



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis Comparativo De Soluciones Para Un Edificio Asimétrico Sometido
A Torsión Por Efecto Sísmico**

Trabajo previo a la obtención del grado académico de

Ingeniero Civil

Autores:

David Oswaldo Ñauta Ayala

David Ismael Vélez Lliguisupa

Director:

Ing. David Ricardo Contreras Lojano

Cuenca - Ecuador

2024

DEDICATORIA

A los dos pilares fundamentales de mi vida, Wilson y María, y a toda mi familia, en especial a mis hermanos Elizabeth, Xavier, Edison y Camila. No hay palabras suficientes para agradecerles por estar siempre a mi lado, en los momentos buenos y malos, creyendo en mí y dándome fuerzas para seguir adelante. A Jair, por enseñarme a tener fe en los milagros de Dios. Por todo esto y muchísimo más, este trabajo va dedicado con todo mi amor y gratitud hacia cada uno de ustedes.

David Ñauta Ayala

A mi Madre Nora por su amor incondicional, su guía y su inquebrantable apoyo en cada paso. A mis hermanos Alejandro, Daniela y Gabriela por ser fuente de inspiración y compañerismo, sus palabras de aliento y confianza en mis capacidades es una motivación para superar cada obstáculo. A mi tío Mario por su generosidad y sabios consejos, gracias por creer y brindar el ánimo necesario para seguir adelante. Todos Uds. quienes me han enseñado el valor del esfuerzo y la dedicación y sin su constante respaldo, este logro no habría sido posible.

David Vélez Lliguisupa

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos profundamente al Ing. David Contreras y al Ing. Pablo Quinde por su paciencia, orientación y apoyo ya que, en calidad de tutor y tribunal de nuestra tesis, formaron parte del desarrollo de la misma.

A todos los profesores que formaron parte de nuestra educación académica, les agradecemos profundamente. En especial, recordamos con cariño a aquellos que ya no están con nosotros, cuyos legados y enseñanzas siguen vivos en nuestros corazones.

Finalmente, pero no menos importante, queremos agradecer a nuestros amigos de la universidad. Su compañerismo, apoyo y alegría han hecho de estos años una etapa llena de momentos especiales y memorias que siempre atesoraremos. Esperamos que tengan éxito y felicidad en cada paso de su vida profesional.

Los Autores

RESUMEN

El presente estudio compara los costos y tiempos de construcción de diversas soluciones que se pueden dar a problemas en edificaciones con irregularidad, tanto en planta como en elevación. El documento muestra el análisis de tres soluciones: juntas sísmicas, muros de corte y diagonales rigidizadores. Se realiza el análisis estructural de la edificación en el que se verifican el periodo, los modos de vibración y las derivas inelásticas; se calculan los costos con sus respectivos análisis de precios unitarios y las cantidades de obra obtenidas del modelamiento BIM; y se determinan los tiempos de construcción en base a las actividades principales de cada obra con un tiempo estimado de duración. Con el objetivo de buscar controlar eficientemente la torsión estructural y garantizar el correcto funcionamiento de la edificación ante movimientos telúricos, buscando una solución económica y se complete en un plazo óptimo.

Palabras claves: Estructuras asimétricas, torsión, juntas sísmicas, muros de corte, diagonales rigidizadores, costo y tiempo de construcción, análisis estructural.

ABSTRACT

This study compares the costs and construction times of various solutions that can be applied to irregularities in buildings, both in plan and elevation. The document presents the analysis of three solutions: seismic joints, shear walls, and stiffening diagonals. The structural analysis of the building is carried out, verifying the period, vibration modes, and inelastic drifts; costs are calculated with their respective unit price analyses and quantities of work obtained from BIM modeling; and construction times are determined based on the main activities of each work with an estimated duration time. The aim is to efficiently control structural torsion and ensure the correct functioning of the building against seismic movements, seeking an economical solution completed within an optimal timeframe.

Keywords: Asymmetric structures, torsion, seismic joints, shear walls, stiffening diagonals, cost and construction time, structural analysis.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS.....	ii
RESUMEN.....	iii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE GENERAL.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	xvii
ÍNDICE DE ANEXOS	xviii
INTRODUCCIÓN	1
1. CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO	2
1.1 Torsión	2
1.2 Diseño sismo resistente de acuerdo con la NEC-15	2
1.3 Peligro sísmico	4
1.4 Espectro de respuesta elástico de diseño	8
1.5 Espectro de diseño inelástico.....	9
1.6 Participación modal	13
1.7 Modos de vibrar.....	14

1.8	Diseño Sismo Resistente	14
1.8.1	Diseño de vigas	16
1.8.2	Diseño de columnas	18
1.8.3	Diseño de nodos	20
1.8.4	Diseño de losas.....	22
1.8.5	Diseño de zapatas	23
1.9	Análisis de costos en construcción	25
1.10	Tiempo y programación de proyectos.....	25
2.	CAPÍTULO 2: METODOLOGÍA.....	27
2.1	Ubicación y definición del proyecto.....	27
2.2	Zonificación geotécnica y espectro de diseño	28
2.3	Unidades	28
2.4	Propiedades de los materiales.....	29
2.5	Predimensionamiento estructural	29
2.5.1	Losas.....	30
2.5.2	Vigas.....	31
2.5.3	Columnas.....	32
2.6	Cargas gravitacionales	33
2.7	Cargas sísmicas.....	34
2.7.1	Carga sísmica estática	35

2.7.2	Carga sísmica dinámica.....	35
2.8	Combinaciones de cargas	37
2.9	Modelo en ETABS.....	38
2.10	Análisis estructural.....	43
2.10.1	Periodo	45
2.10.2	Modos de vibrar	45
2.10.3	Centros de masa y rigidez	46
2.10.4	Derivas elásticas.....	46
2.10.5	Conclusiones	47
2.11	Solución con juntas sísmicas	48
2.11.1	Modos de vibrar	50
2.11.2	Centros de masas y rigidez.....	51
2.11.3	Corrección del corte dinámico	52
2.11.4	Derivas inelásticas.....	55
2.11.5	Conclusiones	55
2.12	Periodo para soluciones con muros y riostras.....	56
2.13	Solución con muros de corte.....	56
2.13.1	Predimensionamiento del muro de corte.....	57
2.13.2	Modos de vibrar	58
2.13.3	Centros de masas y rigidez.....	58

2.13.4	Corrección del cortante dinámico	59
2.13.5	Derivas elásticas	60
2.13.6	Conclusiones	60
2.14	Solución con riostras	61
2.14.1	Predimensionamiento de riostras	62
2.14.2	Modos de vibrar de la estructura	63
2.14.3	Centros de masas y rigidez	64
2.14.4	Corrección del cortante dinámico	64
2.14.5	Derivas inelásticas	65
2.14.6	Conclusiones del modelo de Riostras	66
2.15	Diseño Estructural	66
2.15.1	Diseño de muros de corte:	66
2.15.2	Diseño de riostras	68
2.16	Verificaciones y Resultados del diseño	69
2.16.1	Verificación de las secciones de concreto	69
2.16.2	Cálculo de acero de longitudinal	70
2.16.3	Cálculo de acero de refuerzo transversal	71
2.16.4	Verificación Nudos	71
2.16.5	Diseño de lozas	72
2.16.6	Diseño de cimentaciones	75

2.17	Resumen de secciones en soluciones	77
3.	CAPÍTULO 3: RESULTADOS.....	78
3.1	Presupuestos de los sistemas estructurales	79
3.2	Cronograma de obra	81
3.3	Conclusiones.....	82
3.3.1	Estructurales	82
3.3.2	Costos.....	83
3.3.3	Tiempo.....	84
3.3.4	Recomendaciones.....	85
	BIBLIOGRAFÍA.....	86
	ANEXOS.....	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	
Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	5
Tabla 1.2	
Relación de amplificación espectral.....	5
Tabla 1.3	
Clasificación de los perfiles de suelo.	5
Tabla 1.4	
Tipo de suelo y Factores de sitio Fa: coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	7
Tabla 1.5	
Tipo de suelo y Factores de sitio Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.	7
Tabla 1.6	
Tipo de suelo y Factor de sitio Fs: comportamiento no lineal de los suelos.....	8
Tabla 1.7	
Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	9
Tabla 1.8	
Coefficientes de irregularidad en planta.	10
Tabla 1.9	
Coefficientes de irregularidad en elevación.	12
Tabla 1.10	
Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	13
Tabla 1.11	
Factores de reducción de resistencia	15
Tabla 1.12	
Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.	19
Tabla 1.13	
Factores de modificación para barras y alambres corrugados a compresión	21
Tabla 1.14	
Resistencia nominal del nudo a cortante V_n	22

Tabla 1.15	
Deflexión máxima admisible calculada	23
Tabla 2.1	
Unidades de medida.	28
Tabla 2.2	
Propiedades de materiales utilizados.....	29
Tabla 2.3	
Plantel educativo analizado.....	29
Tabla 2.4	
Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores.	30
Tabla 2.5	
Altura mínima de vigas no preesforzadas.	31
Tabla 2.6	
Características de los elementos a flexión.....	31
Tabla 2.7	
Dimensiones de elementos predimensionados.	32
Tabla 2.8	
Cargas por área actuantes en la estructura.....	33
Tabla 2.9	
Cargas lineales actuantes en la estructura.	34
Tabla 2.10	
Síntesis de la filosofía de diseño	34
Tabla 2.11	
Parámetros para el espectro de diseño.....	36
Tabla 2.12	
Factores de escala a usar en los espectros.	37
Tabla 2.13	
Combinaciones de carga.....	37
Tabla 2.14	
Coefficientes para el cálculo del periodo de la estructura.	43

