIDAD B 1000	COSTO D-C% módulo
301001	Agua	m3	6.760	1.00	6.760	0.00
301002	Electricidad	m2	20.000	1.000	20.000	1.000
301003	Gas	m3	7.000	8.00	56.000	0.00
301004	Agua	m3	8.000	15.00	120.000	1.000
SubTOTAL Materia de obra		41.760		15.00	627.760	0.00
Cód.	Transporte	Unidad	CANT. TOTAL	Módulo	PRECIO UNIDAD B 1000	COSTO D-C% módulo
SubTOTAL Transporte		0.00		0.00	0.00	0.00
SubTOTAL		16.000		16.000	16.00	16.00
COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES =		TOTAL COSTO DIRECTO (B+C+D+E+F) =		COSTO TOTAL DEL MODULO (G+H+I) =		16.00
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA		VALOR OFERTADO (G+H+I) =		VALOR OFERTADO (G+H+I) =		16.00

Viga 30x50	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	30	cm	7.9689	1	7.9689
h	50	cm	2.155	2	4.310
			4.433	1	4.433
			2.5249	5	12.6245
			7.9798	1	7.9798
			2.5249	2	5.0498
			7.5	1	7.5
			3.55	1	3.55
			1.5651	2	3.1302
			5.9102	1	5.9102
			2.5249	2	5.0498
			6.5603	1	6.5603
			2.5249	2	5.0498
			7.4439	1	7.4439
			1.6401	4	6.5604
			1.6401	2	3.2802
			2.5249	1	2.5249
			2.5249	2	5.0498
			7.9798	1	7.9798
			2.155	1	2.155

Area	0.35	m2
Volumen total	16.891395	m3

Viga 35x40	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	35	cm	4.9	2	9.8
h	40	cm	6.0506	3	18.1518
			7.2008	6	43.2048
			7.0508	1	7.0508
			2.5249	2	5.0498
			1.8151	1	1.8151
			1.55	2	3.1
			6.100	2	12.200
			3.805	2	7.61
			1.6053	1	1.6053
			6.0204	2	12.0408
			5.9801	2	11.9602
			4.4263	1	4.4263
			7.5	1	7.5
			1.5651	1	1.5651
			6.5806	1	6.5806
			5.9102	1	5.9102
			7.2108	2	14.4216
			1.6053	1	1.6053
			7.0508	1	7.0508
			4.5603	1	4.5603
			6.9305	2	13.8610
			1.375	1	1.375
			7.5439	1	7.5439
			7.525	1	7.525
			6.6321	1	6.6321
			1.6401	2	3.2802
			4.5603	1	4.5603
			4.3708	1	4.3708
			3.855	1	3.855
			4.925	1	4.925
			7.2008	1	7.2008
			1.6553	1	1.6553

Area	0.14	m2
Volumen total	34.617246	m3

Viga 35x50	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	35	cm	7.2008	2	14.4016
h	50	cm	7.5	2	15
			3.2087	1	3.2087
			1.1781	1	1.1781

Area	0.175	m2
Volumen total	6.453315	m3

Viga 40x60	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	40	cm	7.275	8	58.2
h	60	cm	6.9699	1	6.9699

Area	0.24	m2
Volumen total	15.640726	m3

Viga 35x45	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	35	cm	4.9048	2	9.8096
h	45	cm	1.6553	1	1.6553

Area	0.1375	m2
Volumen total	1.8017218	m3

Viga 35x55	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	35	cm	6.987	2	13.974
h	55	cm	6.9699	1	6.9699
			7.097	1	7.097
			7.097	1	7.097

Area	0.1325	m2
Volumen total	6.758904	m3

Viga 30x45	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	30	cm	4.925	1	4.925
h	45	cm	7.2008	1	7.2008
			7.525	1	7.525
			6.551	1	6.551
			3.855	1	3.855

Area	0.135	m2
Volumen total	4.0846815	m3

Viga 30x40	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	30	cm	7.4898	1	7.4898
h	40	cm	7.5	1	7.5
			5.9602	1	5.9602
			4.4783	1	4.4783
			6.6203	1	6.6203

Area	0.17	m2
Volumen total	3.885582	m3

Viga 30x55	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	30	cm	2.5249	1	2.5249
h	55	cm			

Area	0.105	m2
Volumen total	0.4166085	m3

Viga 35x55	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	35	cm	7.0699	1	7.0699
h	55	cm			

Area	0.1325	m2
Volumen total	1.3609538	m3

Viga de cimentación 40x60	Longitud (m)	Nº vigas	Long total		
h	40	cm	230.14	1	230.14
h	60	cm			

Area	0.24	m2
Volumen total	50.4336	m3

Volumen de Herraje para vigas 142.358706 m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Sigüencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro 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% 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"	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	
RUBRO - (Dólares) =					14.06	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					14.06	
VALOR OFERTADO - (Dólares) =					14.06	

Cantidades de Obra		
Total	77.62	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro 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% M/O	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
RUBRO - (Dólares) =						14.40
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA. VALOR OFERTADO - (Dólares) =						14.40

Cantidades de Obra		
Losa de contrapiso	11.726	m2
Total	11.726	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Sigüencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		6.3				
Detalle:		ENCOFRADO PARA ENTREPISO/CUBIERTA			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
106001	Herramienta menor 5% M/O	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
TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =						34.07
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						34.07
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						

Cantidades de Obra		
Losa de entrepiso y cubierta	1853.6800	m2
Total	1853.6800	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Siguencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en Hormigón de cuatro 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 = -

COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =		24.42
	COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20%	4.88
	ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.		29.30
	VALOR OFERTADO - (Dólares) =		29.30

Cantidades de Obra		
Total	1987.287	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante: Mateo Astudillo - William Siguencia		Fecha: mayo-25	
Proyecto: Edificación en Hormigón de cuatro plantas para vivienda		Unidad: u	
Rubro: 7.1			
Detalle: CASETONES DE 40x40x22cm (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% M/O	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	Maestro mayor de ejecucion 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 =	-
160						1.93
20%						0.39
2.31						2.31

Cantidad de Obra		
Casetones	5296	u

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Sigüencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro plantas para vivienda			Unidad	m2
Rubro:		8.1				
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% 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	
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
	DEL RUBRO - (Dólares) =		2.03
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	VALOR OFERTADO - (Dólares) =		2.03

Cantidad de Obra		
Area	1103.670	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Sigüencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en Hormigón de cuatro 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 Electroslada 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 =	COSTO TOTAL	20%	0.49
	DEL RUBRO - (Dólares) =		2.94
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	VALOR OFERTADO - (Dólares) =		2.94

Cantidad de Obra		
Area	468.98	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Sigüencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en acero de cuatro 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% M/O					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) =				COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =	20%	1.13
				COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares)	=	0.23
				ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	=	1.36
				VALOR OFERTADO - (Dólares) =		1.36

Cantidad de Obra		
Area de Limpieza	627.550	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Siguencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda	Unidad	m2
Rubro:	1.2		
Detalle:	REPLANTEO Y NIVELACION CON EQUIPO TOPOGRAFICO	Rendimiento:	0.10

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) =	COSTO	1.84
INDIRECTO y UTILIDADES =	COSTO TOTAL	2.20
	DEL RUBRO - (Dólares) =	2.20
	VALOR OFERTADO - (Dólares) =	2.20

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cantidad de Obra		
Area de Replanteo y Nivelación	495.765	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Siguencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda	Unidad	m3
Rubro:	2.1		
Detalle:	EXCAVACIÓN MECÁNICA PARA CIMIENTOS - 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) =				COSTO		4.92
INDIRECTO y UTILIDADES =				COSTO TOTAL	20%	0.98
				DEL RUBRO - (Dólares) =		5.91
				VALOR OFERTADO - (Dólares) =		5.91

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cantidad de Obra		
Excavación para Losa N+0.00	148.7294	m3
Excavación para Zapatas Z1	56.32	m3
Excavación para Zapatas Z2	67.375	m3
Total de Excavación	272.424350	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguenca			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en acero de cuatro 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
TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =						18.80
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						18.80

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cantidad de Obra		
Relleno para Losa N+0.00	99.15290	m3
Relleno para Zapatas Z1	10.10600	m3
Relleno para Zapatas Z2	8.44800	m3
Total relleno	117.707	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en acero de cuatro 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
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						5.46
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						

Cantidad de Obra		
Desalojo para Losa N+0.00	148.7294	m3
Desalojo para Zapatas Z1	28.160000	m3
Desalojo para Zapatas Z2	33.687500	m3
Total de Desalojo	176.889350	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
Modelo de Obra:		Módulo Académico - Torres - Logística		Códig.:		
Proyecto:		Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda		Localid.:		
Ámbito:		OT		Módulo:		
DESCRIPCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL, ANEXOS Y HERRAMIENTAS						
Cod.	Equipos, Maquinaria y Herramientas:	Cantidad	Tarifa \$	Costo directo (C+P)	Módulo de R. pieza	COSTO D-C+R
20000	Mantenimiento menor 5% MCM	1.00	0.00	0.00	0.00000	
20000	Arrendo	1.00	0.00	0.00	0.00000	
20000	Accesorios eléctricos	0.01	1.00	0.02	0.00000	
20000	Instalación eléctrica	0.00	1.00	0.00	0.00000	
20000	Electricidad	1.00	0.00	0.00	0.00000	
20000	Equipos de Protección Industrial	1.00	0.00	0.00	0.00000	
20000	Equipos de protección en altura	0.00	0.00	0.00	0.00000	
SUBTOTAL: Equipos, Maquinaria y Herramientas						
Módulo de R. pieza						
Cod.	Módulo de obra	Cantidad	precio \$ a metro cuadrado	Costo directo (C+P)	Módulo de R. pieza	COSTO D-C+R
20000	Plata en general	0.02	4.00	0.08	0.00000	
20000	Mantenimiento y reparaciones (en Construcción: EAF, OJ, C/T)	0.00	4.00	0.00	0.00000	
20000	Operarios en altura	0.00	4.00	0.00	0.00000	
20000	Asistente de inspección	0.00	4.00	0.00	0.00000	
20000	Mantenimiento mayor de equipos de obra (en C/T)	0.00	4.00	0.00	0.00000	
SUBTOTAL: Módulo de obra						
Módulo de R. pieza						
Cod.	Materiales	Unidad	Cantidad	precio Unitario \$ URP	Módulo de R. pieza	COSTO D-C+R
32000	Acero de Corte	T	0.01	7.00		
32000	Tornillos Comunes	Gr	0.00	15.00		
32000	Alfileres	Gr	0.00	30.00		
32000	Resortes 1/8"	N	0.00	0.00		
32000	Puntas de Acero	N	1.00	2.00		
SUBTOTAL: Materiales						
Cod.	Transporte	Unidad	Cantidad	Tarifa URP	Módulo de R. pieza	COSTO D-C+R
SUBTOTAL: Transporte						
TOTAL COSTO DIRECTO (M+M+C+P) + COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES + COSTO TOTAL DEL SUBMÓDULO (Submódulo + Submódulo) = (Submódulo) =						
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

Dimensiones		
Área	Columna 20x20	m ²
Longitud (m)	# columnas	Total
3	16	48
Área	0.0224	m ²
Volumen (1.00)	0.0027	m ³
Volumen total	1.0752	m ³

Dimensiones		
Área	Columna 20x25	m ²
Longitud (m)	# columnas	Total
3	66	198
Área	0.0141	m ²
Volumen (1.00)	0.0423	m ³
Volumen total	2.7945	m ³

Viga IPE 160			
Área	Long	# Vigas	Long. total
16.4	2.020	94	240.284
	2.78	95	264.1
	2.8748	83	238.6084
	2.7749	41	113.7709

Área	0.00164	m ²
Volumen total	1.41484097	m ³

Viga IPE 300			
Área	Long	# Vigas	Long. total
54.1	6.7806	4	27.1224
	7.5998	3	22.7994
	7.5064	4	30.0256
	1.65	4	6.6
	4.3603	4	17.4412
	6.0000	4	24.0000
	4.8484	4	19.3936
	6.6317	4	26.5268
	7.875	4	31.5
	7.8998	4	31.5992
	6.5485	3	19.6455
	5.9818	4	23.9272
	8	3	24
	6.4302	3	19.2906
	6.8138	4	27.2552
	6.0000	4	24.0000
	6.7221	4	26.8884
	5.2708	4	21.1032
	7.8496	4	31.3984
	5.5548	4	22.2192
	2.7249	6	16.3494
	7.6439	2	15.2878
	4.305	1	4.305
	2.1053	1	2.1053

462.7487

Área	0.00541	m ²
Volumen total	2.61709007	m ³

Viga IPE 400			
Área	Long	# Vigas	Long. total
81.9	7.0470	2	14.0940
	8.875	4	35.5
	7.437	3	22.311
	6.5485	1	6.5485
	7.5998	2	15.1996
	8	2	16
	6.4302	1	6.4302

483.7104

Área	0.00839	m ²
Volumen total	0.95348007	m ³

Viga IPE 240			
Área	Long	# Vigas	Long. total
38.6	4.305	4	17.22
	2.1053	2	4.2106
	4.0000	4	16.0000
	6.325	4	25.3
	2.665	4	10.66
	4.0511	3	12.1533
	7.5498	6	45.2988
	7.75	6	46.5
	6.8103	6	40.8618
	2.0000	3	7.0000
	2.6499	4	10.5996
	2.7249	4	11.0996
	6.0000	3	18.0000

113.0371

Área	0.01086	m ²
Volumen total	1.02628704	m ³

Viga IPE 160			
Área	Long	# Vigas	Long. total
16.4	1.35	98	133.3

Área	0.00164	m ²
Volumen total	0.216973	m ³

Viga IPE 450			
Área	Long	# Vigas	Long. total
99.2	7.725	6	46.35
	7.437	1	7.437
	5.4948	1	5.4948
	7.7199	1	7.7199

Área	0.00993	m ²
Volumen total	0.66376406	m ³

Viga IPE 240			
Área	Long	# Vigas	Long. total
38.6	1.8	4	7.2
	4.305	1	4.305

Área	0.02036	m ²
Volumen total	0.0444893	m ³

Viga IPE 240			
Área	Long	# Vigas	Long. total
38.6	3.246	3	9.738
	3.7653	8	14.1208
	6.1002	4	24.4008
	2.1053	1	2.1053
	4.305	1	4.305

Área	0.00386	m ²
Volumen total	0.20761172	m ³

Viga IPE 500			
Área	Long	# Vigas	Long. total
115.9	7.725	1	7.725

Área	0.01159	m ²
Volumen total	0.08953275	m ³

Volumen de Acero para vigas	7.23423838	m ³
Volumen de Acero para columnas	3.867	m ³
Volumen de Acero total	11.1012380	m ³
Densidad del Acero	7850	kg/m ³
Peso de Acero total	87144.1197	kg

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Sigüencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.2				
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE F'c = 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	Concretera 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	0.700	1.03	0.721	
303001	Arena	m3	1.900	20.00	38.000	
304001	Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	18.000	8.00	144.000	
308001	Ripio	m3	2.755	18.00	49.590	
SubTotal : Materiales:					O =	232.31
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
VALOR OFERTADO - (Dólares) =						124.10
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						

Cantidad de Obra		
HORMIGÓN SIMPLE F'c = 180 kg/cm2 PARA REPLANTILLO	6.1848	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguenca			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en acero de cuatro 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	Ferrero	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	
	#N/A				-	
SubTotal : Transporte:					P =	-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) =				COSTO INDIRECTO y	2.88	
UTILIDADES =				COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20%	0.58
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.				VALOR OFERTADO - (Dólares) =	3.46	
					3.46	

Cantidad de Obra (Acero de Refuerzo)		
Zapatas	70.35	kg
Vigas de cimentación	2565.488	kg
Pedestales	2616.838	kg
Total	5252.7	kg

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante: Mateo Astudillo - William Sigüencia		Fecha: mayo-25	
Proyecto: Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda		Unidad	m3
Rubro: 5.3			
Detalle: HORMIGÓN SIMPLE F'c = 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) =	COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =	20%	151.96	30.39
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =		182.36	182.36
	VALOR OFERTADO - (Dólares) =		182.36	182.36

Cantidad de Obra		
Contrapiso	29.75	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Siguenca			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda			Unidad	m3
Rubro:		5.4				
Detalle:		HORMIGÓN SIMPLE F'c = 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% 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) = COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					135.05	
VALOR OFERTADO - (Dólares) =					27.01	
RUBRO - (Dólares) =					20% 162.06	
VALOR OFERTADO - (Dólares) =					- 162.06	