Tabla 2.15	
Fórmulas para determinar k.....	44
Tabla 2.16	
Participación modal de la masa.....	45
Tabla 2.17	
Centros de masa y rigidez.....	46
Tabla 2.18	
Centros de masa y rigidez.....	46
Tabla 2.19	
Modos de vibrar de los modelos con juntas sísmicas.....	50
Tabla 2.20	
Centros de masa y rigidez del modelo uno de juntas sísmicas.....	51
Tabla 2.21	
Centros de masa y rigidez del modelo dos de juntas sísmicas.....	51
Tabla 2.22	
Centros de masa y rigidez del modelo tres de juntas sísmicas.....	52
Tabla 2.23	
Cortante basal dinámico antes de corregir del primer modelo de juntas.....	52
Tabla 2.24	
Cortante basal dinámico corregido del primer modelo de juntas.....	53
Tabla 2.25	
Cortante basal dinámico antes de corregir del segundo modelo de juntas.....	53
Tabla 2.26	
Cortante basal dinámico corregido del segundo modelo de juntas,.....	53
Tabla 2.27	
Cortante basal dinámico antes de corregir del tercer modelo de juntas.....	54
Tabla 2.28	
Cortante basal dinámico corregido del tercer modelo de juntas.....	54
Tabla 2.29	
Derivas inelásticas de los modelos de juntas sísmicas.....	55

Tabla 2.30	
Modos de vibrar del modelo de muro de corte.....	58
Tabla 2.31	
Centros de masa y rigidez del modelo de muro de corte.	59
Tabla 2.32	
Cortante basal dinámico antes de corregir de muro de corte.	59
Tabla 2.33	
Cortante basal dinámico corregido de muro de corte.....	60
Tabla 2.34	
Derivas inelásticas de muro de corte.....	60
Tabla 2.35	
Configuración de riostras.	61
Tabla 2.36	
Modos de vibrar del modelo de riostras.	63
Tabla 2.37	
Centros de masa y rigidez del modelo de riostras.....	64
Tabla 2.38	
Cortante basal dinámico antes de corregir del modelo de riostras.	65
Tabla 2.39	
Cortante basal dinámico corregido del modelo de riostras.	65
Tabla 2.40	
Derivas inelásticas del modelo de riostras.	66
Tabla 2.41	
Dimensionamiento de Riostra.	68
Tabla 2.42	
Verificación del armado por temperatura y retracción del fraguado de la losa.....	75
Tabla 2.43	
Resumen de secciones del diseño de muros y riostras.	77
Tabla 3.1	
Presupuesto de solución con muros	79

Tabla 3.2	
Presupuesto de solución con riostras.....	80
Tabla 3.3	
Cronograma de solución de riostras.....	81
Tabla 3.4	
Cronograma de solución de muros.....	82
Tabla 3.5	
Comparación de costos de construcción de las soluciones estructurales.....	84
Tabla 3.6	
Comparación de tiempos de construcción de las soluciones estructurales	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	
Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.	4
Figura 1.2	
Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	8
Figura 1.3.	
Cortante de diseño para vigas y columnas.	17
Figura 2.1	
Plantel educativo analizado.	27
Figura 2.2	
Asignación de carga en el software.	34
Figura 2.3	
Espectro de diseño.	36
Figura 2.4	
Asignación de combinaciones en el software.	38
Figura 2.5	
Inercia agrietada en vigas y columnas.	39
Figura 2.6	
Tipo de marco de hormigón.	40
Figura 2.7	
Asignación de diafragmas rígidos por piso.	40
Figura 2.8	
Asignación de la carga sísmica.	41
Figura 2.9	
Asignación del efecto P-Delta.	41
Figura 2.10	
Asignación del efecto P-Delta.	42
Figura 2.11	
Parámetros complementarios de la carga del sismo.	42

Figura 2.12	
Vista en 3D y planta del modelo uno.	49
Figura 2.13	
Vista en 3D y planta del modelo dos.	49
Figura 2.14	
Vista en 3D y planta del modelo tres.	49
Figura 2.15	
Modelo 3D de muros de corte.	57
Figura 2.16	
Modelo 3D de riostras.	63
Figura 2.17	
Verificación de las secciones de concreto para vigas y columnas en el modelo de muros.	69
Figura 2.18	
Verificación de las secciones de concreto para vigas y columnas en el modelo de riostras. ...	70
Figura 2.19	
Cálculo de acero longitudinal para secciones de vigas y columnas en el modelo de muros. ..	70
Figura 2.20	
Cálculo de acero longitudinal para secciones de vigas y columnas en el modelo de riostras..	70
Figura 2.21	
Cálculo de acero transversal para secciones de vigas y columnas en el modelo de muros.	71
Figura 2.22	
Cálculo de acero transversal para secciones de vigas y columnas en el modelo de riostras....	71
Figura 2.23	
Verificación de columna fuerte viga débil del modelo de muros.	72
Figura 2.24	
Verificación de columna fuerte viga débil del modelo de riostras.	72
Figura 2.25	
Verificación de deflexiones.	73
Figura 2.26	
Diseño de la losa con el software Safe 2020.	74

Figura 2.27	
Verificación del armado por temperatura y retracción del fraguado de la losa.....	74
Figura 2.28	
Verificación de esfuerzos de la cimentación para el modelo de riostras.....	76
Figura 3.1	
Modelo BIM de solución con muros.....	78
Figura 3.2	
Modelo BIM de solución con riostras.....	78

ÍNDICE DE ECUACIONES

<i>Ecuación 1</i>	16
<i>Ecuación 2</i>	16
<i>Ecuación 3</i>	18
<i>Ecuación 4</i>	19
<i>Ecuación 5</i>	19
<i>Ecuación 6</i>	20
<i>Ecuación 7</i>	20
<i>Ecuación 8</i>	21
<i>Ecuación 9</i>	21
<i>Ecuación 10</i>	24
<i>Ecuación 11</i>	24
<i>Ecuación 12</i>	24
<i>Ecuación 13</i>	24
<i>Ecuación 14</i>	35
<i>Ecuación 15</i>	43
<i>Ecuación 16</i>	44
<i>Ecuación 17</i>	48
<i>Ecuación 18</i>	57
<i>Ecuación 19</i>	67
<i>Ecuación 20</i>	67

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Análisis de Precios Unitarios.....	89
Anexo 2. Modelo de diseño de vigas para riostras.....	119
Anexo 3. Modelo de diseño de vigas para muros.....	120
Anexo 4. Modelo de diseño de columnas para riostras.....	121
Anexo 5. Modelo de diseño de columnas para muros.....	122
Anexo 6. Modelo de diseño de zapatas aisladas.....	123
Anexo 7. Modelo de diseño de zapatas combinadas.....	126
Anexo 8. Diseño de Riostras.....	128
Anexo 9. Diseño de Muros.....	129
Anexo 10. Planos estructurales de solución con riostras.....	132
Anexo 11. Planos estructurales de solución con muros.....	139
Anexo 12. Videos de los dos primeros modos de vibrar de los distintos modelos en ETABS.....	146

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, las estructuras irregulares son algo común a pesar de vulnerabilidad ante eventos sísmicos. El principal problema de las estructuras irregulares es la torsión natural dado que, en el diafragma de piso durante las acciones sísmicas, se produce movimientos rotacionales del centro de masa con respecto al centro de rigidez por el desfase que existe entre ellos. Causando esfuerzos adicionales en los elementos de los extremos debido a la carga lateral ocasionando daños severos en los elementos estructurales y en el peor de los casos el colapso de esta.

Las actuales normas de la construcción tienen como objetivos: garantizar el nivel de seguridad de vida de los ocupantes y desarrollar un desempeño predecible ante cargas sísmicas. Por lo tanto, las normas y códigos de construcción castigan la capacidad de las estructuras irregulares por su comportamiento deficiente ante movimientos telúricos. Por ejemplo, la NEC utiliza coeficientes de configuración estructural, aumentando el cortante de diseño con el objetivo de dar mayor resistencia a la estructura.

El presente estudio se centra en el análisis estructural de una estructura en forma de “L” vista en planta, la cual presenta un alto porcentaje de torsión debido a su peculiar geometría. Se plantea la búsqueda de diversas soluciones para disminuir la incidencia de torsión ante eventualidades sísmicas, o en los mejores de los casos mitigarla. Compara las distintas soluciones a través de un análisis estructural enfocado en: el periodo, modos de vibrar, derivas inelásticas y centros de rigidez de la estructura. Adicionalmente, se realiza el respectivo análisis de precios unitarios los cuales serán utilizados para el análisis final de costos comparativos para cada solución y un análisis de tiempos detallado con las actividades involucradas y su duración estimada.

Se plantearon tres soluciones que son comunes en el sector constructivo en Ecuador, las cuales son: juntas sísmicas, riostras y muros de corte. Las juntas sísmicas consisten en separar el edificio en estructuras simétricas. Las riostras son elementos diagonales estructurales construidas con perfilera metálica. Los muros de corte son construcciones de hormigón armado y, al igual que las riostras, soporta fuerzas sísmicas.

CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO

1.1 Torsión

Las irregularidades geométricas en una estructura alteran drásticamente la naturaleza y el comportamiento de esta ante las fuerzas sometidas. Uno de los aspectos más preocupantes es la respuesta torsional, la cual se origina debido a las fuerzas horizontales dirigidas hacia el centro de masa provocadas por los movimientos sísmicos. En respuesta a estas fuerzas, se generan esfuerzos cortantes en los elementos verticales orientados hacia el centro de rigidez. Cuando el centro de rigidez y de masa no coinciden, se produce una rotación alrededor del centro de rigidez. A medida que el brazo de torsión aumenta, también lo hace la demanda de esfuerzo cortante en los elementos más distantes del centro de rigidez, lo que puede resultar en fallas estructurales (Aguirre, B., & Flores, P. 2018).

El centro de masa es un punto geométrico dinámico en el cual se aplica la resultante de las fuerzas laterales a la estructura, su ubicación depende de la distribución de masas y de la forma geométrica en planta. El centro de rigidez es el punto dinámico en el cual está aplicado la resultante de los esfuerzos internos perpendiculares a las fuerzas laterales, es decir, donde se aplica la resultante de las fuerzas resistentes a los movimientos externos de la estructura, su ubicación depende de los elementos estructurales y cuanta rigidez aporte cada uno. Las fuerzas resistentes producen desplazamientos y no momentos, por eso el momento torsional se produce respecto al centro de rigidez.

1.2 Diseño sismo resistente de acuerdo con la NEC-15

La Norma Ecuatoriana de la Construcción conocida como la “NEC” recoge varias normativas, las cuales buscan garantizar la calidad constructiva y seguridad a los ocupantes. Por ejemplo, capítulo 2 de la NEC llamado “Peligro sísmico diseño sismo resistente” (NEC-SE-DS) tiene como objetivo principal reducir el riesgo sísmico a niveles de seguridad aceptables, a través del desempeño de la estructural el cual depende de la tasa anual de excedencia del sismo. Las normativas aplican para todas las estructuras y deberán ser cumplidas en todas las etapas de diseño y construcción de manera obligatoria.

La NEC-SE-DS aplica la filosofía basada en desempeño, la cual busca que las estructuras puedan resistir las combinaciones de cargas especificadas por la norma. Presentando derivas inferiores a las admisibles y disipe la energía mediante técnicas de diseño por capacidad o mediante dispositivos de control. Partiendo de sus objetivos expone tres metodologías para el diseño sísmico: diseño basado en fuerzas (DBF), diseño directo basado en desplazamientos (DBD) y el por capacidad que analiza los mecanismos plásticos (NEC-SE-DS, 2015).

El diseño basado en fuerzas consiste en: pre dimensionar y estimar el periodo elástico de la estructura con el análisis de las cargas, evaluar la masa y rigidez de la estructura, definir las fuerzas sísmicas tomando en cuenta la ductilidad y la capacidad de disipación de energía estructural, calcular el periodo fundamental de la estructura, calcular el cortante basal, definir las fuerzas sísmicas partiendo del cortante basal distribuida a lo largo de la altura, aplicar las fuerzas sísmicas en cada piso. Se debe distribuir las fuerzas en los diferentes elementos estructurales considerando los efectos de torsión, fuerzas cortante y momentos, y por último diseño por capacidad de los elementos estructurales (Fernández, J. L. O., 2015).

Las estructuras de uso normal se diseñan para resistir los desplazamientos laterales producto del sismo, considerando respuestas inelásticas, redundancia, sobre resistencia y la ductilidad de la estructura. Existen 2 métodos de análisis para calcular las fuerzas sísmicas laterales: los estáticos o dinámicos. El método dinámico se subdivide en: análisis espectral y análisis paso a paso. El análisis espectral se realiza con un espectro sísmico de respuesta elástico, este representa la aceleración máxima absoluta de la estructura, siendo obligatorio su aplicación para estructuras de tipo irregular (NEC-SE-DS, 2015).

El análisis espectral describe el comportamiento dinámico en términos que describen los parámetros de la resonancia de la estructura como: frecuencia, amortiguamiento y modos de vibrar. A través de un modelo matemático plantea la ecuación del movimiento y supone una forma de respuesta e impone que esta cumpla la ecuación que gobierna el sistema. Ayudando a estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural de mecánica lineal, buscando que una edificación alcance los niveles de desempeño que se requiere ante un sismo

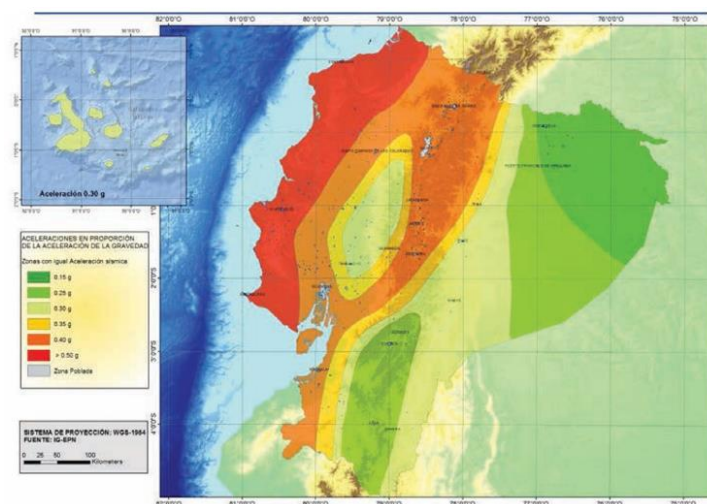
1.3 Peligro sísmico

La NEC evalúa la amenaza sísmica centrándose de manera específica en la respuesta estructural ante los movimientos telúricos mediante espectros de respuesta. Los cuales se obtienen teniendo en cuenta las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y caracterización del suelo de sitio de construcción.

Además, considera el tipo de uso, destino e importancia de la edificación. En el diseño, se emplean espectros de tipo elástico con un 5% de amortiguamiento en relación con el crítico para representar de manera adecuada los efectos dinámicos de las aceleraciones del suelo (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 1.1

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



Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 3.1, pág. 27.

El mapa de zonificación sísmica, es el resultado del estudio del peligro sísmico para un 10% de excedencia del sismo en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno 475 años. Clasifica en 6 zonas al Ecuador con distintos valores de aceleración sísmica expresada en fracción de la aceleración de la gravedad cada una, siendo la menor 0.15g y la mayor 0.50g que es característico del litoral ecuatoriano la zona VI (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 1.1
Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

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

Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 3.1, pág. 27.

Además, dependiendo de la región del Ecuador la NEC-SE-DS normaliza los valores de la relación entre la aceleración espectral y la aceleración máxima de la roca en el periodo de retorno estudiado. Se adoptan los valores de la Tabla 1.2 dependiendo de la región en que se ubica la edificación (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 1.2
Relación de amplificación espectral.

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

Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 3.3, pág. 33.

Los efectos de sitio son considerados por la NEC-SE-DS, la cual establece seis tipos de perfil de suelos que son A, B, C, D, E y F.

Tabla 1.3
Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s

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

Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 3.2, pág. 29.

La clasificación de los perfiles de suelos se usa para escoger los parámetros que represente los efectos de cada uno. Por ejemplo: F_a y F_d influye directamente en la aceleración del suelo, debido a que las ondas sísmicas se amplifican o disminuye dependiendo del tipo de suelo, es decir, la intensidad sísmica aumenta en los sitios en donde el terreno es blando. Mientras que F_s considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que

depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 1.4

Tipo de suelo y Factores de sitio Fa: coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

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

Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 3.2, pág. 31.

Tabla 1.5

Tipo de suelo y Factores de sitio Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

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

Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 3.2, pág. 31.

Tabla 1.6
Tipo de suelo y Factor de sitio F_s : comportamiento no lineal de los suelos.

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

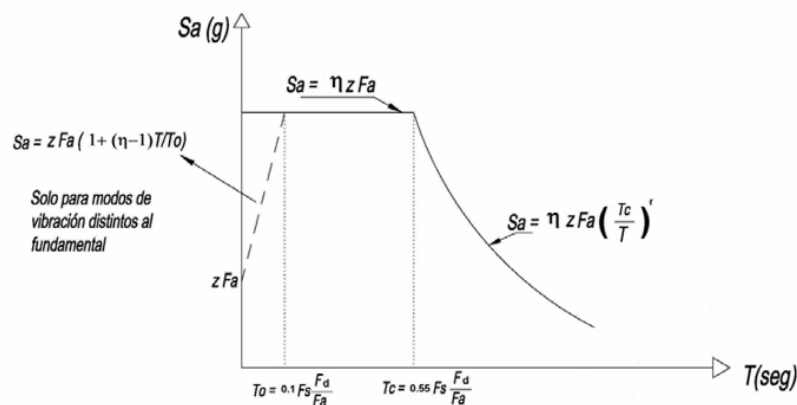
Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 3.2, pág. 32.

1.4 Espectro de respuesta elástico de diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , se expresa en fracción de la aceleración de la gravedad, se realiza con las fórmulas descritas en la Figura 2, en función de los parámetros mencionado anteriormente (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 1.2

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



Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 3.3, pág. 33.

1.5 Espectro de diseño inelástico

El espectro inelástico, el cual se utiliza para evaluar el comportamiento de las estructuras que experimentan deformaciones no lineales, este se obtiene a partir del espectro elástico. Para obtener el espectro inelástico se aplica el factor de reducción de respuesta, conocido como factor de comportamiento o ductilidad el cual reduce las fuerzas elásticas a inelásticas admisibles. Este factor depende de la capacidad de ductilidad de la estructura y se obtiene a partir de los códigos de diseños o investigaciones. La NEC-SE-DS provee el coeficiente R en función del sistema estructural.