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cantidad de Obra		
Total	99.15	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Sigüencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda	Unidad	m3
Rubro:	5.5		
Detalle:	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 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 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) = COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20%	139.10
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	-	27.82
		166.92
		166.92

Cantidad de Obra		
Zapatas	30.92	m3
Total	30.92	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Siguenca	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda	Unidad	m3
Rubro:	5.4		
Detalle:	HORMIGÓN SIMPLE F'c = 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% 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 (est. 0.00)	9.00	4.05	36.450	1.000000	36.450000
201001	Albañil (Est. 0.00)	5.00	4.10	20.500	1.000000	20.500000
201002	Maestro mayor de ejecución de obra (est. 0.00)	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 DISCNSA	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) = COSTO INDIRECTO y UTILIDADES =					20% 160.72
COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					- 32.14
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					192.87
VALOR OFERTADO - (Dólares) =					192.87

Cantidad de Obra		
Vigas	50.50	m3
Total	50.50	m3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Sigüencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en acero de cuatro 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) = COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =					20%	11.72
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					-	2.34
						14.06
						14.06

Cantidades de Obra		
Encofrado en Zapata	73.70	m2
Total	73.70	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Sigüencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en acero de cuatro 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% M/O	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) = COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20%	12.00
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	-	2.40
VALOR OFERTADO - (Dólares) =		14.40
		14.40

Cantidades de Obra		
Losa de contrapiso	9.915	m2
Total	9.915	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Siguencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en acero de cuatro 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% 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 carpintería de obra	0.10	4.33	0.433	0.250000	0.110000
201003	Peon en carpintería de obra	0.50	4.05	2.025	0.250000	0.510000
205001	Encofrador o carpintero de obra	2.20	4.10	9.020	0.250000	2.260000
SubTotal : Mano de Obra						N = 2.88

Costo Unitario de Mano de Obra (M + N) = 3.137

Cod.	Materiales:	Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B USD	COSTO C=A*B
309002	Tiras de Madera 200x5x5 cm	u	1.500	2.200	3.300
309003	Puntales	m	1.000	0.500	0.500
311001	Tabla de encofrado 120x120x25 mm	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) = COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	20	24.42
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	-	29.30
VALOR OFERTADO - (Dólares) =		29.30

Cantidades de Obra		
Vigas de Cimentacio	172	m2
Total	171.7	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Sigüencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda	Unidad	m2
Rubro:	7.1		
Detalle:	PLACA COLABORANTE (STEEL DECK)	Rendimiento:	0.3200

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=90mm	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) = COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	11.94
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA. VALOR OFERTADO - (Dólares) =	2.39
20%	14.33
-	14.33

Cantidad de Obra		
Placa Colaborante	1179.92	u

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:	Mateo Astudillo - William Sigüencia	Fecha:	mayo-25
Proyecto:	Edificación en acero de cuatro plantas para vivienda	Unidad	m2
Rubro:	8.1		
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% 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	
320001	Malla Electrosoldada 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) = COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = COSTO TOTAL DEL RUBRO - (Dólares) =	1.69
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	
VALOR OFERTADO - (Dólares) =	0.34
20%	2.03
-	2.03

Cantidad de Obra		
Malla Electrosoldada	1179.92	m2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre de Ofertante:		Mateo Astudillo - William Sigüencia			Fecha:	mayo-25
Proyecto:		Edificación en acero de cuatro 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

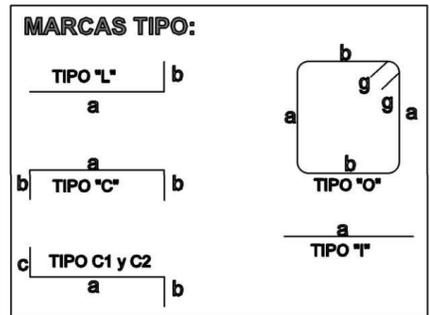
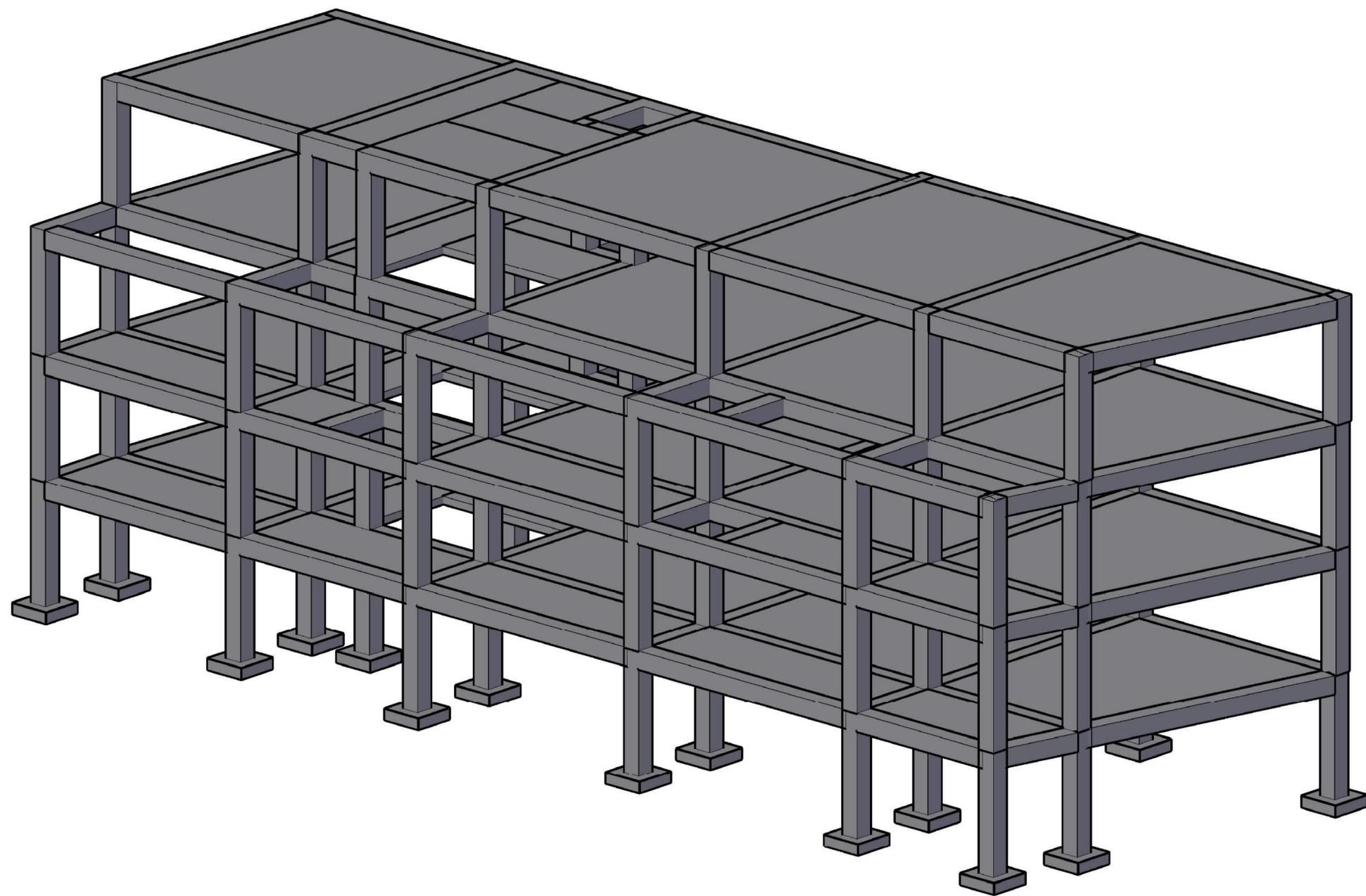
Cod.	Mano de Obra	Cantidad A	Jornal B USD/h	Costo Horario USD C=A*B	Rendimiento R m/hora	COSTO D=C*R
201002	Maestro mayor de ejecucion de obra (estr.oc c1)	0.01	4.33	0.043	0.033333	-
201003	Peon en general (estr.oc e2)	0.05	4.05	0.203	0.033333	0.010000
201001	Albañil (Est. Ocu. D2)	0.10	4.10	0.410	0.033333	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) = COSTO INDIRECTO y UTILIDADES = COSTO TOTAL DEL RUBRO -	20%		2.45
(Dólares) =	-		0.49
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.		VALOR OFERTADO - (Dólares) =	2.94
			2.94

Cantidad de Obra		
Malla Electrosoldada	461.06	m2



Especificaciones técnicas

Normas:
 ACI 318-19
 NEC-SE-CG-15
 NEC-SE-DS-15

Hormigón:
 Después de 28 días debe tener una resistencia a la compresión.
 $f'_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

Acero de refuerzo:
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

- El refuerzo transversal debe ser un estribo cerrado con un gancho de 135° para columnas y vigas.
- El primer estribo en vigas debe ser colocado a la mayor distancia entre 5cm y $S_{min}/2$ de la cara de la columna.
- Los traslapes deben cumplir con lo establecido en el ACI 318-19.

Recubrimiento para las secciones:

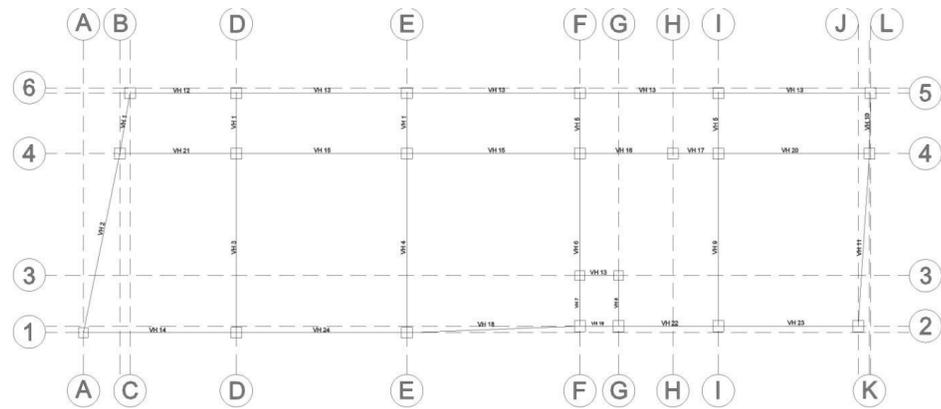
- 5.8 cm para vigas y columnas
- 8 cm para zapatas.

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY		Proyecto:	
		Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado	
Diseño:		Diseño:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Dibujo:		Dibujo:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Revisión:			
-			
Contenido:		Firma:	
Vista isométrica de la estructura		Mateo Astudillo	
		William Sigüencia	
Fecha:	Escala:	Lámina:	
25/05/2025	Las Indicadas	1 / 12	

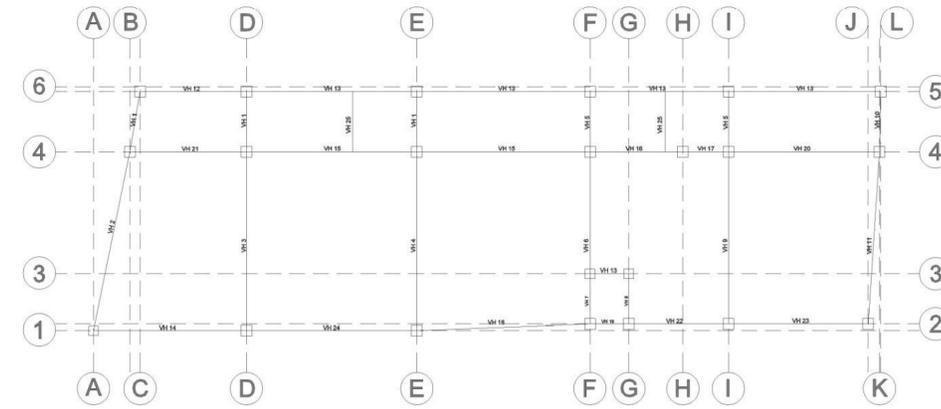
VISTA

ISOMÉTRIA

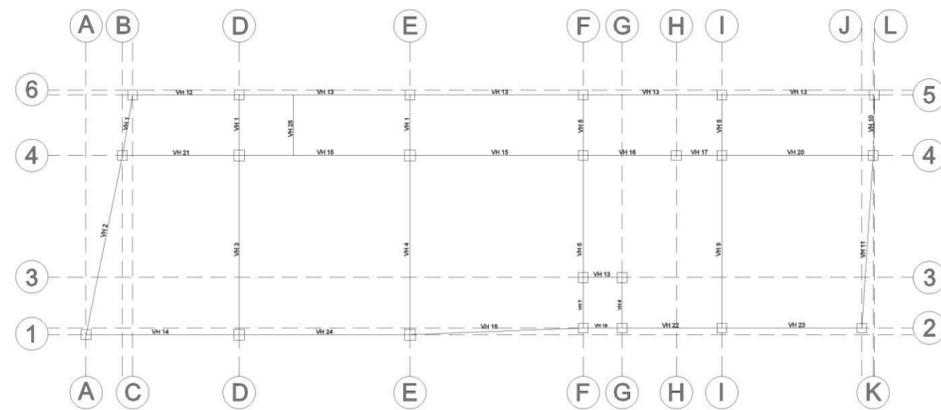
1:400



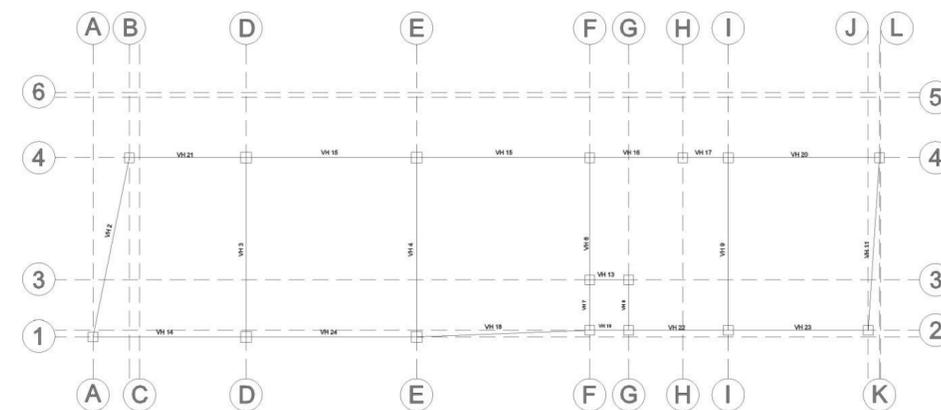
VISTA PLANTA DE VIGAS - PRIMERA PLANTA ALTA 1:500



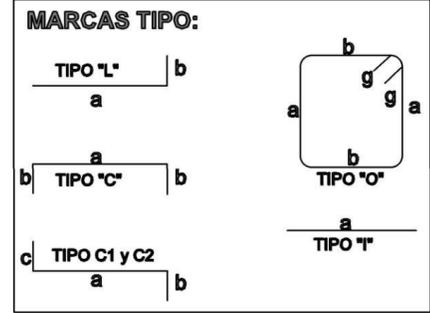
VISTA PLANTA DE VIGAS - SEGUNDA PLANTA ALTA 1:500



VISTA PLANTA DE VIGAS - TERCERA PLANTA ALTA 1:500



VISTA PLANTA DE VIGAS - CUARTA PLANTA ALTA 1:500



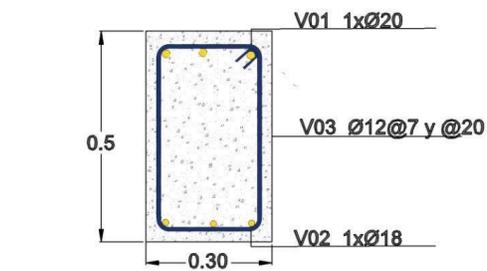
Especificaciones técnicas

Normas:
 ACI 318-19
 NEC-SE-CG-15
 NEC-SE-DS-15

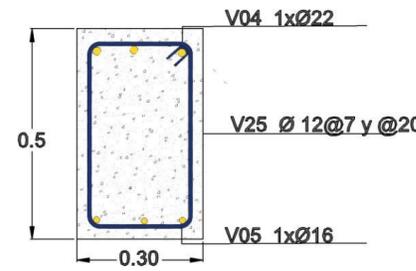
Hormigón:
 Después de 28 días debe tener una resistencia a la compresión.
 $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

Acero de refuerzo:
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

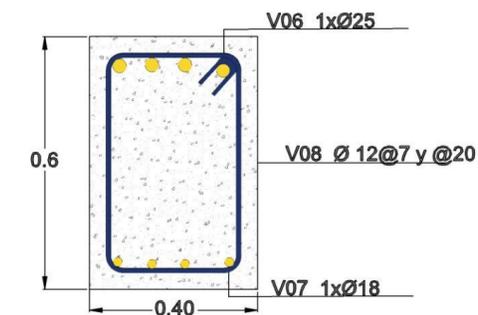
- El refuerzo transversal debe ser un estribo cerrado con un gancho de 135° para columnas y vigas.
- El primer estribo en vigas debe ser colocado a la mayor distancia entre 5cm y $S_{min}/2$ de la cara de la columna.
- Los traslapes deben cumplir con lo establecido en el ACI 318-19.
- Recubrimiento para las secciones:
 - 5.8 cm para vigas y columnas
 - 8 cm para zapatas.



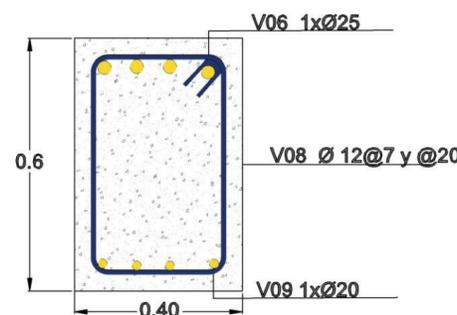
Viga Tipo 1 VH (30x50)		
Acero Superior	3 Ø 20mm	MC V01
Acero Inferior	3 Ø 18mm	MC V02
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V03



Viga Tipo 2 VH (30x50)		
Acero Superior	3 Ø 22mm	MC V04
Acero Inferior	3 Ø 16mm	MC V05
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V25



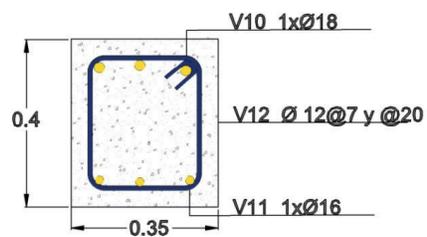
Viga Tipo 3 VH (40x60)		
Acero Superior	4 Ø 25mm	MC V06
Acero Inferior	4 Ø 18mm	MC V07
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V08



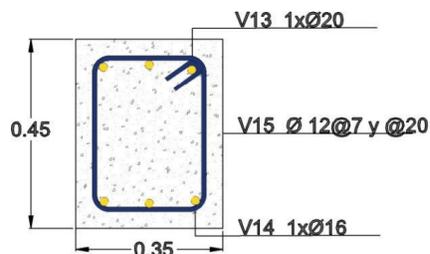
Viga Tipo 4 VH (40x60)		
Acero Superior	4 Ø 25mm	MC V06
Acero Inferior	4 Ø 20mm	MC V09
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V08

VISTA TRANSVERSAL - VIGAS 1:20

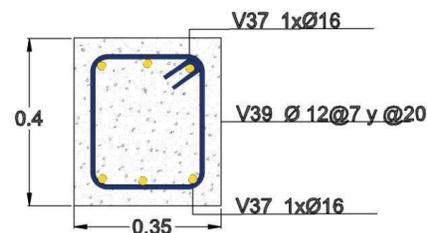
<p>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</p>	<p>Proyecto:</p> <p>Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado</p>	
	<p>Diseño:</p> <p>Mateo Astudillo</p>	<p>Diseño:</p> <p>William Sigüencia</p>
<p>Dibujo:</p> <p>Mateo Astudillo</p>	<p>Dibujo:</p> <p>William Sigüencia</p>	
<p>Revisión:</p>		
<p>Contenido:</p> <p>Vista en planta - Vigas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 1ra Planta Alta - 2da Planta Alta - 3ra Planta Alta - 4ta Planta Alta <p>Vista Transversal - Vigas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vigas Tipo 1, 2, 3 y 4 	<p>Firma:</p> <p>Mateo Astudillo</p>	
		<p>Firma:</p> <p>William Sigüencia</p>
<p>Fecha:</p> <p>25/05/2025</p>	<p>Escala:</p> <p>Las Indicadas</p>	<p>Lámina:</p> <p>2 / 12</p>



Viga Tipo 5 VH (35x40)		
Acero Superior	3 Ø 18mm	MC V10
Acero Inferior	3 Ø 16mm	MC V11
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V12



Viga Tipo 6 VH (35x45)		
Acero Superior	3 Ø 20mm	MC V13
Acero Inferior	3 Ø 16mm	MC V14
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V15



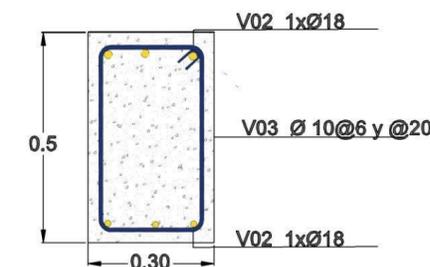
Viga Tipo 7 VH (35x40)		
Acero Superior	3 Ø 16mm	MC V37
Acero Inferior	3 Ø 16mm	MC V37
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V39



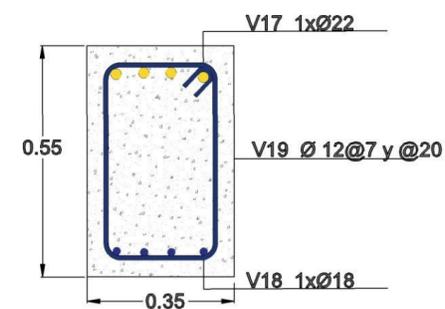
Viga Tipo 8 VH (30x50)		
Acero Superior	3 Ø 16mm	MC V26
Acero Inferior	3 Ø 16mm	MC V26
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V27



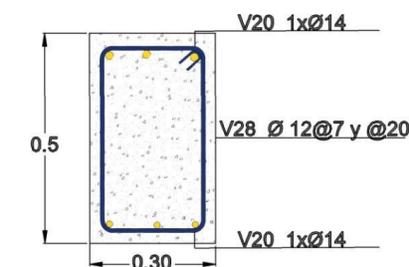
Viga Tipo 9 VH (40x60)		
Acero Superior	4 Ø 22mm	MC V16
Acero Inferior	4 Ø 18mm	MC V07
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V08



Viga Tipo 10 VH (30x50)		
Acero Superior	3 Ø 18mm	MC V02
Acero Inferior	3 Ø 18mm	MC V02
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V03



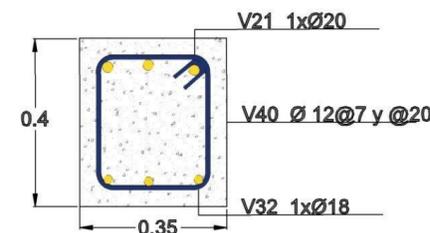
Viga Tipo 11 VH (35x55)		
Acero Superior	4 Ø 22mm	MC V17
Acero Inferior	4 Ø 18mm	MC V18
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V19



Viga Tipo 12 VH (30x50)		
Acero Superior	3 Ø 14mm	MC V20
Acero Inferior	3 Ø 14mm	MC V20
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V28

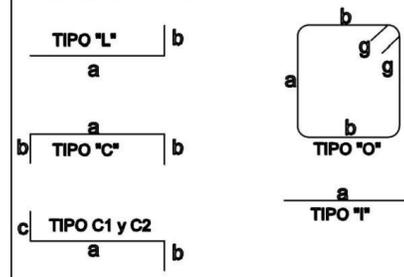


Viga Tipo 13 VH (30x50)		
Acero Superior	3 Ø 16mm	MC V29
Acero Inferior	3 Ø 14mm	MC V30
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V31



Viga Tipo 14 VH (35x40)		
Acero Superior	3 Ø 20mm	MC V21
Acero Inferior	3 Ø 18mm	MC V32
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V40

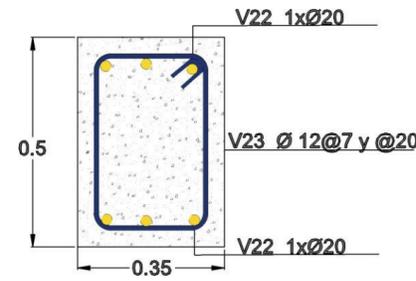
MARCAS TIPO:



Especificaciones técnicas

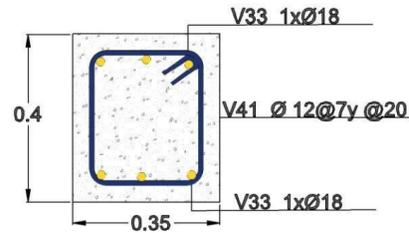
- Normas:**
 ACI 318-19
 NEC-SE-CG-15
 NEC-SE-DS-15
- Hormigón:**
 Después de 28 días debe tener una resistencia a la compresión.
 $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.
- Acero de refuerzo:**
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.
- El refuerzo transversal debe ser un estribo cerrado con un gancho de 135° para columnas y vigas.
 - El primer estribo en vigas debe ser colocado a la mayor distancia entre 5cm y $S_{min}/2$ de la cara de la columna.
 - Los traslapes deben cumplir con lo establecido en el ACI 318-19.
 - Recubrimiento para las secciones:
 - 5.8 cm para vigas y columnas
 - 8 cm para zapatas.

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	Proyecto: Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado
	Diseño: Mateo Astudillo
Dibujo: Mateo Astudillo	Dibujo: William Sigüencia
Revisión: -	
Contenido: Vista Transversal - Vigas: - Vigas Tipo 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13 y 14	Firma: Mateo Astudillo
Firma: William Sigüencia	
Fecha: 25/05/2025	Escala: Las Indicadas
Lámina: 3 / 12	



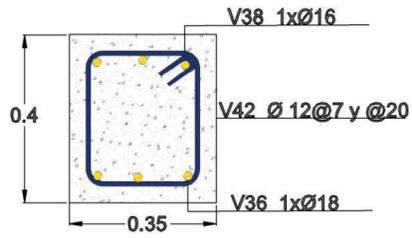
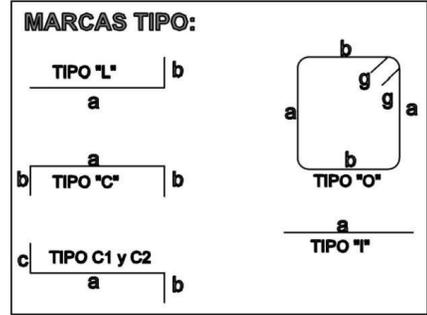
Viga Tipo 15 VH (35x50)

Acero Superior	3 Ø 20mm	MC V22
Acero Inferior	3 Ø 20mm	MC V22
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V23



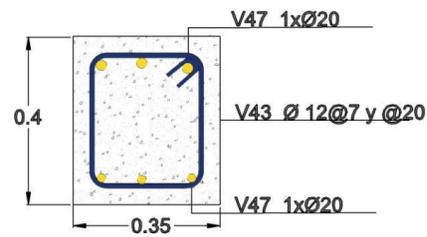
Viga Tipo 16 VH (35x40)

Acero Superior	3 Ø 18mm	MC V33
Acero Inferior	3 Ø 18mm	MC V33
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V41



Viga Tipo 17 VH (35x40)

Acero Superior	3 Ø 16mm	MC V38
Acero Inferior	3 Ø 18mm	MC V36
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V42

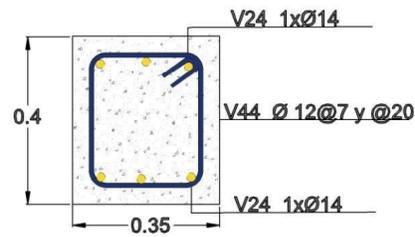


Viga Tipo 18 VH (35x40)

Acero Superior	3 Ø 20mm	MC V47
Acero Inferior	3 Ø 20mm	MC V47
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V43

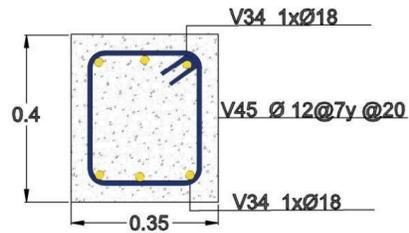
Especificaciones técnicas

Normas:
 ACI 318-19
 NEC-SE-CG-15
 NEC-SE-DS-15
 Hormigón:
 Después de 28 días debe tener una resistencia a la compresión.
 $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.
 Acero de refuerzo:
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.
 - El refuerzo transversal debe ser un estribo cerrado con un gancho de 135° para columnas y vigas.
 - El primer estribo en vigas debe ser colocado a la mayor distancia entre 5cm y $S_{min}/2$ de la cara de la columna.
 - Los traslapes deben cumplir con lo establecido en el ACI 318-19.
 - Recubrimiento para las secciones:
 - 5.8 cm para vigas y columnas
 - 8 cm para zapatas.



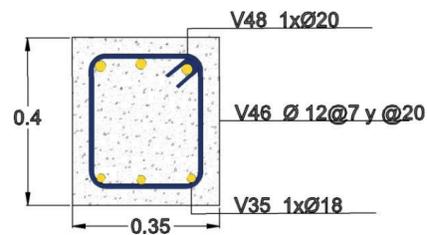
Viga Tipo 19 VH (35x40)

Acero Superior	3 Ø 14mm	MC V24
Acero Inferior	3 Ø 14mm	MC V24
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V44



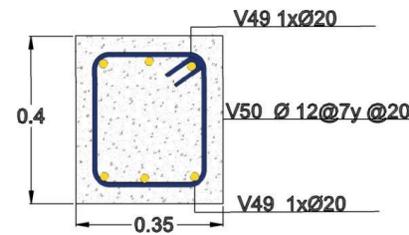
Viga Tipo 20VH (35x40)

Acero Superior	3 Ø 18mm	MC V34
Acero Inferior	3 Ø 18mm	MC V34
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V45



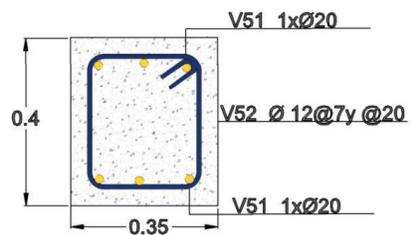
Viga Tipo 21 VH (35x40)

Acero Superior	3 Ø 20mm	MC V48
Acero Inferior	3 Ø 18mm	MC V35
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V46



Viga Tipo 22VH (35x40)

Acero Superior	3 Ø 20mm	MC V49
Acero Inferior	3 Ø 20mm	MC V49
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V50



Viga Tipo 23VH (35x40)

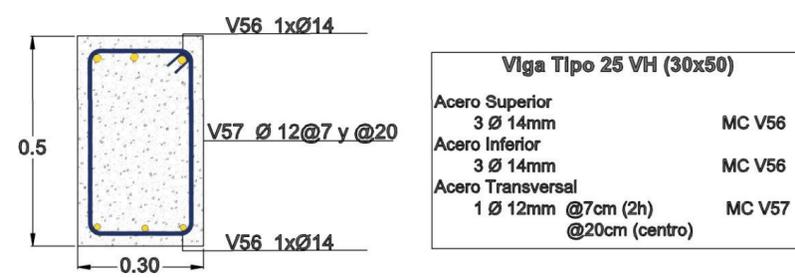
Acero Superior	3 Ø 20mm	MC V51
Acero Inferior	3 Ø 20mm	MC V51
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V52



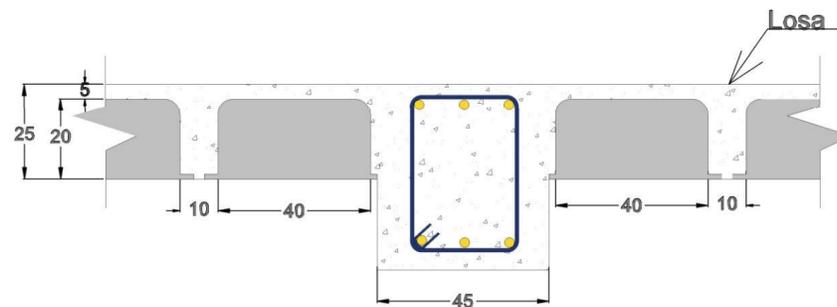
Viga Tipo 24VH (35x40)

Acero Superior	3 Ø 20mm	MC V53
Acero Inferior	3 Ø 18mm	MC V54
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V55