Tabla 1.7
Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

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

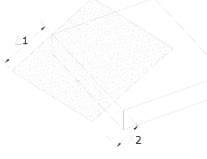
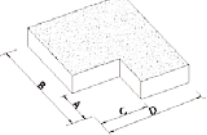
Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 6.3, pág. 64.

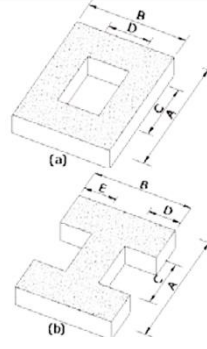
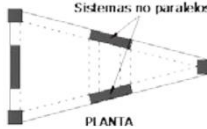
El factor “R” consta del efecto simultaneo de 3 parámetros: ductilidad, sobre resistencia y redundancia. La ductilidad entendida como capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango plástico sin grandes pérdidas de su rigidez y resistencia. Sobre resistencia entendida como la capacidad real de la estructura para soportar cargas más allá de su resistencia teórica. Y por último, la redundancia que es la capacidad de la estructura para distribuir las cargas a pesar de la falla de algunos elementos.

Además, las irregularidades en planta y elevación afectan la estabilidad de la estructura, provocando cambios abruptos en la rigidez y resistencia causando daños a los componentes estructurales debilitando la ductilidad global de la edificación y limitan su capacidad inelástica.

La NEC-SE-DS toma en cuenta el comportamiento deficiente de las estructuras irregulares ante sismos, por ello busca aumentar sus capacidades con coeficientes de configuración estructural. Estos aumentan el valor de cortante de diseño con el fin de dar mayor resistencia a la estructura, a pesar de ello, los coeficientes de configuración estructural no garantizan que la estructura no se comporte de manera deficiente ante movimientos telúricos. (NEC-SE-DS, 2015).

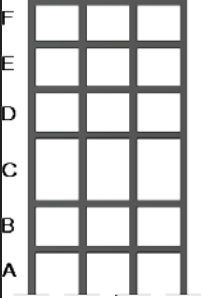
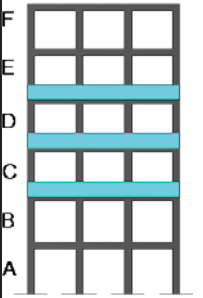
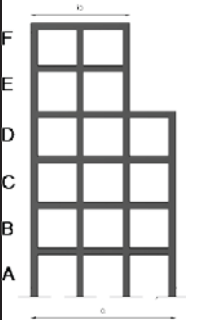
Tabla 1.8
Coefficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional</p> <p>$\phi_{Ei} = 0.9$</p> <p>$\Delta > 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</p> <p>$\phi_{Ei} = 0.9$</p> <p>$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular</p>	

<p>cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso</p> <p>$\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>a) $CxD > 0.5AxB$</p> <p>b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</p> <p>$\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 5.2, pág. 50.

Tabla 1.9
Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible</p> <p>$\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D</p> <p>Rigidez $K_D \geq 0.8 \frac{K_D+K_E+K_F}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa</p> <p>$\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</p> <p>$\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>$a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 5.2, pág. 51.

Por otro parte, según el uso de la estructura, se les asigna un coeficiente de importancia denominado “I”, el cual representa la importancia de permanecer operativa tras sufrir el sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 1.10
Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

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

Fuente: NEC-SE-DS (2015), Capítulo 4.1, pág. 39.

1.6 Participación modal

El modelo tridimensional de la estructura deberá analizar todos los modos de vibrar que acumulen una participación de masa modal acumulada de al menos el 90 % de la masa total de la estructura, en cada dirección analizadas. De ser necesario se puede aumentar la frecuencia de vibración máxima analizada e incluso revisar la configuración estructural del sistema (NEC-SE-DS, 2015).

Los modos de vibrar están asociados a un período de manera individualmente relacionada con una aceleración en el espectro de diseño. Estas afectan la masa de la estructura en función de la matriz de masas sísmicas y definirán las fuerzas sísmicas, su sumatoria corresponderán al cortante basal de la estructura.

1.7 Modos de vibrar

Los modos de vibrar de una estructura son propiedades intrínsecas de cada una, que muestran las formas en las que una estructura se mueve dinámicamente dependiendo de sus propiedades geométricas, elásticas e inerciales. Torres et al. (2021) recomienda que los dos primeros modos de vibración en una estructura sean traslacionales y del tercero en adelante pueden ser rotacionales, esto para que exista una correcta distribución de masas y para que el desempeño de la estructura sea correcto.

Los modos de vibrar deberán ser combinados en una respuesta única que corresponde a la respuesta sísmica del sistema, la combinación de los diferentes modos de vibrar se les conoce como combinación modal. Existen varias formas de combinarlas como: Complete Quadratic Combination (CQC), Square Root of the sum of the Squares (SRSS), el método Absolute (ABS). El método SRSS, usado en la presente tesis, corresponde a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados sin considerar el signo de la respuesta, el método es menos conservador a otros ya que no considera la interacción entre los modos.

1.8 Diseño Sismo Resistente

El diseño estructural sismo resistente de las estructuras estudiadas se basará en la NEC-2015 y ACI 318-19. Sus filosofías de diseño tratan de que la estructura responda en su rango no lineal ante los movimientos telúricos de diseño del suelo con una reducción de su rigidez, evitando reducir su resistencia crítica, y aumentando la capacidad de disipación de energía. El diseño sísmico depende de la categoría del edificio, importante para considerar el nivel de amenaza sísmica, tipo de suelo, ocupación y uso de la estructura (ACI 318, 2019).

La ACI 318 clasifica a las estructuras sismo resistentes a porticadas según su nivel de repuesta inelástica a las fuerzas sísmicas de diseño calculadas. Las clasifica en tres tipos: pórticos ordinarios resistentes a momento, pórticos intermedios resistentes a momentos y pórticos resistentes a momento. La diferencia entre los distintos tipos recae en la cantidad de requisitos

de diseño y detallamiento, buscando incrementar la capacidad de deformación, para garantizar la seguridad de la estructura (ACI 318, 2019).

La estructura analizada se considera como un pórtico especial resistente a momento, con la intención de ofrecer una alta capacidad de deformación dúctil, conexiones rígidas y capacidad para disipar la energía ofreciendo así una mayor seguridad y resistencia durante eventos sísmicos. Por lo tanto, el nivel de detallado debe ser tal que soporte sismos significativos con daños mínimos (ACI 318, 2019).

En el análisis del modelado linealmente elástico del sistema debe actuar fuerzas mayoradas especificadas por el reglamento, además debe tomar en cuenta la interacción de todos los miembros estructurales y no estructurales, ya que estos afectaran la respuesta lineal y no lineal de la estructura ante movimientos sísmicos. Para el cálculo de los desplazamientos lateral se deben suponer que todos los elementos estructurales están fisurados para tener un mejor estimado de la deriva y para el diseño se deben aplicar de factores de reducción de resistencia a los distintos miembros estructurales (ACI 318, 2019).

Tabla 1.11
Factores de reducción de resistencia

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	—
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—

(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	—
(i)	Elementos de concreto simple	0.6	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

Fuente: ACI 318 (2019), Capítulo 21, pág. 405.

1.8.1 Diseño de vigas

Las vigas se diseñan para resistir tanto la flexión, que es la deformación que ocurre cuando una fuerza se aplica perpendicularmente al eje longitudinal y el cortante, que es la fuerza interna que actúa paralelamente a la sección transversal. Las vigas del sistema a porticado tienen que ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas disipando su energía a través de deformaciones dúctiles. En el caso de vigas en volado o de borde no tienen la capacidad para resistir el momento ni las fuerzas sísmicas, por lo que dejan de ser parte del pórtico especial resistente a momento, ya que no tienen la capacidad de disipar la energía (ACI 318, 2019).

Refuerzo longitudinal

El acero longitudinal se diseña con las cargas mayoradas y momentos más desfavorables, deben tener como mínimo 2 barras continuas en la parte inferior y superior, siendo la cuantía máxima de 0.025 esto se hace para evitar el congestionamiento de acero e indirectamente limitar los esfuerzos de cortante en la viga, el acero mínimo debe ser el menor de la ecuación 1 y 2.

$$\frac{0.80 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d \quad (1)$$

$$\frac{14}{f_y} * b_w * d \quad (2)$$

Donde:

$f'c$: Resistencia del concreto a compresión (Kg/cm²) .

f_y : Resistencia a fluencia del acero (Kg/cm²).

b_w : Ancho de la sección (cm).

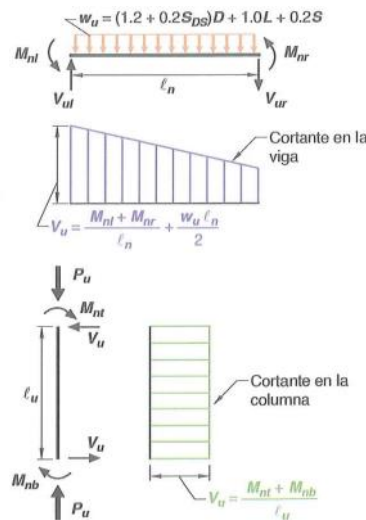
d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm).

El espaciamiento máximo entre las vigas longitudinales no puede ser mayor a 350mm.