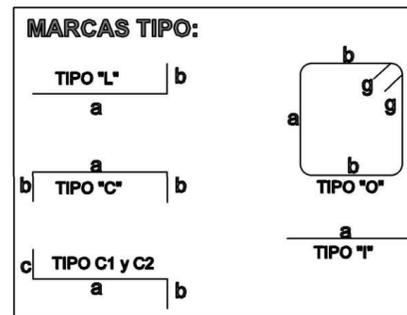
<p>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</p>		Proyecto:	
		Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado	
Diseño:		Diseño:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Dibujo:		Dibujo:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Revisión:			
-			
Contenido:		Firma:	
Vista Transversal - Vigas: - Vigas Tipo 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23 y 24		Mateo Astudillo	
		Firma:	
		William Sigüencia	
Fecha:	Escala:	Lámina:	
25/05/2025	Las Indicadas	4 / 12	



VISTA TRANSVERSAL - VIGAS 1:20



VISTA TRANSVERSAL - UNIÓN VIGA - LOSA 1:25



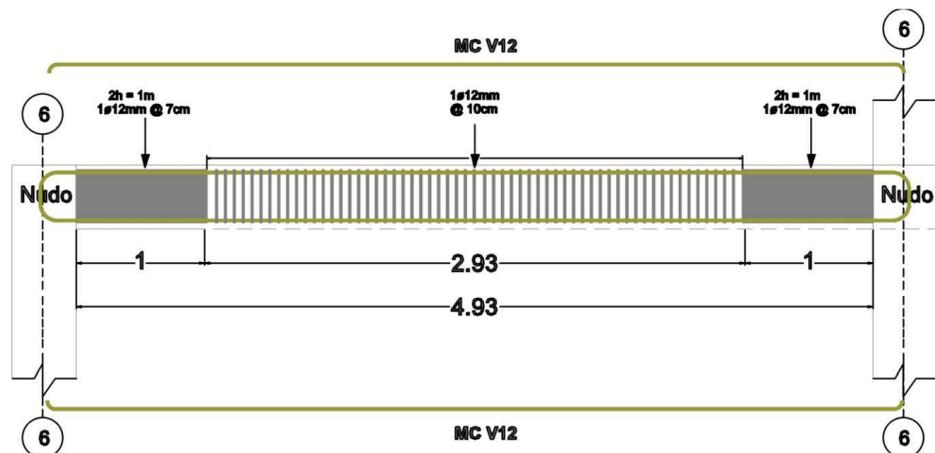
Especificaciones técnicas

Normas:
 ACI 318-19
 NEC-SE-CG-15
 NEC-SE-DS-15

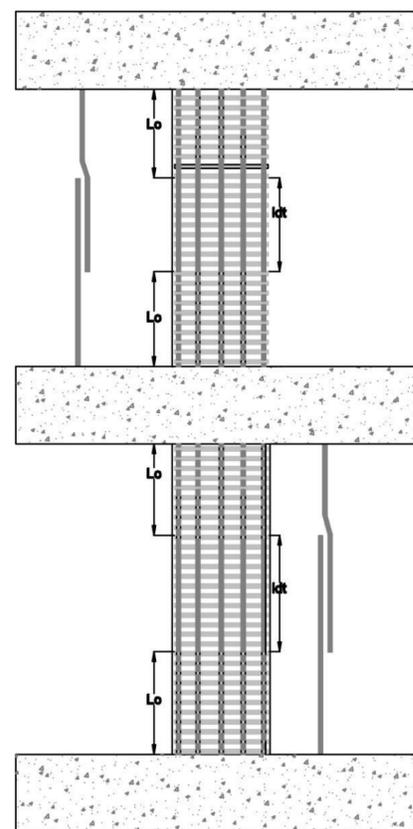
Hormigón:
 Después de 28 días debe tener una resistencia a la compresión.
 $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

Acero de refuerzo:
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

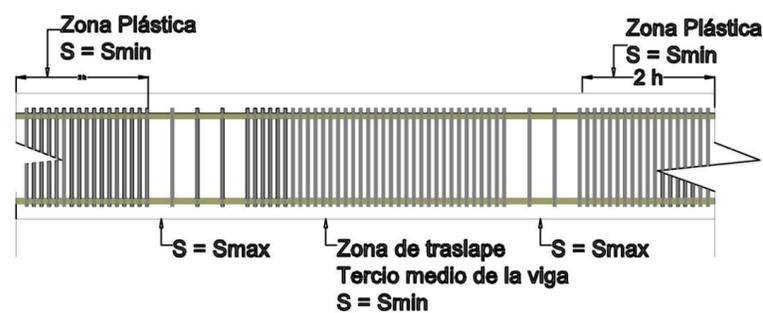
- El refuerzo transversal debe ser un estribo cerrado con un gancho de 135° para columnas y vigas.
- El primer estribo en vigas debe ser colocado a la mayor distancia entre 5cm y $S_{min}/2$ de la cara de la columna.
- Los traslapes deben cumplir con lo establecido en el ACI 318-19.
- Recubrimiento para las secciones:
 - 5.8 cm para vigas y columnas
 - 8 cm para zapatas.



VISTA DISTRIBUCIÓN VIGAS 1:75



VISTA DETALLE DE TRASLAPES EN COLUMNAS 1:60



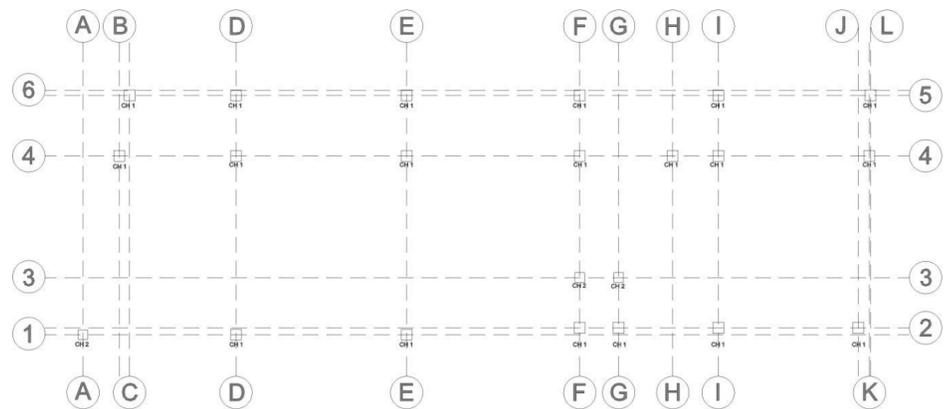
VISTA DETALLE DE TRASLAPES EN VIGAS 1:50

Especificaciones según el ACI 318 - 19 para traslapes

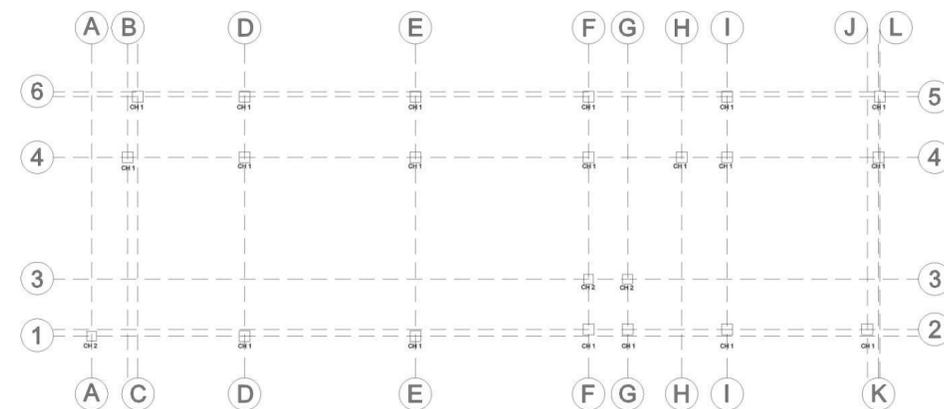
1. No se permite el traslape simultáneo de más del 50% de las varillas en un mismo lecho.
2. Las varillas para refuerzo superior deben ser traslapadas en el tercio medio de los claros y las varillas de refuerzo inferior, a $1/4$ de la distancia libre entre apoyos.
3. En caso de no cumplir con las condiciones, la longitud de traslape debe ser aumentada un 30%.
4. ldt para acero superior es $50 \varnothing$.
5. ldt para acero inferior es $30 \varnothing$.

Nota: S_{min} y S_{max} hacen referencia a las separaciones de estribos calculados por diseño a cortante de las vigas.

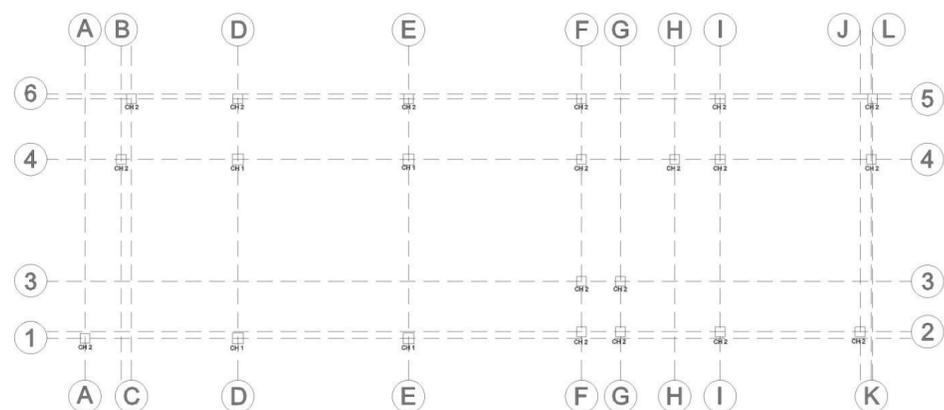
<p>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</p>	Proyecto:	
	Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado	
Diseño:	Mateo Astudillo	Diseño:
		William Sigüencia
Dibujo:	Mateo Astudillo	Dibujo:
		William Sigüencia
Revisión:		
Contenido:	Firma:	
	Mateo Astudillo	
Vista Transversal - Viga Tipo 25.	Firma:	William Sigüencia
Vista Transversal - Unión Viga - Losa		
Disitribución longitudinal de Viga		
Detalle de traslapes en vigas y columnas		
Fecha:	Escala:	Lámina:
25/05/2025	Las Indicadas	5 / 12



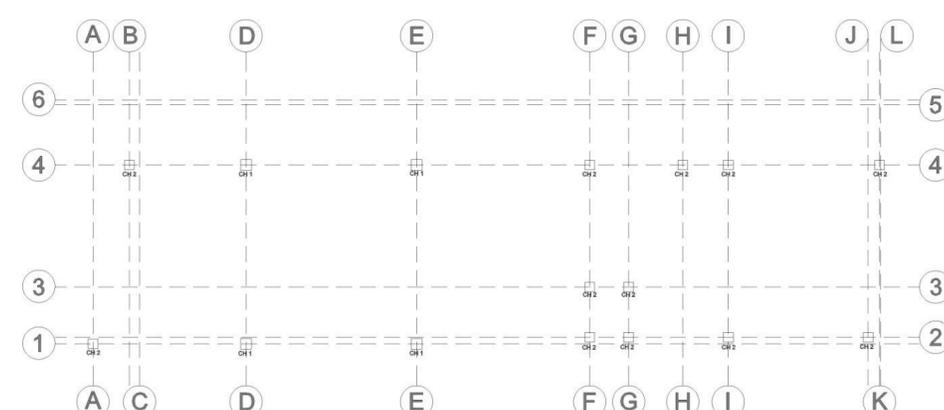
VISTA PLANTA DE COLUMNAS - PRIMERA PLANTA ALTA 1:500



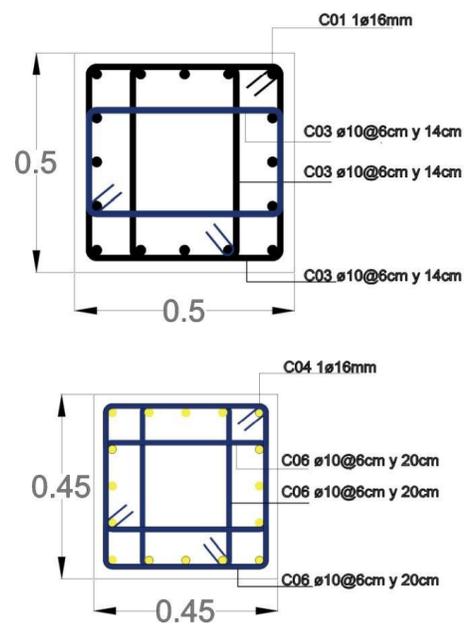
VISTA PLANTA DE COLUMNAS - SEGUNDA PLANTA ALTA 1:500



VISTA PLANTA DE COLUMNAS - TERCERA PLANTA ALTA 1:500



VISTA PLANTA DE COLUMNAS - CUARTA PLANTA ALTA 1:500

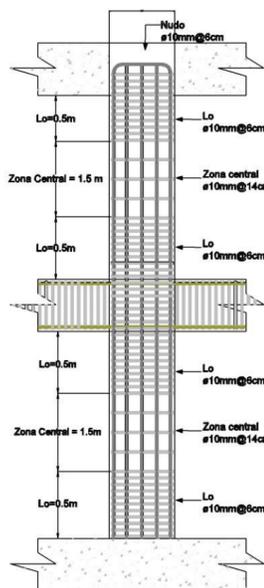


VISTA TRANSVERSAL - COLUMNAS 1:20

Columna CH1 (50x50)
 Acero de refuerzo 16 ϕ 16mm MC C01
 Acero transversal 1 ϕ 10mm @6cm y @14cm MC C02
 Acero transversal 1 ϕ 10mm @6cm y @14cm MC C03

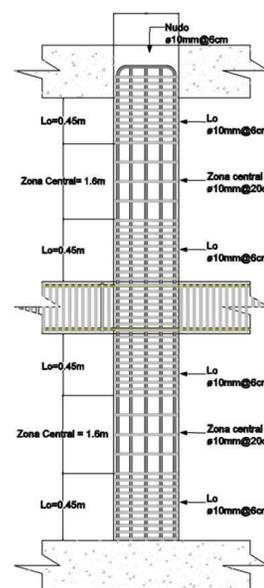
Columna CH2 (45x45)
 Acero de refuerzo 16 ϕ 16mm MC C04
 Acero transversal 1 ϕ 10mm @6cm y @20cm MC C05
 Acero transversal 1 ϕ 10mm @6cm y @20cm MC C06

Distribución Tipo - Columna CH1



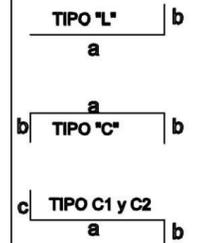
VISTA DISTRIBUCIÓN COLUMNA 1 1:50

Distribución Tipo - Columna CH2



VISTA DISTRIBUCIÓN COLUMNA 2 1:50

MARCAS TIPO:



Especificaciones técnicas

Normas:
 ACI 318-19
 NEC-SE-CG-15
 NEC-SE-DS-15
Hormigón:
 Después de 28 días debe tener una resistencia a la compresión.
 $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.
Acero de refuerzo:
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.
 - El refuerzo transversal debe ser un estribo cerrado con un gancho de 135° para columnas y vigas.
 - El primer estribo en vigas debe ser colocado a la mayor distancia entre 5cm y $S_{min}/2$ de la cara de la columna.
 - Los traslapes deben cumplir con lo establecido en el ACI 318-19.
 - Recubrimiento para las secciones:
 - 5.8 cm para vigas y columnas
 - 8 cm para zapatas.