Refuerzo transversal

El diseño del refuerzo transversal se debe realizar con el cortante de diseño (V_e), calculado con el momento máximo probable en los nodos y el cortante producido por las cargas gravitacionales mayores.

Figura 1.3.
Cortante de diseño para vigas y columnas.



Fuente: ACI 318 (2019), Capítulo 18, pág. 304.

En el momento probable se le multiplica por 1.25 la resistencia especificada a la fluencia, ya que la resistencia real del acero puede ser mayor a la especificada. Lo que puede llevar al endurecimiento por las deformaciones, generaran rotaciones grandes (ACI 318, 2019).

Según el ACI 318 (2019) los estribos de confinamiento, encierran el núcleo del concreto y da resistencia lateral a las barras longitudinales. En los extremos y lugares con alta probabilidad de fluencia por la alta flexión, la distancia medida desde la cara de la columna no debe ser mayor a dos veces igual a la altura viga o 50mm. La separación entre estribos en estos casos no puede ser mayor al menor de:

- a. Distancia medida desde el extremo superior al centro de la del refuerzo longitudinal, d , de la parte inferior entre $4, d/4$.
- b. Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal o (c) 150 mm. En lugares con baja probabilidad de fluencia del acero, la distancia no debe ser mayor a $d/2$.

1.8.2 Diseño de columnas

Para reducir la posibilidad de un estado de fluencia, las columnas deben ser más resistentes que las vigas que llegan al nudo, evitando la posibilidad la acción inelástica en las columnas. Por este motivo, la resistencia a flexión de las columnas debe ser mayorada 1.2 veces, en comparación a la resistencia a flexión de las vigas que llegan al nodo (ACI 318, 2019). Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con la ecuación 3.

$$\Sigma M_{nc} \geq \frac{6}{5} * M_{nb} \quad (3)$$

Donde:

ΣM_{nc} es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas.

ΣM_{nb} es la suma de los momentos nominales a flexión de las vigas.

Refuerzo longitudinal

La cuantía mínima recomendada por el ACI 318 para columnas es del 1% del área bruta del concreto. Con el objetivo de controlar las deformaciones producidas con el tiempo y evitar que el momento de fisuración exceda el momento de fluencia. La cuantía máxima recomendada por el ACI 318 es del 6% del área bruta del concreto. Con la finalidad de evitar el congestionamiento de acero y el desarrollo de fuerzas cortantes altas (ACI 318, 2019).

Refuerzo transversal

El diseño del acero transversal se diseña con el cortante de diseño (V_e), la cual considera los momentos máximos probables generadas por las fuerzas axiales mayoradas (P_u). La distancia a ser colocada los aceros de refuerzo transversal, medido desde la cara del nodo, no debe ser mayor de: (a) altura de la columna en la cara del nodo, (b) un sexto de la luz libre o (c) 450 mm (ACI 318, 2019).

La separación máxima de los estribos no debe ser mayor al menor de: (a) La cuarta parte del menor lado de la columna, (b) seis veces del menor diámetro del acero longitudinal (c) ecuación 4.

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_s}{3} \right) \quad (4)$$

Donde:

S_o : Separación máxima de estribos (cm).

h_s : Altura de la sección (cm).

Para evitar la pérdida de la resistencia a cargas axiales cuando se produzca un descascaramiento del recubrimiento, y para que columnas puedan soportar derivas de 0.03. El acero mínimo de refuerzo transversal en las dos direcciones de la columna debe cumplir con la Tabla 1.12.

Tabla 1.12

Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.

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

Fuente: ACI 318 (2019), Capítulo 18, pág. 320.

El factor de resistencia del concreto k_f debe cumplir con la ecuación 5 y factor de efectividad del confinamiento k_n debe cumplir con la ecuación 6.

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0 \quad (5)$$

Donde:

k_f : Factor de resistencia del concreto.

f'_c : Resistencia del concreto a compresión (Kg/cm²).

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (6)$$

Donde:

Kn: Factor de efectividad del confinamiento.

nl : número de barras longitudinales localizadas alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos de confinamiento rectilíneos.

El factor Kn sirve para reducir el acero transversal mínimo en las columnas con acero longitudinal lateralmente soportado y que un pequeño espaciamiento entre ellas, dado que tienen una alta efectividad. El factor Kf aumenta el acero transversal para hormigones con $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$ o mayores, para confinarlos adecuadamente y evitar fallas frágiles (ACI 318, 2019).

1.8.3 Diseño de nodos

Las conexiones nodos-columnas de pórticos especiales resistente a momentos son fundamentales para el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. No tendría sentido cuidar la resistencia, rigidez y ductilidad de los miembros estructurales si no están conectados correctamente entre sí. El correcto diseño del nodo garantiza una mayor resistencia del nodo con respecto a los elementos estructurales que une, y su rigidez debe ser suficiente para no alterar la rigidez de los elementos conectados.

Se deben cuidar tres aspectos en el diseño de uniones viga-columnas de pórticos que deben resistir fuerzas sísmicas:

- El confinamiento del concreto en la zona de unión
- El anclaje y la adherencia del refuerzo que atraviesa la junta
- La resistencia a fuerza cortante de la conexión

Para cumplir con los aspectos señalados el anclaje de la viga debe prolongarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más distante y anclarse en tracción. La longitud no debe ser menor a: (a) 8 veces el diámetro de la varilla, (b) 150 mm o (c) ecuación 7. La longitud de desarrollo en tracción de barras o alambres corrugados con un gancho estándar viene definida por la ecuación 7.

$$l_{dh} = \frac{f_y * d_b}{(17 * \lambda * \sqrt{f'c})} \quad (7)$$

Donde:

f_c : Resistencia del concreto a compresión (Kg/cm²).

f_y : Resistencia a fluencia del acero (Kg/cm²).

λ : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano.

l_{dh} : Longitud de desarrollo en tracción de barras o alambres corrugados con un gancho estándar (cm).

d_b : Diámetro nominal de la barra (cm).

En compresión no debe ser mayor a 200mm o las ecuaciones 8 o 9.

$$\left(\frac{0.24 * f_y * \psi_r}{\lambda * \sqrt{f_c}} \right) * d_b \quad (8)$$

$$0.043 * f_y * \psi_r * d_b \quad (9)$$

Donde:

f_c : Resistencia del concreto a compresión (Kg/cm²).

f_y : Resistencia a fluencia del acero (Kg/cm²).

λ : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano.

d_b : Diámetro nominal de la barra (cm).

ψ_r : Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el refuerzo de confinamiento.

Tabla 1.13

Factores de modificación para barras y alambres corrugados a compresión

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano 1	Concreto liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
	Refuerzo encerrado dentro de (1), (2), (3) ó (4): (1) Una espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y paso 100 mm. (3) Estribos de barra No. 13 o alambre MD130 de acuerdo con 25.7.2 espaciado ≤ 100 mm (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias ≤ 100 mm, centro a centro.	0.75

Refuerzo de confinamiento y_r	Otra	1.0
------------------------------------	------	-----

Fuente: ACI 318 (2019), Capítulo 25, pág. 453.

Resistencia al cortante:

La fuerza cortante de diseño (V_e) para el nodo se calcula con los momentos probables de los elementos que llegan al nodo y de los cortante producidos por las fuerzas gravitacionales mayoradas. Y la resistencia nominal del nodo se calcula en base a la tala 18.8.4.3 del ACI 318-19, el cual debe ser mayor a V_e .

Tabla 1.14

Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras.	$1.7 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas.	$1.2 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$
Para otros casos	$1.0 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$

Fuente: ACI 318 (2019), Capítulo 18, pág. 304.

1.8.4 Diseño de losas

Las losas son elementos sometidos a flexión y deben contar con la resistencia correcta para evitar deflexiones o deformaciones excedentes, las cuales pueden ocurrir en condiciones de carga de servicio, que puedan afectar la resistencia o funcionamiento de la estructura.

En el diseño de las losas se debe verificar el no exceder los límites máximos para la deflexión $L/480$, $L/360$ fijado en la tabla 1.15. Se verifica el armado de cada uno de los nervios en función de los esfuerzos a los que estarán sometidos, así como también, se verifica el cumplimiento del armado mínimo.

Tabla 1.15
Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a Lr , S y R	$\ell / 18$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell / 360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$\ell / 480$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell / 240$

Fuente: ACI 318 (2019), Capítulo 24, pág. 472.

1.8.5 Diseño de zapatas

En los modelos planteados se proponen tres tipos de zapatas: zapatas aisladas, combinada y corrida. Las zapatas aisladas se emplean para resistir una sola columna y cuando sus cargas no son excesivamente grandes. Las zapatas corridas utilizadas para la parte inferior de un muro. Las zapatas combinadas se usan cuando dos o más columnas estén muy cerca entre sí para diseñar dos zapatas aisladas (Vallecilla, 2018).

Se realiza el diseño de la cimentación siguiendo las recomendaciones de la NEC-15 y del estudio de suelo realizado. El diseño debe comprobar que las dimensiones sean adecuadas para adsorber los esfuerzos transferidos por las cargas mayoradas de la estructura hacia el suelo. La comprobación se debe hacer bajo condiciones de cargas normales. Cabe indicar que el valor reflejado en el estudio de suelo, y el elegido para el diseño de la cimentación, es un valor conservador debido a la isotropía del suelo.