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Proyecto:

Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado

Diseño:

Mateo Astudillo

Diseño:

William Sigüencia

Dibujo:

Mateo Astudillo

Dibujo:

William Sigüencia

Revisión:

Contenido:

Vista en planta - Columnas:
 - 1ra Planta Alta
 - 2da Planta Alta
 - 3ra Planta Alta
 - 4ta Planta Alta
 Vista Transversal - Columnas:
 - Columnas Tipo 1 y 2

Firma:

Mateo Astudillo

Firma:

William Sigüencia

Fecha:

25/05/2025

Escala:

Las Indicadas

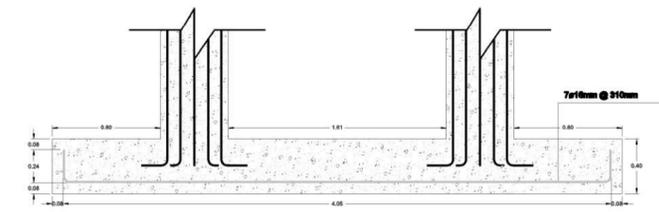
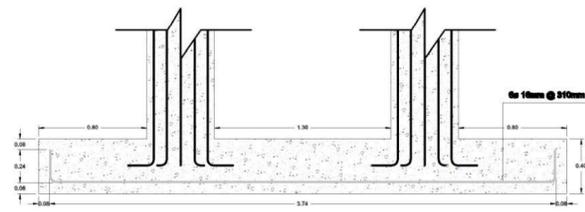
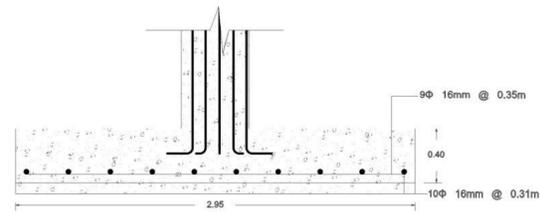
Lámina:

6 / 12

Zapata Z1
 Acero de refuerzo (2 sentidos):
 10 # 16mm @ 310mm
 10 # 16mm @ 350mm
 MC Z01
 MC Z01

Zapata Z2
 Acero de refuerzo (2 sentidos):
 8# 16mm @ 310mm
 11# 16mm @ 310mm
 MC Z01
 MC Z02

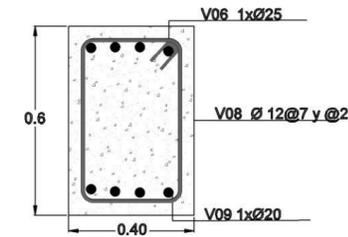
Zapata Z3
 Acero de refuerzo (2 sentidos):
 7 # 16mm @ 310mm
 13 # 16mm @ 310mm
 MC Z01
 MC Z03



VISTA

TRANSVERSAL - ZAPATAS

1:50

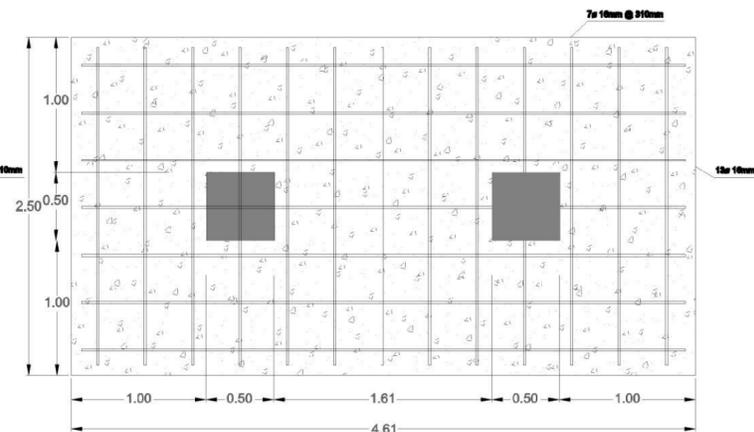
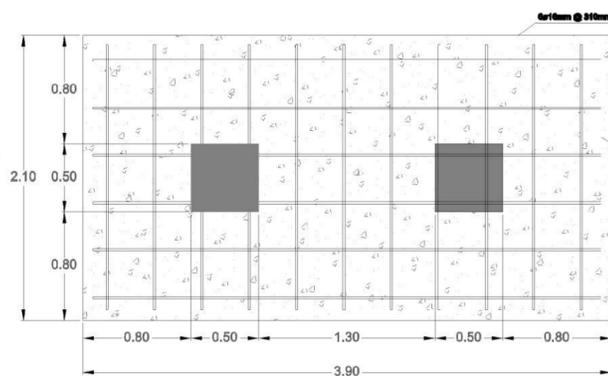
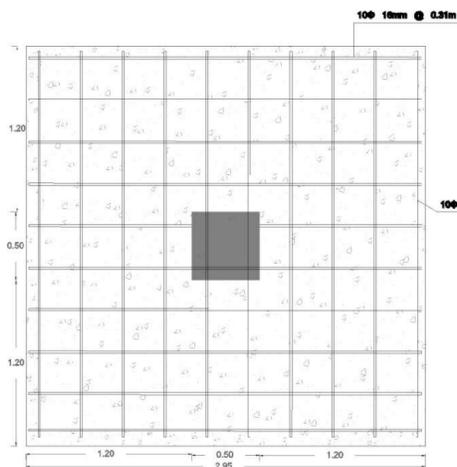


Viga de cimentación (40x60)
 Acero Superior
 4 Ø 25mm MC V06
 Acero Inferior
 4 Ø 25mm MC V09
 Acero Transversal
 1 Ø 12mm @7cm (2h) MC V08
 @20cm (centro)

ESQUEMA

VIGA DE CIMENTACIÓN

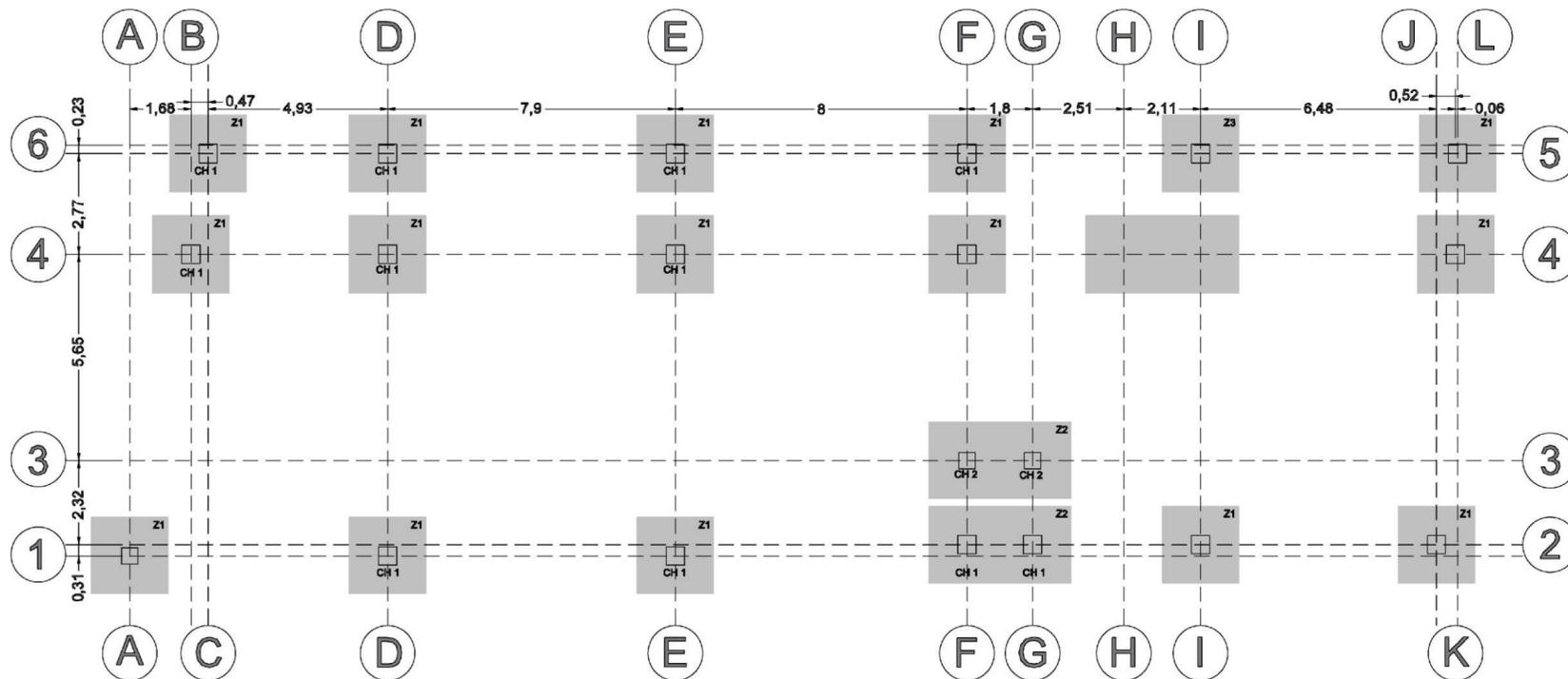
1:50



VISTA

PLANTA - ZAPATAS

1:50



VISTA

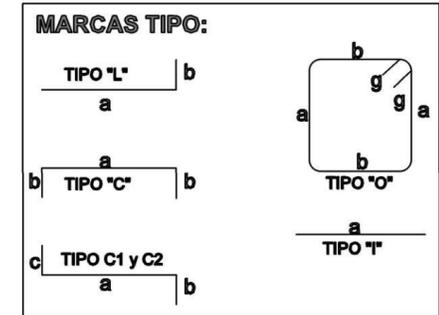
PLANTA - CIMENTACIÓN

1:250

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	Proyecto: Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado	
	Diseño: Mateo Astudillo	Diseño: William Sigüencia
Dibujo: Mateo Astudillo	Dibujo: William Sigüencia	
Revisión: -		
Contenido: Vista transversal - Zapatas: - Z1, Z2 y Z3 Vista en planta - Zapatas: - Z1, Z2 y Z3 Planta de cimentación Esquema - Viga de cimentación	Firma: Mateo Astudillo William Sigüencia	
Fecha: 25/05/2025	Escala: Las Indicadas	Lámina: 7 / 12

PLANILLA DE HIERROS - VIGAS										
ID	Esquema	Tipo	a (cm)	b (cm)	c (cm)	Ø	Cant.	Longitud (m)	Longitud Total (m)	Total
V01		C	278	19.2	-	20 mm	27	3.16 m	85.32 m	210.41 kg
V02		C	278	19.2	-	18 mm	45	3.16 m	142.2 m	284.06 kg
V03		O	18.4	38.4	-	12 mm	384	1.14 m	437.76 m	388.65 kg
V04		C	844	19.2	-	22 mm	12	8.82 m	105.84 m	315.83 kg
V05		C	844	19.2	-	16 mm	12	8.82 m	105.84 m	167.05 kg
V25		O	18.4	38.4	-	12 mm	240	1.14 m	273.6 m	242.9 kg
V06		C	828	24.2	-	25 mm	32	8.76 m	280.32 m	1080.17 kg
V07		C	828	24.2	-	18 mm	32	8.76 m	280.32 m	559.96 kg
V08		O	28.4	48.4	-	12 mm	708	1.54 m	1080.32 m	988 kg
V09		C	828	24.2	-	20 mm	16	8.76 m	140.16 m	345.66 kg
V10		C	278	14.2	-	18 mm	18	3.06 m	55.08 m	110.03 kg
V11		C	278	14.2	-	16 mm	18	3.06 m	55.08 m	86.94 kg
V12		O	23.4	28.4	-	12 mm	168	1.04 m	174.72 m	155.12 kg
V13		C	566	16.7	-	20 mm	12	5.99 m	71.88 m	177.27 kg
V14		C	566	16.7	-	16 mm	12	5.99 m	71.88 m	113.45 kg
V15		O	23.4	33.4	-	12 mm	184	1.14 m	209.76 m	185.34 kg
V37		C	232	14.2	-	16 mm	24	2.6 m	62.4 m	98.49 kg
V39		O	23.4	28.4	-	12 mm	104	1.04 m	108.16 m	96.03 kg
V26		C	232	19.2	-	16 mm	24	2.70 m	64.8 m	101.96 kg
V27		O	18.4	38.4	-	12 mm	120	1.14 m	136.8 m	121.45 kg
V16		C	828	24.2	-	22 mm	16	8.76 m	140.16 m	418.24 kg
V17		C	800	21.7	-	22 mm	16	8.41 m	134.56 m	401.53 kg
V18		C	800	21.7	-	18 mm	16	8.41 m	134.56 m	268.80 kg
V19		O	23.4	43.4	-	12 mm	252	1.34 m	337.68 m	299.8 kg
V20		C	493	19.2	-	14 mm	24	5.31 m	127.44 m	154 kg
V28		O	18.4	38.4	-	12 mm	129	1.14 m	147.06 m	130.56 kg
V29		C	790	19.2	-	16 mm	48	8.28 m	397.44 m	627.29 kg
V30		C	790	19.2	-	14 mm	48	8.28 m	397.44 m	480.27 kg
V31		O	18.4	38.4	-	12 mm	696	1.14 m	793.44 m	704.43 kg

PLANILLA DE HIERROS - VIGAS										
ID	Esquema	Tipo	a (cm)	b (cm)	c (cm)	Ø	Cant.	Longitud (m)	Longitud Total (m)	Total
V21		C	547	14.2	-	20 mm	12	5.75 m	69 m	170.16 kg
V32		C	708	14.2	-	18 mm	24	7.36 m	176.64 m	353.25 kg
V40		O	23.4	28.4	-	12 mm	200	1.04 m	208 m	184.67 kg
V22		C	790	19.2	-	20 mm	48	8.28 m	397.44 m	980.15 kg
V23		O	23.4	38.4	-	12 mm	464	1.24 m	575.36 m	610.81 kg
V33		C	430	14.2	-	18 mm	24	4.58 m	109.92 m	219.57 kg
V41		O	23.4	28.4	-	12 mm	144	1.04 m	149.76 m	132.95 kg
V38		C	211	14.2	-	16 mm	12	2.39 m	28.68 m	45.27 kg
V36		C	211	14.2	-	18 mm	12	2.39 m	28.68 m	45.27 kg
V42		O	23.4	28.4	-	12 mm	100	1.04 m	104 m	92.33 kg
V47		C	800	14.2	-	20 mm	24	8.28 m	198.72 m	490.07 kg
V43		O	23.4	28.4	-	12 mm	216	1.04 m	224.64 m	199.44 kg
V24		C	180	14.2	-	14 mm	24	2.08 m	49.92 m	60.32 kg
V44		O	23.4	28.4	-	12 mm	92	1.04 m	95.68 m	84.94 kg
V34		C	700	14.2	-	18 mm	24	7.28 m	174.72 m	349.02 kg
V45		O	23.4	28.4	-	12 mm	196	1.04 m	203.84 m	180.97 kg
V48		C	540	14.2	-	20 mm	12	5.68 m	68.16 m	168.09 kg
V35		C	540	14.2	-	18 mm	12	5.68 m	68.16 m	136.16 kg
V46		O	23.4	28.4	-	12 mm	164	1.04 m	170.56 m	151.43 kg
V49		C	461	14.2	-	20 mm	24	4.89 m	117.36 m	289.43 kg
V50		O	23.4	28.4	-	12 mm	156	1.04 m	162.24 m	144.04 kg
V51		C	648	14.2	-	20 mm	24	6.76 m	162.24 m	400.11 kg
V52		O	23.4	28.4	-	12 mm	196	1.04 m	203.84 m	180.97 kg
V53		C	790	14.2	-	20 mm	12	8.18 m	98.16 m	242.06 kg
V54		C	790	14.2	-	18 mm	12	8.18 m	98.16 m	196.06 kg
V55		O	23.4	28.4	-	12 mm	224	1.04 m	232.96 m	208.83 kg
V56		C	278	19.2	-	14 mm	18	3.16 m	56.88 m	68.74 kg
V57		O	18.4	38.4	-	12 mm	96	1.14 m	109.44 m	97.16 kg
Peso Total:									15874 kg	



Especificaciones técnicas

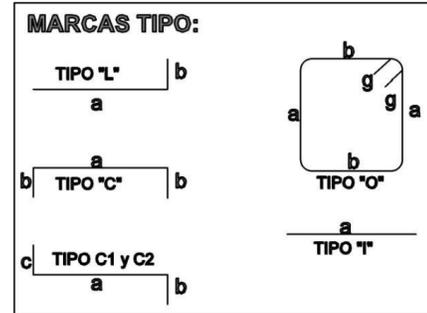
Normas:
 ACI 318-19
 NEC-SE-CG-15
 NEC-SE-DS-15

Hormigón:
 Después de 28 días debe tener una resistencia a la compresión.
 $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

Acero de refuerzo:
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

- El refuerzo transversal debe ser un estribo cerrado con un gancho de 135° para columnas y vigas.
- El primer estribo en vigas debe ser colocado a la mayor distancia entre 5cm y $S_{min}/2$ de la cara de la columna.
- Los traslapes deben cumplir con lo establecido en el ACI 318-19.
- Recubrimiento para las secciones:
 - 5.8 cm para vigas y columnas
 - 8 cm para zapatas.

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	Proyecto:	
	Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado	
Diseño:	Mateo Astudillo	Diseño:
		William Sigüencia
Dibujo:	Mateo Astudillo	Dibujo:
		William Sigüencia
Revisión:		
-		
Contenido:	Firma:	
Planillas y cantidades de obra: - Vigas	Mateo Astudillo	
	Firma:	
	William Sigüencia	
Fecha:	Escala:	Lámina:
25/05/2025	Las Indicadas	8 / 12



Especificaciones técnicas

Normas:
 ACI 318-19
 NEC-SE-CG-15
 NEC-SE-DS-15

Hormigón:
 Después de 28 días debe tener una resistencia a la compresión.
 $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

Acero de refuerzo:
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o mayor.

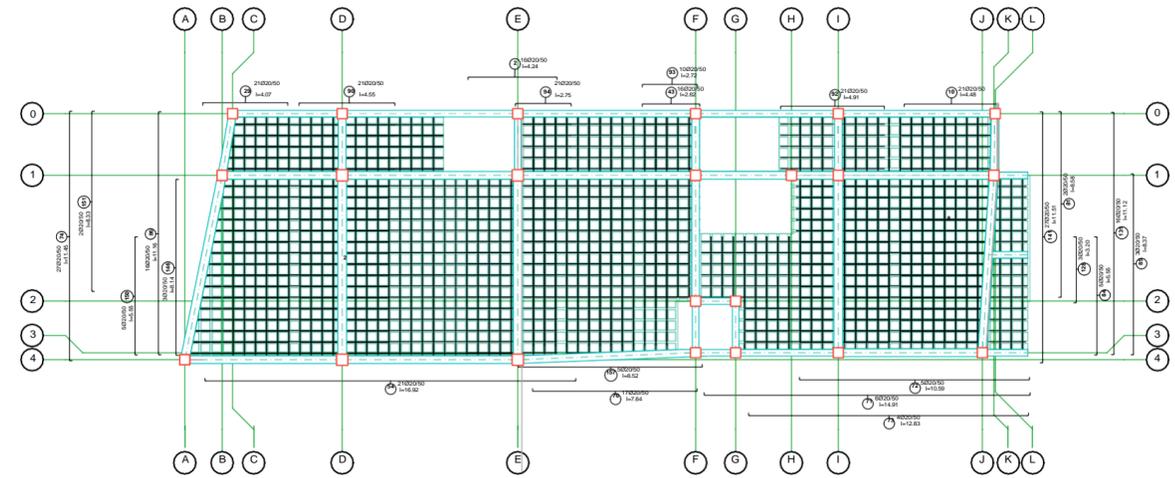
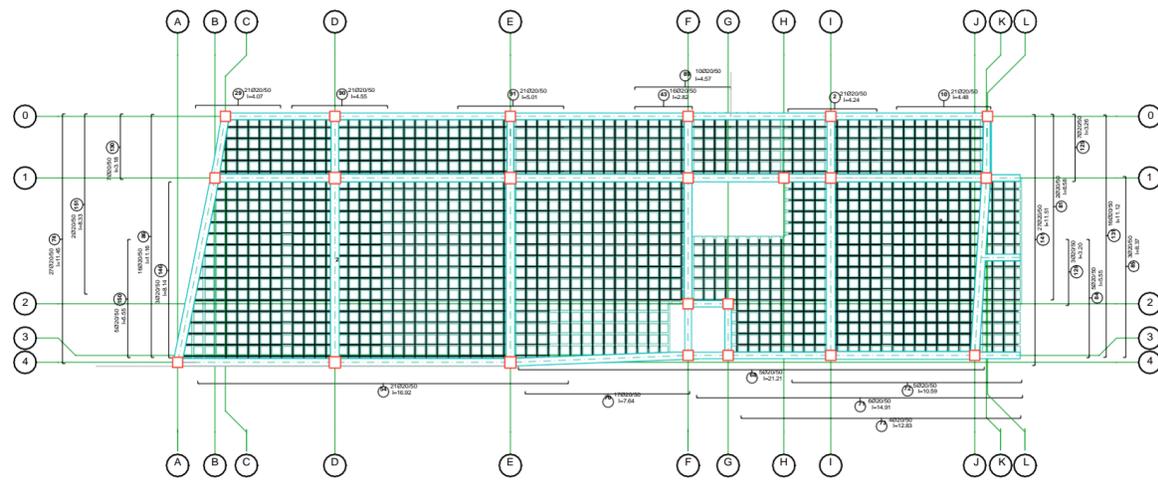
- El refuerzo transversal debe ser un estribo cerrado con un gancho de 135° para columnas y vigas.
- El primer estribo en vigas debe ser colocado a la mayor distancia entre 5cm y $S_{min}/2$ de la cara de la columna.
- Los traslapes deben cumplir con lo establecido en el ACI 318-19.
- Recubrimiento para las secciones:
 - 5.8 cm para vigas y columnas
 - 8 cm para zapatas.

PLANILLA DE HIERROS - COLUMNAS										
ID	Esquema	Tipo	a (cm)	b (cm)	c (cm)	∅	Cant.	Longitud (m)	Longitud Total (m)	Total
C01		C	300	19.2	-	16 mm	736	3.38 m	2487.68 m	3926.4 kg
C02		O	38.4	38.4	-	10 mm	1380	1.54 m	2125.2 m	1886.78 kg
C03		O	20.8	38.4	-	10 mm	2760	1.18 m	3256.8 m	2891.43 kg
C04		C	300	16.7	-	16 mm	576	3.33 m	1918.08 m	2317.83 kg
C05		O	33.4	33.4	-	10 mm	1080	1.34 m	1447.2 m	1284.85 kg
C06		O	18.1	33.4	-	10 mm	2160	1.03 m	2224.8 m	1975.21 kg
Peso Total:										14282.5 kg

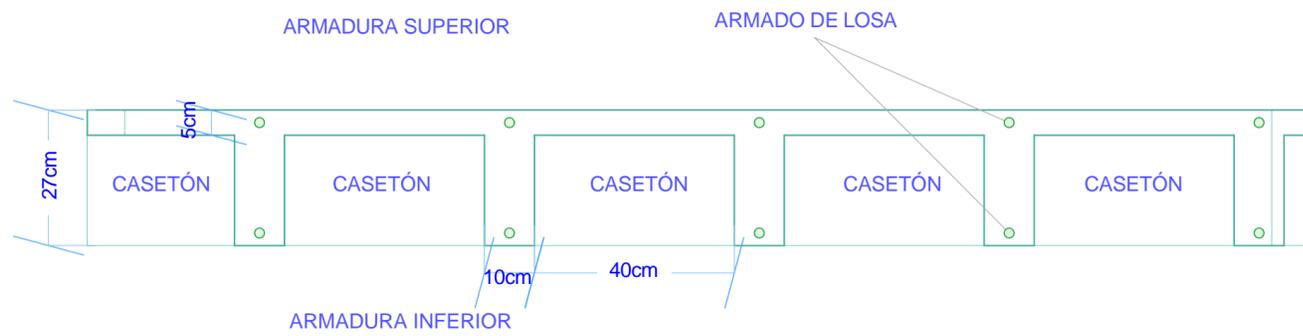
Volumen Diseñado de Hormigón		
MC	Cant.	Volumen (m3)
C (50X50)	46	34.5
C (45X45)	36	21.87
V (30X50)	38	20.45
V (40X60)	12	18.15
V (35X40)	50	34.67
V (35X45)	4	2.32
V (35X55)	4	7.18
V (35X50)	8	7.79
Total:		146.93

PLANILLA DE HIERROS - ZAPATAS										
ID	Esquema	Tipo	a (cm)	b (cm)	c (cm)	∅	Cant.	Longitud (m)	Longitud Total (m)	Total
Z01		C	270	24	-	16 mm	19	3.18 m	60.42 m	96.67 kg
Z02		C	375	24	-	16 mm	6	4.23 m	25.38 m	38.07 kg
Z03		C	195	24	-	16 mm	11	4.22 m	46.42 m	74.27 kg
Z04		C	446	24	-	16 mm	7	4.74 m	33.18 m	53.09 kg
Z05		C	235	24	-	16 mm	13	2.83 m	36.79m	58.86 kg
Peso Total:										320.96 kg

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY		Proyecto: Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado	
Diseño: Mateo Astudillo		Diseño: William Sigüencia	
Dibujo: Mateo Astudillo		Dibujo: William Sigüencia	
Revisión: -			
Contenido: Planillas y cantidades de obra: - Columnas - Zapatas - Volumen diseñado de hormigón		Firma: Mateo Astudillo William Sigüencia	
Fecha: 25/05/2025	Escala: Las Indicadas	Lámina: 9 / 12	

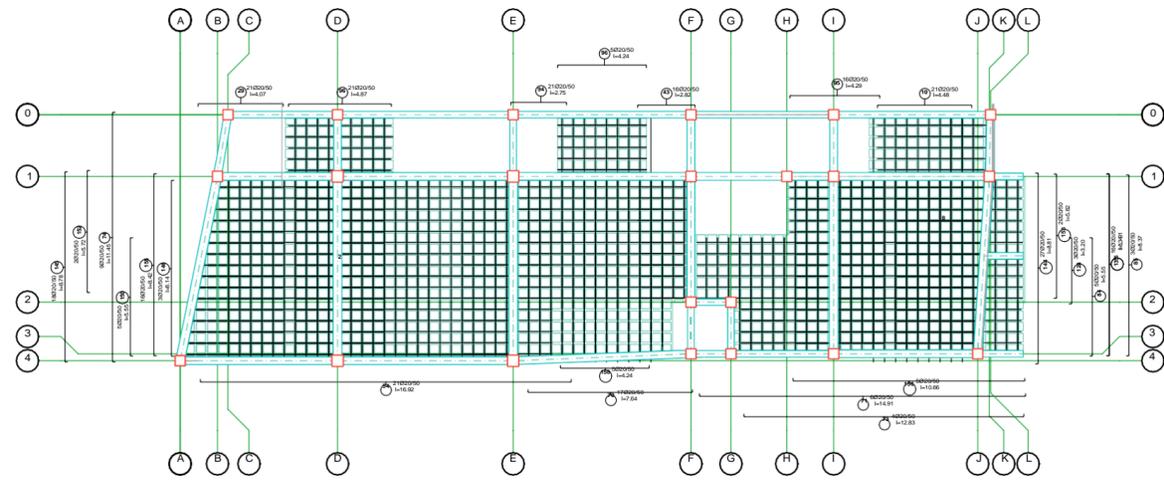


Planta Primera planta alta 1:225 Planta Segunda planta alta 1:225



Sección LOSA NERVADA 1:10

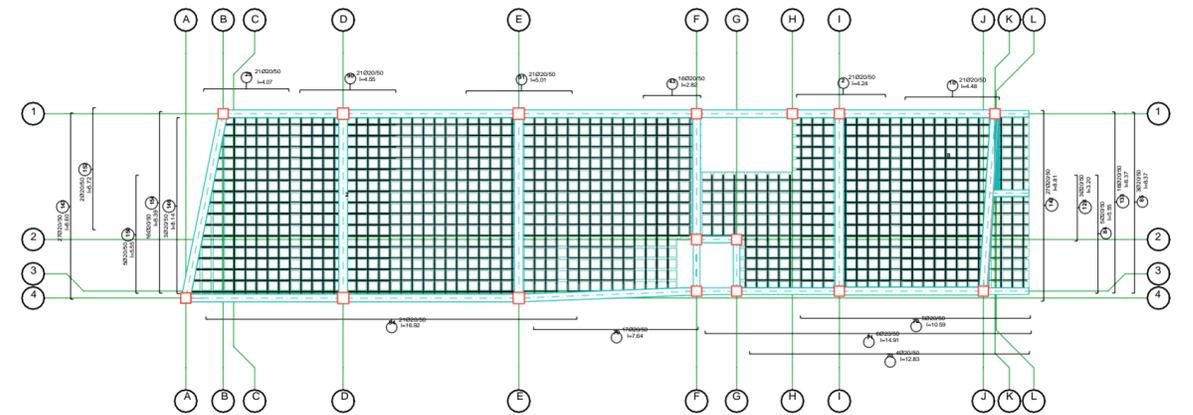
 UNIVERSIDAD DEL AZUAY		Proyecto:	
		Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado	
Diseño:		Diseño:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Dibujo:		Dibujo:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Revisión:			
Contenido:		Firma:	
Armadura de fierros: -Primera planta alta -Segunda planta alta Sección: -Losa nervada		Mateo Astudillo	
		Firma:	
		William Sigüencia	
Fecha:	Escala:	Lámina:	
25/05/2025	Las Indicadas	10 / 12	



Planta

Tercera planta alta

1:225



Planta

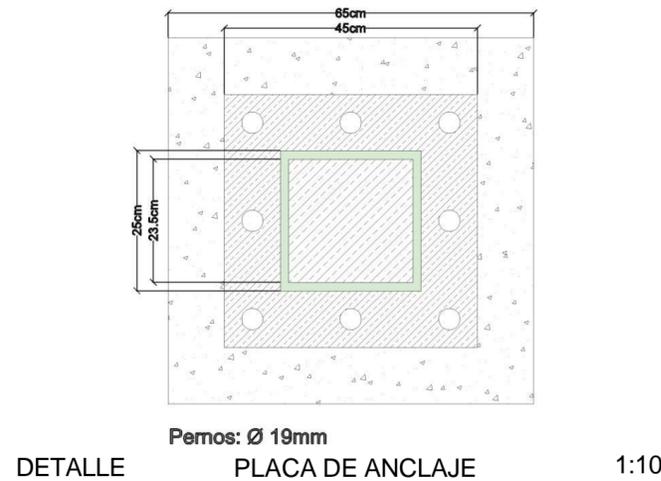
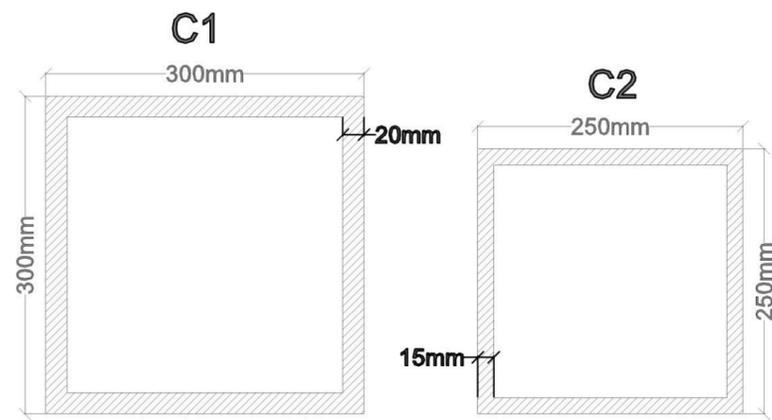
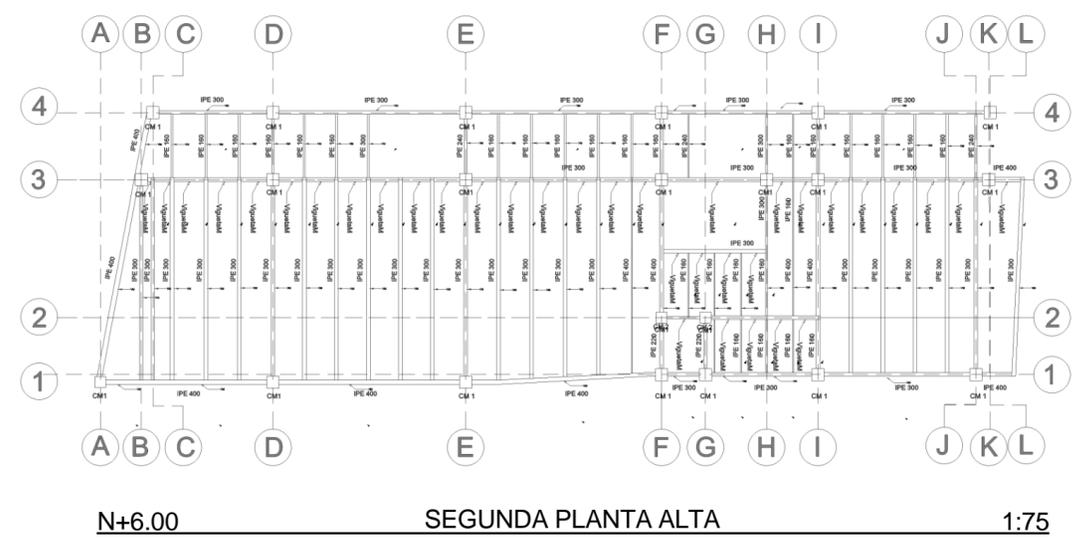
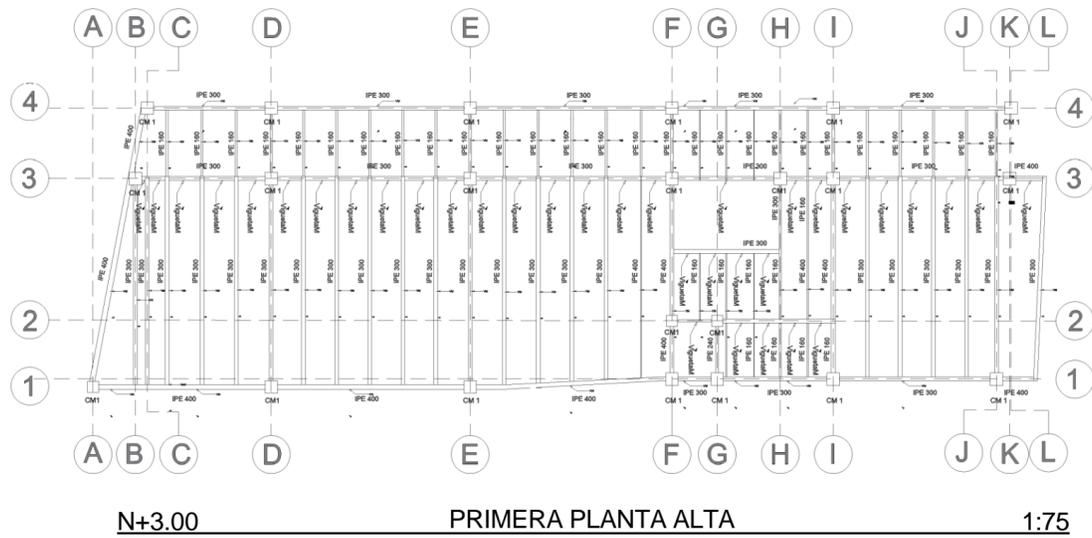
Cubierta