En el caso de todos los tipos de zapatas se diseñan con el mismo procedimiento: se obtiene la fuerza axial y los momentos tanto en “X” como “Y” del modelo de la estructura con las cargas mayores de servicio. Se determinará el área necesaria para asegurar que la descarga de los esfuerzos de la estructura al suelo sea seguro. Las excentricidades de la carga se deben comprobaran que sean menor a un 1/6 de la longitud de cada lado, con ello se comprobara que la reacción neta del suelo no supere a la capacidad máxima.

Se determina el acero necesario para flexión y el acero mínimo de ellos se escoge el más desfavorable. Posteriormente se determina el cortante en la sección crítica para obtener el cortante que actúa sobre la sección con relación de triángulos y este debe ser menor o igual al cortante resistente, si no lo es se debe aumentar el peralte de la zapata. Finalmente se diseña por punzonamiento calculando con el punzonamiento con el cortante de la sección crítica y este debe ser menor al esfuerzo resistente a corte por punzonamiento. En la ecuación 10 se encuentra el cálculo del área requerida del acero, en la ecuación 11 el cálculo de la cuantía, en la ecuación 12 el cálculo del acero mínimo y en la ecuación 13 cálculo del acero máximo.

$$a = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot f'_c} \quad (10)$$

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \left(1 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (11)$$

$$As^{+min} = \frac{0.85 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot bw \cdot d \quad \text{ó} \quad As^{+min} = \frac{14}{f_y} \cdot bw \cdot d \quad (12)$$

$$As^{+max} = 0.5 \cdot \rho_h \cdot b \cdot d \quad (13)$$

Donde:

a: Área de acero requerida (cm²).

ρ : Cuantía del refuerzo As evaluada sobre el área $b \cdot d$.

b: Ancho de la cara en compresión del miembro (cm).

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm).

f'_c : Resistencia del concreto a compresión (Kg/cm²).

f_y : Resistencia a fluencia del acero (Kg/cm²).

Mu: Momento mayorado en la sección (Kg^f*cm).

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

Asmin: Área mínima de refuerzo de flexión (cm²).

bw: Ancho del alma o diámetro de la sección circular (cm).

1.9 Análisis de costos en construcción

El análisis correcto de costos en proyectos de construcción involucra una comprensión detallada del costo de las distintas variables que componen el gasto final como son: la mano de obra, materiales, equipos, etc., factores que afectan directamente en el costo final de la construcción.

En el caso de la mano de obra factor relevante en los costos finales lo que determina los salarios y beneficios son: disponibilidad y cualificación de la mano de obra, regulaciones laborales y condiciones del mercado (Hinze & Tracey, 2017). Mientras que, en los materiales, otra variable significativa, las variables que son determinantes son: disponibilidad local, la calidad y las fluctuaciones en los precios del mercado (Chua et al., 2019). Además, los equipos y tecnologías de construcción influyen en los costos, ya que ciertos equipos pueden requerir inversiones considerables.

La estimación y control de los costos en proyectos de construcción requieren la aplicación de métodos precisos y adaptados a la complejidad de cada proyecto. La estimación de costos puede llevarse a cabo mediante diversas técnicas, entre las que se incluyen la estimación paramétrica, basada en unidades de obra y la estimación comparativa (Chua et al., 2019).

1.10 Tiempo y programación de proyectos

La confección de tablas o gráficos que presentan los momentos de inicio, duración y finalización de las diversas tareas involucradas en un proyecto se conoce como programación. Este término se emplea para fijar fechas de inicio, intervalos de duración y fechas de conclusión de las distintas actividades que componen la ejecución de un proyecto, considerando la interconexión entre ellas y estableciendo, en última instancia, el plazo global de ejecución del proyecto.

En cuanto al proceso de programación, el equipo encargado de la planificación requiere un conocimiento minucioso del proyecto, abarcando aspectos como planillas de locales, especificaciones técnicas, cómputos métricos, características del entorno y del terreno, accesos, condiciones climáticas, recursos disponibles, entre otros. Este proceso implica diversas etapas, que incluyen análisis, síntesis (con sus partes conceptuales, esquema, propuesta, cuantificaciones), evaluación crítica, retroceso y repetición.

El proceso de programación se inicia con el análisis y desglose de la obra en sus elementos esenciales, tales como estructuras, sistemas y sectores clave. Se propone tentativamente un orden de ejecución basado en el sistema constructivo proyectado. Los cálculos de tiempos se realizan posteriormente a la formulación de esquemas y propuestas, teniendo en cuenta aspectos como la duración de cada tarea, las cantidades a realizar y el rendimiento, que engloba factores como la productividad de la mano de obra, condiciones laborales, herramientas, variación de la capacidad del personal, composición de la cuadrilla, mecanización del trabajo, uso de equipos adecuados y el factor de escala (Palate Moyolema, 2012).

CAPÍTULO 2: METODOLOGÍA

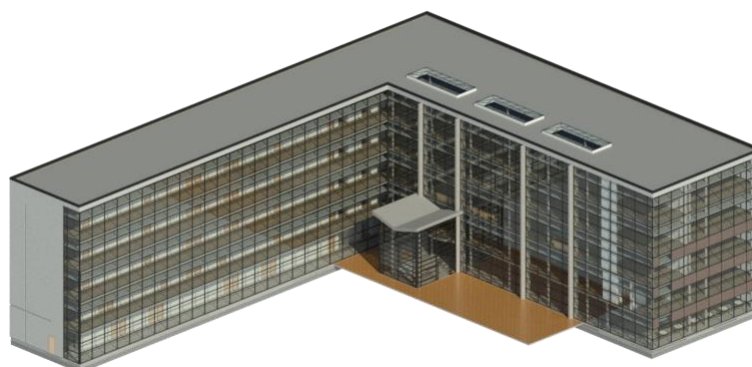
2.1 Ubicación y definición del proyecto

Se planteó un edificio teórico conformado por losas aligeradas en dos direcciones, columnas y vigas resistente a momentos, que componen una estructura con pórticos especiales sismos resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas. Resistente a cargas gravitacionales y sísmicas ubicado en la ciudad de Cuenca, Ecuador, en el sector "El Arenal". La estructura presenta un diseño arquitectónico asimétrico, tiene una geometría irregular en forma de "L" vista desde planta y una elevación regular. Comúnmente este tipo de edificios se usa por las instituciones educativas en el Ecuador.

La edificación consta de 4 pisos y una cubierta inaccesible, cada piso uno con un área aproximada de 620 m², destinada para uso educativo. Los pisos y cubiertas son losas aligeradas en dos direcciones, con una distancia de 3.8 m entre estas. Existe tres aberturas en cada piso, donde dos son usadas para escaleras fijas y la tercera para la iluminación natural al edificio. En la cubierta existen 2 aberturas para dar iluminación natural al edificio.

Esta edificación tiende a entrar en la categoría de estructura irregular por los parámetros previamente mencionados y en base en la configuración estructural descrita en la NEC-SE-DS. Esta clasificación es importante ya que definen los coeficientes de irregularidad en planta y elevación, y por su tipo de ocupación, se define el factor de importancia relativo a los daños estructurales que puede sufrir la estructura. Todos estos factores son importantes para la construcción del espectro de diseño.

Figura 2.1
Plantel educativo analizado.



Fuente: Elaboración propia.

2.2 Zonificación geotécnica y espectro de diseño

La ciudad de Cuenca, lugar de ubicación del edificio teórico, tiene una caracterización de peligro sísmico “alta”, con un factor de aceleración máxima en roca (Z) de 0.25 según la tabla 1 que describe los posibles valores del factor Z . El suelo donde se asienta la estructura son terrazas aluviales, es decir la mayoría de los depósitos fueron arrastrados de zonas altas por el agua de las precipitaciones. Según estudios realizados en el suelo, clasifica s este como un suelo tipo C (Suelo muy denso o roca blanda) de acuerdo a la tabla 2 la cual explica la clasificación de los perfiles de suelo.

Las características de la estructura, su uso, zonificación asignada y caracterización del suelo influyen directamente en los factores que establece la NEC-SE-DS para la construcción de los espectros.

2.3 Unidades

En el proceso de modelación, diseño y análisis se usa el valor de la gravedad igual a 9.8 m/s^2 , permitido por la NEC. En el análisis estructural se utilizaron las mismas unidades con las que trabaja la NEC, luego en el diseño de los elementos se usaron otras unidades por la familiaridad que se tiene con estas unidades pero que también están permitidas por la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC) y el “American Concrete Institute” (ACI).

Tabla 2.1
Unidades de medida.

Medida	Análisis estructural	Diseño	Análisis alterno
Longitud	cm	cm	m
Área	cm^2	m^2	m^2
Tiempo	s	s	s
Carga	kg	kN	Ton

Fuente: Elaboración propia.

2.4 Propiedades de los materiales

Los modelos matemáticos del edificio teórico tienen elementos estructurales de hormigón armado, que cumplen con los requisitos de resistencia norma y dentro de los límites permisibles de la normativa. Las propiedades de los materiales utilizados en los modelos estructurales se indican en la tabla 2.2.

Tabla 2.2
Propiedades de materiales utilizados.