1:225

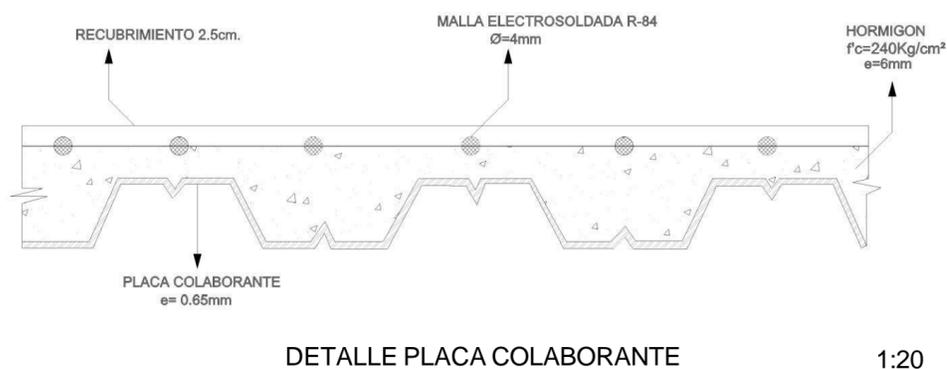
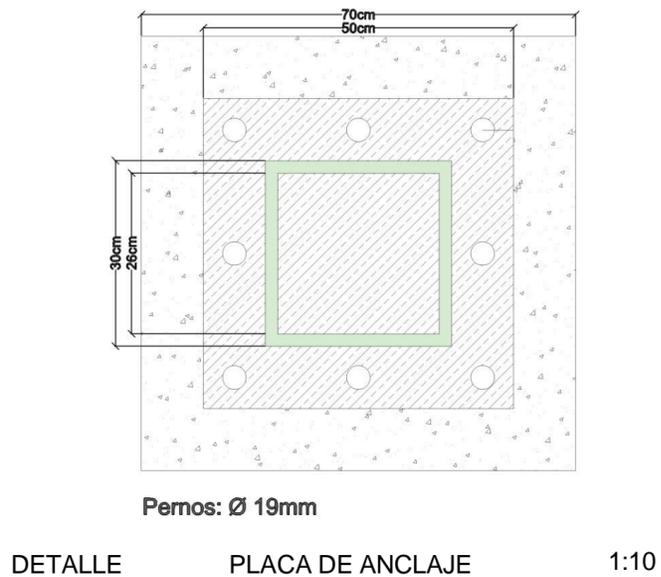
 UNIVERSIDAD DEL AZUAY		Proyecto:	
		Diseño Estructural de un edificio de Hormigón Armado	
Diseño:		Diseño:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Dibujo:		Dibujo:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Revisión:			
Contenido:		Firma:	
Armadura de fierros: -Tercera planta alta -Cubierta		Mateo Astudillo	
		Firma:	
		William Sigüencia	
Fecha:	Escala:	Lámina:	
25/05/2025	Las Indicadas	11 / 12	

ID	Main View	Diameter	Pcs.	Length	Total Length	Quality	Sum Weight
1		20 mm	5	4.540 m	22.700 m	C636	56.0 kg
2		20 mm	330	4.240 m	1,399.200 m	C636	3,450.4 kg
3		20 mm	5	4.550 m	22.750 m	C636	56.1 kg
4		20 mm	5	4.560 m	22.800 m	C636	56.2 kg
5		20 mm	5	4.575 m	22.875 m	C636	56.4 kg
6		20 mm	5	4.588 m	22.941 m	C636	56.6 kg
7		20 mm	8	4.390 m	35.120 m	C636	86.6 kg
8		20 mm	16	4.420 m	70.720 m	C636	174.4 kg
9		20 mm	8	4.450 m	35.600 m	C636	87.8 kg
10		20 mm	8	4.480 m	35.840 m	C636	88.4 kg
11		20 mm	8	4.510 m	36.080 m	C636	89.0 kg
12		20 mm	8	4.230 m	33.840 m	C636	83.4 kg
13		20 mm	16	4.260 m	68.160 m	C636	168.1 kg
14		20 mm	8	4.320 m	34.560 m	C636	85.2 kg
15		20 mm	8	4.360 m	34.880 m	C636	86.0 kg
16		20 mm	8	4.060 m	32.480 m	C636	80.1 kg
17		20 mm	8	4.090 m	32.720 m	C636	80.7 kg
18		20 mm	8	4.130 m	33.040 m	C636	81.5 kg
19		20 mm	8	4.160 m	33.280 m	C636	82.1 kg
20		20 mm	8	4.190 m	33.520 m	C636	82.7 kg
21		20 mm	4	3.870 m	15.480 m	C636	38.2 kg
22		20 mm	4	3.770 m	15.080 m	C636	37.2 kg
23		20 mm	4	3.670 m	14.680 m	C636	36.2 kg
24		20 mm	4	3.570 m	14.280 m	C636	35.2 kg
25		20 mm	4	3.470 m	13.880 m	C636	34.2 kg
26		20 mm	4	4.370 m	17.480 m	C636	43.1 kg
27		20 mm	4	4.270 m	17.080 m	C636	42.1 kg
28		20 mm	4	4.170 m	16.680 m	C636	41.1 kg
29		20 mm	4	4.070 m	16.280 m	C636	40.1 kg
30		20 mm	4	3.970 m	15.880 m	C636	39.2 kg
31		20 mm	4	4.890 m	19.560 m	C636	48.2 kg
32		20 mm	4	4.780 m	19.120 m	C636	47.1 kg
33		20 mm	4	4.690 m	18.760 m	C636	46.3 kg
34		20 mm	4	4.570 m	18.280 m	C636	45.1 kg
35		20 mm	4	4.470 m	17.880 m	C636	44.1 kg
36		20 mm	2	3.305 m	6.611 m	C636	16.3 kg
37		20 mm	2	3.218 m	6.436 m	C636	15.9 kg
38		20 mm	2	3.130 m	6.261 m	C636	15.4 kg
39		20 mm	2	3.043 m	6.086 m	C636	15.0 kg
40		20 mm	1	5.394 m	5.394 m	C636	13.3 kg
41		20 mm	4	5.008 m	20.033 m	C636	49.4 kg
42		20 mm	64	3.142 m	201.062 m	C636	495.8 kg
43		20 mm	20	2.824 m	56.480 m	C636	139.3 kg
44		20 mm	1	5.260 m	5.260 m	C636	13.0 kg
45		20 mm	1	5.437 m	5.437 m	C636	13.4 kg
46		20 mm	2	2.941 m	5.882 m	C636	14.5 kg
47		20 mm	8	15.099 m	133.990 m	C636	329.4 kg
48		20 mm	4	13.559 m	60.638 m	C636	149.9 kg
49		20 mm	4	13.660 m	61.040 m	C636	150.5 kg
50		20 mm	4	13.762 m	61.449 m	C636	151.5 kg
51		20 mm	4	13.961 m	62.246 m	C636	153.5 kg
52		20 mm	4	13.863 m	61.852 m	C636	152.5 kg
53		20 mm	4	14.166 m	63.064 m	C636	155.5 kg
54		20 mm	4	16.922 m	77.288 m	C636	190.6 kg
55		20 mm	4	14.269 m	63.476 m	C636	156.5 kg
56		20 mm	8	14.372 m	127.776 m	C636	315.1 kg
57		20 mm	4	14.474 m	64.294 m	C636	158.5 kg
58		20 mm	4	14.574 m	64.697 m	C636	159.5 kg
59		20 mm	4	14.676 m	65.102 m	C636	160.5 kg
60		20 mm	4	14.778 m	65.510 m	C636	161.5 kg
61		20 mm	4	14.880 m	65.920 m	C636	162.6 kg
62		20 mm	4	14.981 m	66.322 m	C636	163.6 kg
63		20 mm	1	13.040 m	14.640 m	C636	36.1 kg
64		20 mm	2	13.133 m	29.466 m	C636	72.7 kg
65		20 mm	2	13.222 m	29.644 m	C636	73.1 kg
66		20 mm	2	13.311 m	29.822 m	C636	73.5 kg
67		20 mm	2	13.400 m	29.999 m	C636	74.0 kg
68		20 mm	5	21.211 m	122.056 m	C636	301.0 kg
69		20 mm	1	5.416 m	5.416 m	C636	13.4 kg
70		20 mm	44	7.642 m	371.452 m	C636	916.0 kg
71		20 mm	24	14.908 m	396.190 m	C636	977.0 kg
72		20 mm	15	10.587 m	182.805 m	C636	450.8 kg
73		20 mm	16	12.833 m	230.932 m	C636	569.5 kg
74		20 mm	47	11.446 m	613.144 m	C636	1,512.0 kg
75		20 mm	20	10.798 m	247.955 m	C636	611.5 kg
76		20 mm	5	10.802 m	62.011 m	C636	152.9 kg
77		20 mm	20	10.529 m	242.572 m	C636	598.2 kg
78		20 mm	12	10.478 m	144.932 m	C636	357.4 kg
79		20 mm	40	10.338 m	445.537 m	C636	1,098.7 kg
80		20 mm	18	10.332 m	200.383 m	C636	494.1 kg
81		20 mm	4	8.577 m	37.508 m	C636	92.5 kg
82		20 mm	12	10.336 m	133.636 m	C636	329.5 kg

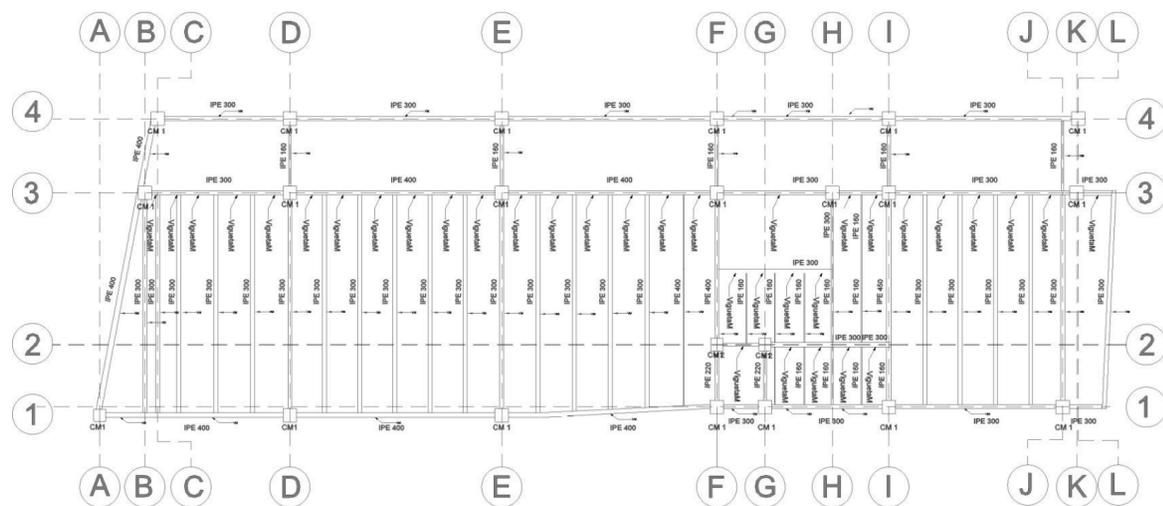
83		20 mm	14	2.569 m	35.960 m	C636	88.7 kg
84		20 mm	20	5.546 m	110.917 m	C636	273.5 kg
85		20 mm	12	8.367 m	110.002 m	C636	271.3 kg
86		20 mm	26	11.156 m	331.649 m	C636	817.8 kg
87		20 mm	26	10.478 m	314.018 m	C636	774.4 kg
88		20 mm	1	5.455 m	5.455 m	C636	13.5 kg
89		20 mm	5	4.566 m	22.830 m	C636	56.3 kg
90		20 mm	15	4.555 m	68.322 m	C636	168.5 kg
91		20 mm	10	5.010 m	50.100 m	C636	123.5 kg
92		20 mm	5	4.910 m	24.550 m	C636	60.5 kg
93		20 mm	5	2.718 m	13.591 m	C636	33.5 kg
94		20 mm	6	2.750 m	16.500 m	C636	40.7 kg
95		20 mm	1	4.286 m	4.286 m	C636	10.6 kg
96		20 mm	5	4.866 m	24.331 m	C636	60.0 kg
97		20 mm	80	2.142 m	171.346 m	C636	422.5 kg
98		20 mm	1	9.941 m	10.741 m	C636	26.5 kg
99		20 mm	1	10.109 m	10.909 m	C636	26.9 kg
100		20 mm	1	10.125 m	10.925 m	C636	26.9 kg
101		20 mm	1	10.208 m	11.008 m	C636	27.1 kg
102		20 mm	1	10.212 m	11.012 m	C636	27.2 kg
103		20 mm	1	4.853 m	4.853 m	C636	12.0 kg
104		20 mm	1	10.301 m	11.101 m	C636	27.4 kg
105		20 mm	1	10.303 m	11.103 m	C636	27.4 kg
106		20 mm	1	4.810 m	4.810 m	C636	11.9 kg
107		20 mm	18	11.239 m	231.106 m	C636	569.9 kg
108		20 mm	10	8.286 m	90.862 m	C636	224.1 kg
109		20 mm	10	8.728 m	95.277 m	C636	235.0 kg
110		20 mm	10	8.278 m	90.784 m	C636	223.9 kg
111		20 mm	8	8.802 m	78.813 m	C636	189.4 kg
112		20 mm	9	3.183 m	28.651 m	C636	70.7 kg
113		20 mm	5	11.233 m	64.165 m	C636	158.2 kg
114		20 mm	10	8.305 m	91.055 m	C636	224.5 kg
115		20 mm	15	8.736 m	143.044 m	C636	352.7 kg
116		20 mm	5	8.190 m	44.948 m	C636	110.8 kg
117		20 mm	5	8.620 m	47.102 m	C636	116.2 kg
118		20 mm	20	11.305 m	258.100 m	C636	636.5 kg
119		20 mm	10	8.578 m	93.778 m	C636	231.3 kg
120		20 mm	3	7.987 m	26.362 m	C636	65.0 kg
121		20 mm	3	7.945 m	26.235 m	C636	64.7 kg
122		20 mm	3	7.967 m	26.302 m	C636	64.9 kg
123		20 mm	3	7.902 m	26.105 m	C636	64.4 kg
124		20 mm	20	7.815 m	172.299 m	C636	424.9 kg
125		20 mm	10	7.836 m	86.364 m	C636	213.0 kg
126		20 mm	10	7.895 m	86.951 m	C636	214.4 kg
127		20 mm	6	7.815 m	51.690 m	C636	127.5 kg
128		20 mm	44	3.203 m	140.913 m	C636	347.5 kg
129		20 mm	7	3.257 m	22.799 m	C636	56.2 kg
130		20 mm	7	3.177 m	22.241 m	C636	54.8 kg
131		20 mm	6	11.120 m	76.322 m	C636	188.2 kg
132		20 mm	3	7.723 m	25.569 m	C636	63.1 kg
133		20 mm	3	8.371 m	27.513 m	C636	67.8 kg
134		20 mm	3	7.837 m	25.911 m	C636	63.9 kg
135		20 mm	3	8.392 m	27.577 m	C636	68.0 kg
136		20 mm	3	8.410 m	27.631 m	C636	68.1 kg
137		20 mm	26	11.258 m	334.311 m	C636	824.4 kg
138		20 mm	13	7.945 m	113.887 m	C636	280.4 kg
139		20 mm	13	8.489 m	120.752 m	C636	297.9 kg
140		20 mm	13	8.511 m	121.039 m	C636	298.5 kg
141		20 mm	20	11.508 m	262.164 m	C636	646.5 kg
142		20 mm	10	8.805 m	96.054 m	C636	236.9 kg
143		20 mm	10	8.601 m</			