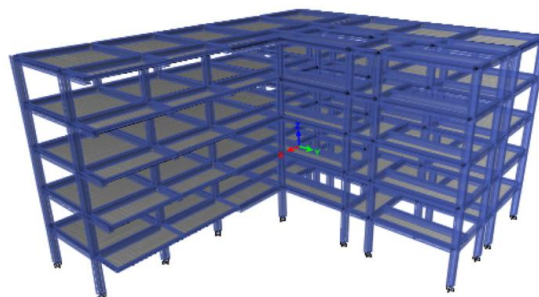
Hormigón		Acero de refuerzo	
Resistencia a compresión	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Grado	ASTM A615 Gr 60
Módulo de elasticidad	$E_c = 252671.33 \text{ kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad	$E_a = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico	$\gamma_h = 2400 \text{ kg/m}^3$	Peso específico	$\gamma_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
Módulo de Poisson	$\nu_h = 0.2$	Tensión de fluencia	4200 kg/cm^2
Módulo de corte	72457.08 kg/cm^2	Tensión de ruptura	6300 kg/cm^2

Fuente: Elaboración propia.

2.5 Predimensionamiento estructural

El diseño de la estructura consiste en un sistema de pórticos sismorresistentes, con columnas de sección cuadrangular y vigas rectangulares en ambos sentidos. El sentido de los ejes “x” y “y” se seleccionó de acuerdo con los planos arquitectónicos. Además, para los pisos superiores se optó por una losa alivianada en dos direcciones.

Tabla 2.3
Plantel educativo analizado.



Fuente: Elaboración propia.

El prediseño de los elementos estructuras, se realiza en base a las recomendaciones dadas por los códigos de la construcción la NEC-HS-DS y ACI 318.

2.5.1 Losas

El prediseño de la losa se hizo considerando las recomendaciones del capítulo 8 del ACI 318, donde propone espesores mínimos sin considerar las cargas y el módulo de elasticidad del concreto, que se especifica en la tabla 12. Esta tabla es aplicable siempre y cuando la losa no contenga cargas permanentes altas o que este construida con un concreto de módulo de elasticidad significativamente bajo, el módulo de fluencia del acero de refuerzo debe ser mayor a 550 Mpa. La losa planteada cumple con todas las condiciones para aplicar la tabla del ACI.

Tabla 2.4

Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores.

f_y MPa [2]	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paneles Exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de Borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
280	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
420	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$
550	$\frac{l_n}{27}$	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$

* l_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (mm)

Fuente: ACI 318 (2019), Capítulo 8, pág. 105.

2.5.2 Vigas

En el predimensionamiento de las vigas se tomó en cuenta, las recomendaciones dadas para pórticos especiales resistentes a momentos en el capítulo 9 del ACI 318 donde se indica lo siguiente:

- Que la separación entre los apoyos laterales no debe exceder 50 veces el ancho de la cara de compresión.
- La distancia entre las caras de las columnas de la viga debe ser menor que 4 veces d , la altura restada el recubrimiento del acero, ni menor a lo recomendado por el ACI expuesto en la tabla 13.

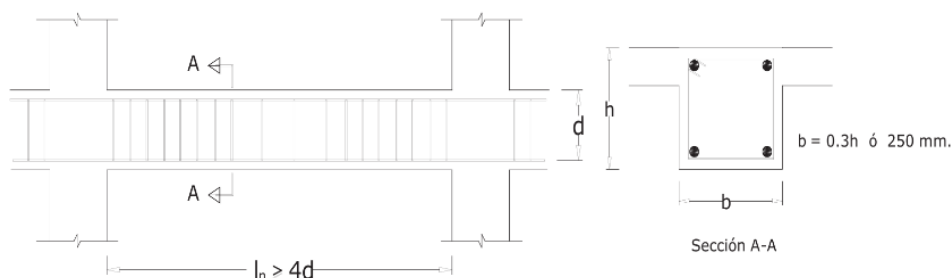
Tabla 2.5
Altura mínima de vigas no preesforzadas.

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$
[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.	

Fuente: ACI 318 (2019), Capítulo 9, pág. 133.

- El ancho mínimo de la viga debe ser de 25cm o el 30% de su altura (h), se elige el mayor valor de los dos como el ancho mínimo.

Tabla 2.6
Características de los elementos a flexión



Fuente: NEC-SE-HM (2015), Capítulo 4.2, pág. 44.

Todo lo mencionado anteriormente se considera con el fin de prevenir que la ductilidad de la viga se vea limitada por los problemas de pandeo lateral dados por una esbeltez excesiva, y para asegurar que las vigas tengan una zona de compresión para lograr un núcleo confinado que pueda elevar la ductilidad de esta.

2.5.3 Columnas

El prediseño de las columnas se basó en las características que deben cumplir las columnas de pórticos rígidos según el ACI 318 y la NEC-SE-HM:

- La razón entre la base y la altura debe ser mayor o igual a 0.4.
- La altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.
- La cara menor no puede ser menor a 30 cm.
- El área mínima de columna es de 900 cm².

Los requisitos mínimos descritos pretenden evitar problemas de pandeos que reduzcan la ductilidad de las columnas, por ejemplo, la base mínima tiene como objetivo asegurar un tamaño mínimo para el confinamiento del núcleo, descontados los recubrimientos, que puedan mantener una capacidad significativa a carga axial, aunque haya fallado el concreto del recubrimiento.

Tabla 2.7
Dimensiones de elementos predimensionados.

Predimensionamiento de elementos estructurales			
Elemento	Espesor (cm)	Alto (cm)	Ancho (cm)
Columnas	----	50	50
Vigas	----	50	40
Losa	20	----	----

Fuente: Elaboración propia.

2.6 Cargas gravitacionales

Para la asignación de estas cargas se siguió los parámetros establecidos por la NEC Cargas no Sísmicas (NEC-SE-CG), la cual clasifica las cargas en tres tipos de cargas: viva, muerta y accidentales. Estas cargas se determinan en base a las tablas proporcionadas en el apéndice de la NEC-SE-CG.

Las cargas muertas (D) son los de los elementos estructurales que actúan constantemente sobre la estructura, como: peso propio, paredes, losa, recubrimiento, etc. Para asignar este tipo de cargas en el software de modelamiento estructural ETABS se calcularon los pesos de los componentes no estructurales como: recubrimiento, bloques alivianados para la losa, etc. El peso de los componentes estructurales los considerara propiamente el software ETABS.

En el caso de las paredes de placa de yeso, al estar construidas sobre la loseta y no sobre las vigas, distribuyen su peso por toda el área de la losa. La mampostería de bloque, sobre las vigas, distribuye su peso a lo largo de estas, igual que la estructura de acero y vidrio distribuida en el perímetro del edificio según la parte arquitectónica. En las vigas que soportan las escaleras, se distribuyó de forma lineal el peso muerto de éstas.

En el caso de la carga viva (L) comprende todo lo que puede moverse, retirarse o circular en el interior de la estructura. Estos valores dependen del tipo de ocupación y uso de la estructura.

Finalmente, las cargas accidentales son las que pueden aparecer en algún momento de la vida útil del edificio y duran lapsos cortos en comparación con las cargas mencionadas anteriormente, como el granizo (S). Esta carga adopto directamente el valor de 1.0 kN/m² como se establece en el capítulo 3.2.5 de la NEC-SE-CG para cubiertas con pendientes inferiores al 5%.

Tabla 2.8
Cargas por área actuantes en la estructura.

Cargas por área actuantes sobre la estructura (kN/ m ²)				
Tipo de carga	Aulas	Corredores 1er piso	Corredores 2do piso	Cubierta
Carga Viva	2	4.8	4	0.7
Carga muerta	2.764	2.764	2.764	2.22
Carga accidental	---	---	---	1

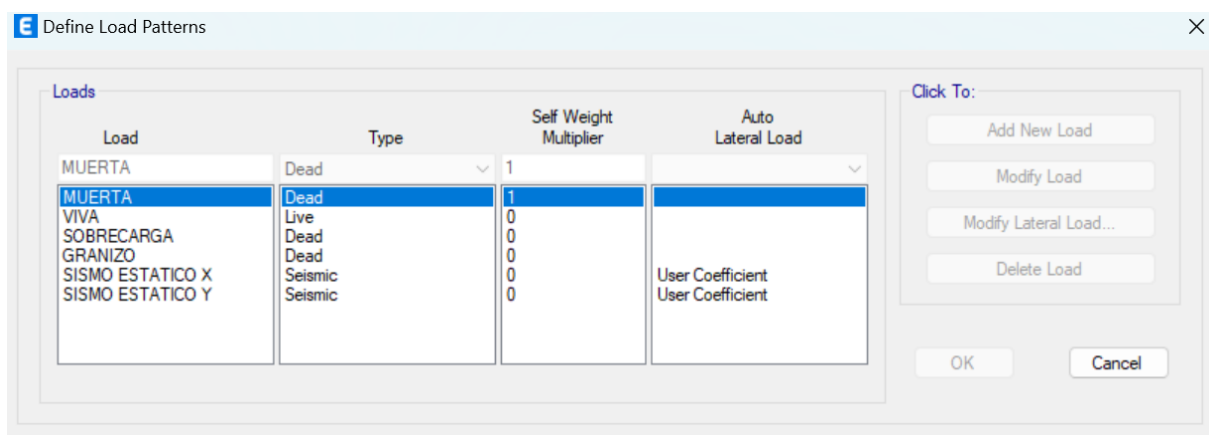
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.9
Cargas lineales actuantes en la estructura.

Cargas lineales actuantes sobre la estructura (kN/m)			
Tipo de carga	Escaleras	Mampostería de bloque	Muro de cortina
Carga Viva	24.035	---	---
Carga muerta	24.87	4.19	2.05

Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.2
Asignación de carga en el software.



Fuente: Elaboración propia.