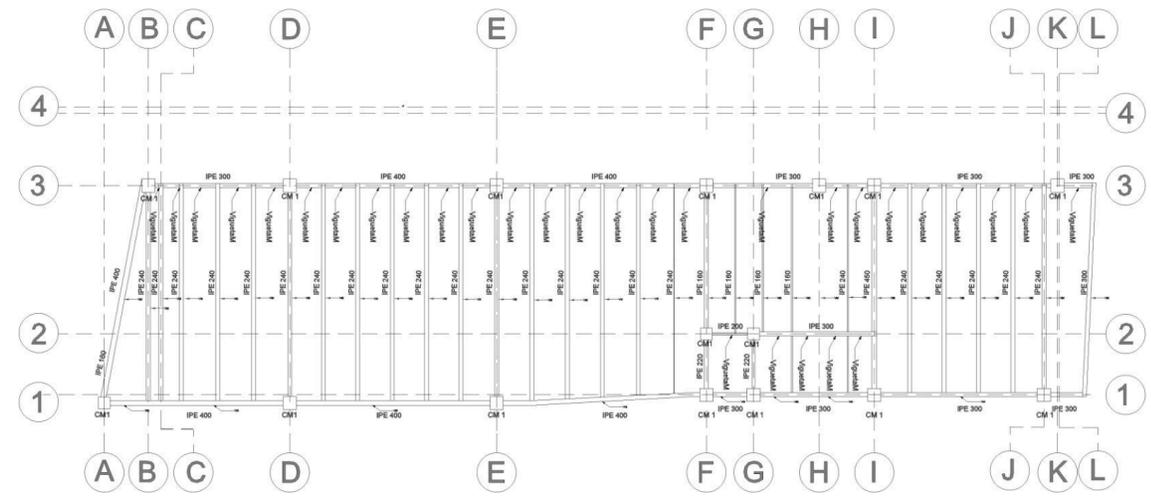
SECCIÓN PERFILES METÁLICOS 1:15



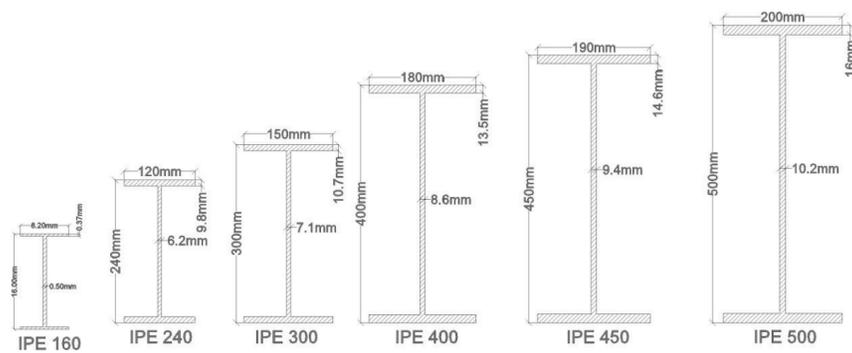
 UNIVERSIDAD DEL AZUAY		Proyecto:	
		Diseño Estructural de un edificio de Acero	
Diseño:		Diseño:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Dibujo:		Dibujo:	
Mateo Astudillo		William Sigüencia	
Revisión:			
Contenido:		Firma:	
		Mateo Astudillo	
Vista en planta - Vigas, Columnas y Viguetas. Perfiles metálicos. Detalle placa colaborante. Detalle placa de anclaje		Firma:	
		William Sigüencia	
Fecha:	Escala:	Lámina:	
09/05/2025	Las Indicadas	1/3	



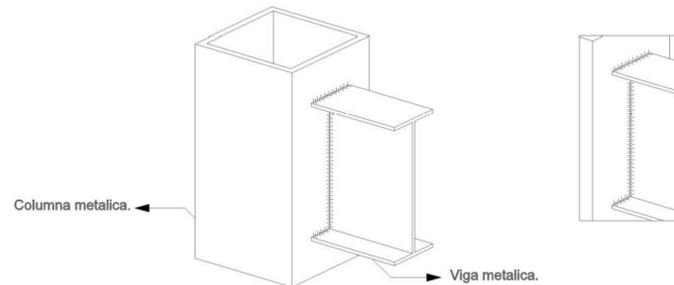
N+9.00 TERCERA PLANTA ALTA 1:75



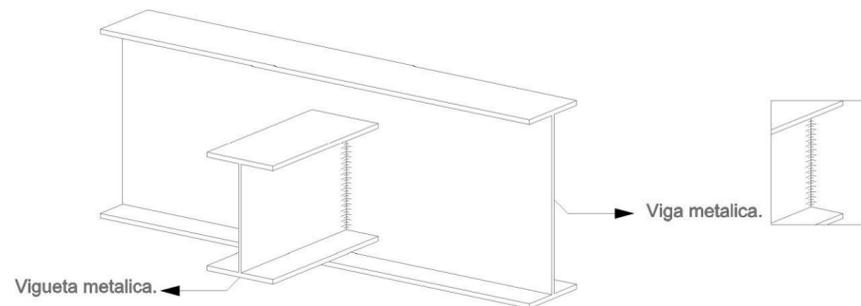
N+12.0 CUBIERTA 1:75



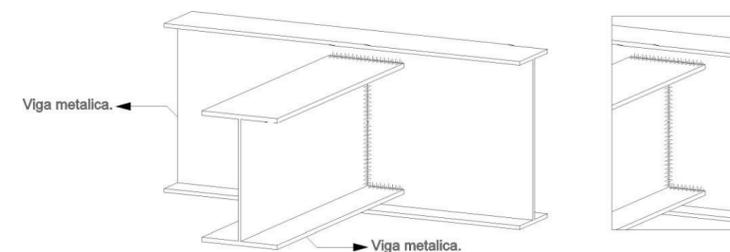
SECCIÓN PERFILES METÁLICOS 1:20



SECCIÓN DETALLE UNIÓN 1 A MOMENTO VIGA-COLUMNA 1:10

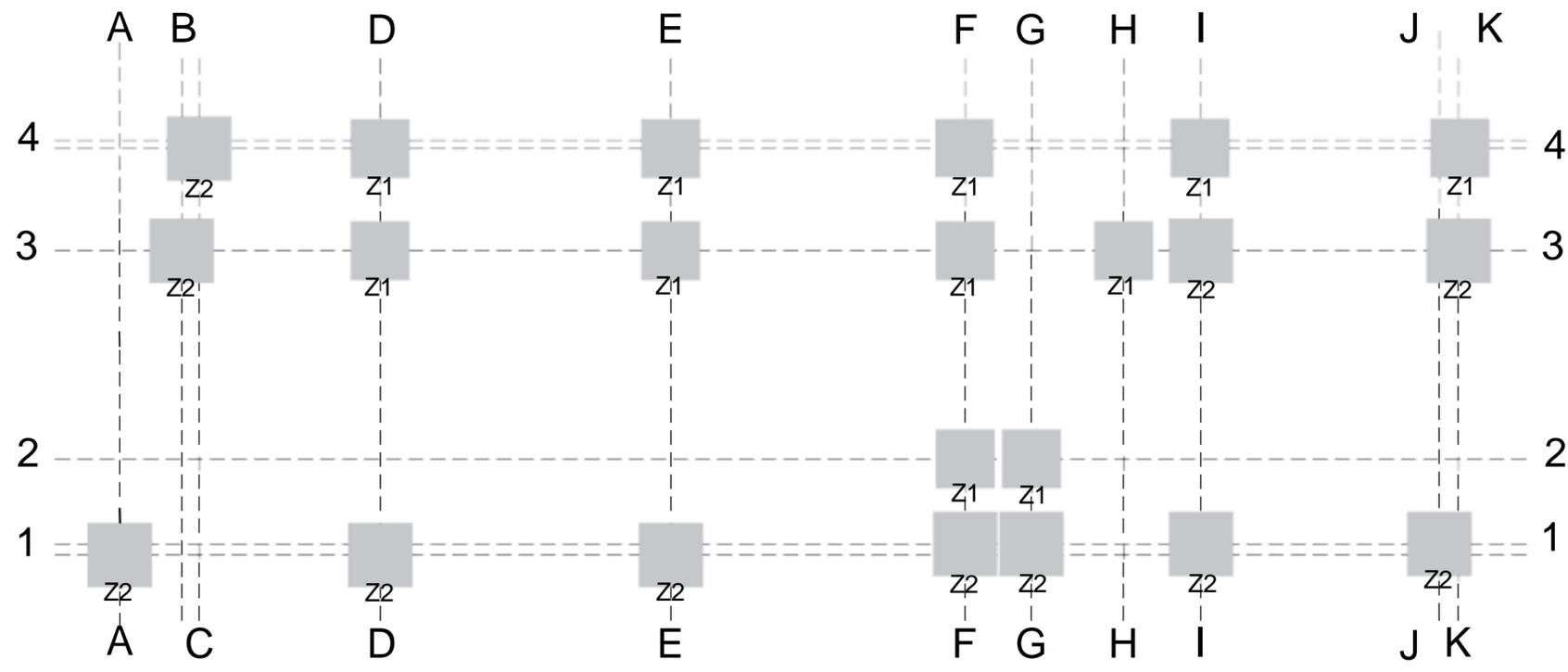


SECCIÓN DETALLE UNIÓN 2 A CORTANTE VIGA-VIGUETA 1:10



SECCIÓN DETALLE UNIÓN 3 A MOMENTO VIGA-VIGA 1:10

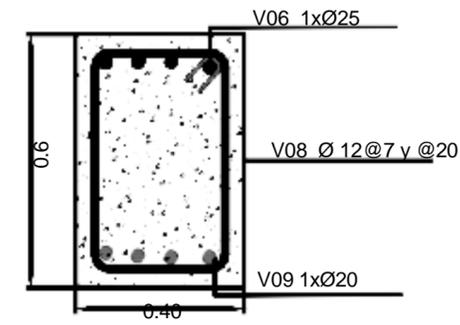
 UNIVERSIDAD DEL AZUAY		Proyecto: Diseño Estructural de un edificio de Acero	
Diseño: Mateo Astudillo		Diseño: William Sigüencia	
Dibujo: Mateo Astudillo		Dibujo: William Sigüencia	
Revisión: -			
Contenido: Vista en planta - Vigas, Columnas y Viguetas. Perfiles metálicos. Detalle unión 1 a momento viga-columna. Detalle unión 2 a cortante viga-vigueta. Detalle unión 3 a momento viga-viga.		Firma: Mateo Astudillo	
		Firma: William Sigüencia	
Fecha: 09/05/2025	Escala: Las Indicadas	Lámina: 2/ 3	



PLANTA

PLANTA DE CIMENTACIÓN

1:250

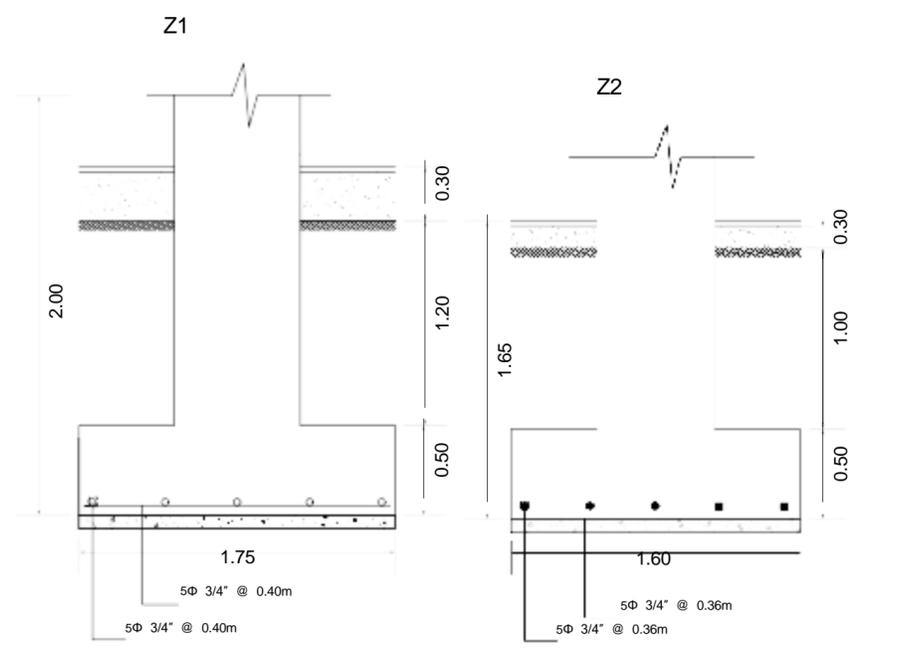


Viga de cimentación (40x60)		
Acero Superior	4 Ø 25mm	MC V06
Acero Inferior	4 Ø 25mm	MC V09
Acero Transversal	1 Ø 12mm @7cm (2h) @20cm (centro)	MC V08

SECCIÓN

VIGA DE CIMENTACIÓN

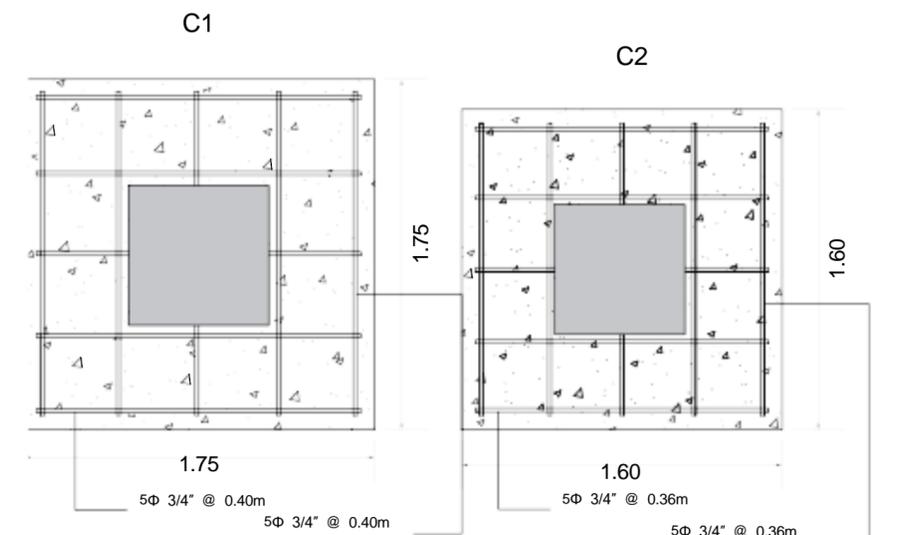
1:50



TRANSVERSAL

ZAPATAS

1:50



ANSVERSAL

ZAPATAS

1:50

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	Proyecto: Diseño Estructural de un edificio de Acero	
	Diseño: Mateo Astudillo	Diseño: William Sigüencia
Dibujo: Mateo Astudillo	Dibujo: William Sigüencia	
Revisión: -		
Contenido: Planta de cimentación. Detalles zapatas. Esquema - Viga de cimentación	Firma: Mateo Astudillo	
	Firma: William Sigüencia	
Fecha: 25/05/2025	Escala: Las Indicadas	Lámina: 3/3