2.7 Cargas sísmicas

Son las acciones producto de un sismo, el cual induce movimiento a la estructura del edificio. La estructura dependiendo de la tasa de excedencia anual del sismo debe disipar la energía de este con cierto daño nivel, como se indica en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10
Síntesis de la filosofía de diseño

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Fuente: NEC-HS-DS (2015), Capítulo 4.2, pág. 41.

2.7.1 Carga sísmica estática

La fuerza horizontal total que actúa sobre la estructura se calcula para un sismo severo, que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años. El cortante basal total de diseño se calcula con la ecuación 14.

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W \quad (14)$$

Donde:

V: Cortante basal total de diseño.

I: Coeficiente de importancia.

S_a: Espectro de diseño en aceleración.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

φ_P: Coeficiente de configuración en planta.

φ_E: Coeficiente de configuración en elevación.

W: Carga sísmica reactiva.

2.7.2 Carga sísmica dinámica

Esta carga genera movimientos y vibraciones en la estructura, a diferencia de la carga estática que permanece o aparece y desaparece de forma gradual, sin cambio en su forma y magnitud. Se le representa a través de un espectro de diseño, lo que es una interpretación sintetizada de las aceleraciones que pueden llegar a ocurrir en el sitio de construcción. Para la elaboración del espectro utilizamos las siguientes expresiones de la figura 2.

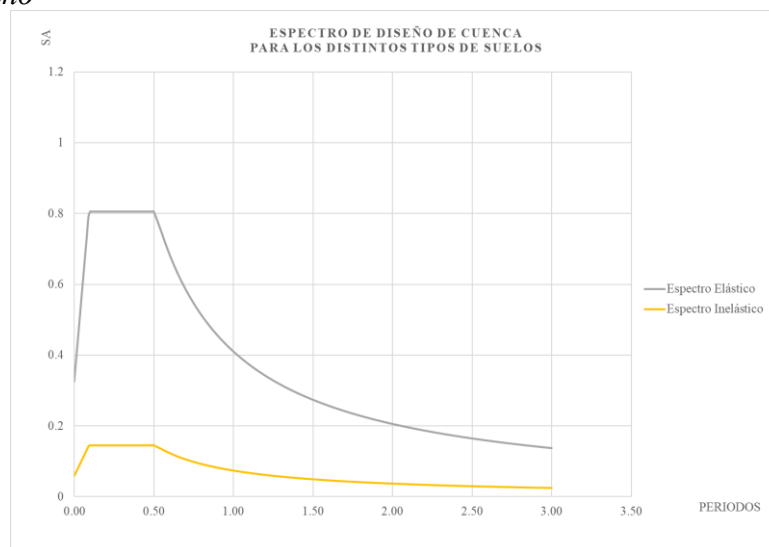
Todos los coeficientes señalados para la elaboración de los espectros elástico e inelástico se especifican en la Tabla 2.11 Parámetros para el espectro de diseño..

Tabla 2.11
Parámetros para el espectro de diseño.

PARAMETRO	VARIABLE	VALOR	REFERENCIA
Zonificación Sísmica		II	
Región del Ecuador		Sierra	
Ciudad		Cuenca	
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.25	Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada
Relación de amplificación espectral	N	2.48	Tabla 2. Relación de amplificación espectral
Tipo de perfil		C	Tabla 3. Clasificación de los perfiles de suelo
Factor de sitio Fa	Fa	1.3	Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa
Factor de sitio Fd	Fd	1.28	Tabla 5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd
Factor de comportamiento inelástico suelo	Fs	0.94	Tabla 6. Tipo de suelo y Factor de sitio Fs
Factor de reducción de respuesta	R	8	Tabla 7. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles
Factor de irregularidad de planta	φ_p	0.9	Tabla 8. Coeficientes de irregularidad en planta
Factor de irregularidad de elevación	φ_e	0.9	Tabla 9. Coeficientes de irregularidad en elevación
Factor de importancia	I	1.3	Tabla 10. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.3
Espectro de diseño



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.12
Factores de escala a usar en los espectros.

	Sismo en dirección X	Sismo en dirección Y
U1	1	0.30
U2	0.3	1

Fuente: Elaboración propia.

2.8 Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga de diseño de los elementos estructurales de los bloques de aulas están dadas por la NEC (2015), en su capítulo NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), y por el código de diseño ACI 318-19.

Tabla 2.13
Combinaciones de carga.

Combinación 1	$U1 = 1.4D$
Combinación 2	$U2 = 1.2D + 1.6L$
Combinación 3	$U3 = 1.2D + 1.0L \pm 1.0Sx$
Combinación 4	$U4 = 1.2D + 1.0L \pm 1.0Sy$
Combinación 5	$U5 = 0.9D \pm 1.0Sx$
Combinación 6	$U6 = 0.9D \pm 1.0Sy$

Fuente: NEC-HS-CG (2015), Capítulo 3.4, pág. 19.

Donde:

D= Cargas de peso propio de la estructura y cargas permanentes adicionales

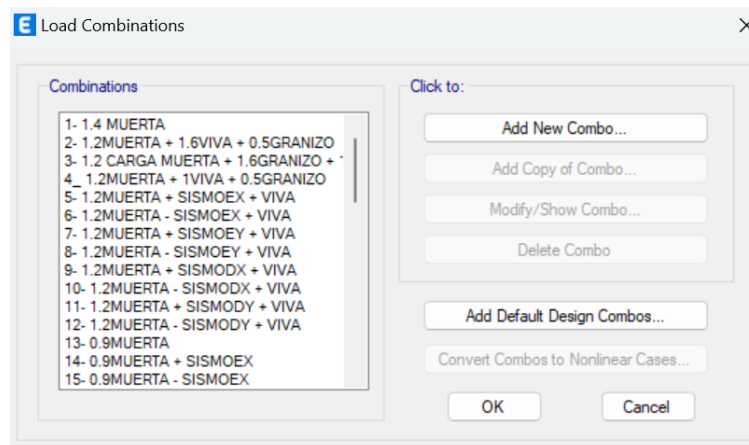
L= sobrecargas de uso definidas de acuerdo con la NEC2015

Sx= sollicitación sísmica reducida en la dirección X incluyendo el efecto de la torsión accidental

Sy= sollicitación sísmica reducida en la dirección Y incluyendo el efecto de la torsión accidental

En el caso de las combinaciones que tienen sismo se realizaron, las combinaciones en el sentido positivo y negativo, tanto con el sismo estático y dinámico.

Figura 2.4
Asignación de combinaciones en el software.



Fuente: Elaboración propia.

2.9 Modelo en ETABS

Se realiza un modelo matemático para realizar el análisis y diseño de los elementos estructurales considerando a la estructura principal, la cual se muestra en la figura 4 con el modelo tridimensional de la estructura teórica. En el modelo se generaron 1308 grados de libertad y se asume que todos los elementos tienen comportamiento lineal elástico. Las losas se modelan con elementos finitos rectangulares, mientras que las vigas y las columnas se modelan con elementos uniaxiales de comportamiento dominado por flexión y fuerzas axiales.

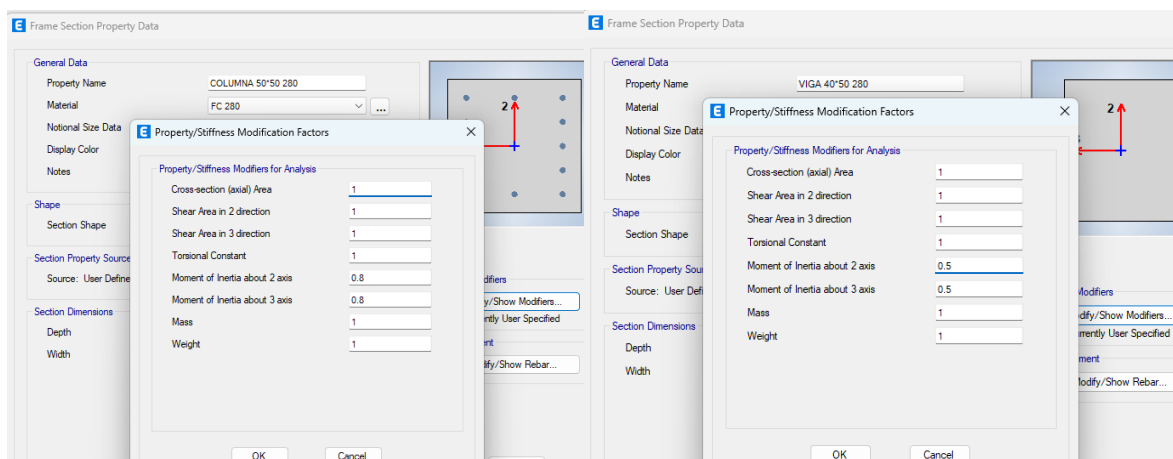
Al ser una estructura irregular, para el análisis dinámico se utiliza un modelo tridimensional, como lo dicta la NEC-SE-DS. Se modela en el software de cálculo estructural ETABS, siguiendo la misma configuración arquitectónica, incluyendo todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente y la distribución espacial de masa y rigidez, buscando capturar las características más significativas de la estructura para ser lo más realista a la hora de hacer el análisis. Para el diseño análisis y diseño estructural se usará el análisis dinámico elástico espectral descrito en el capítulo tres de la NEC-SE-DS.

Las dimensiones geométricas de los elementos estructurales considerados en el modelo, al inicio, se obtuvieron de un predimensionamiento, las cuales serán verificadas cada una de ellas en el diseño estructural, con el objetivo de obtener las secciones finales que serán propuestas en los planos estructurales de construcción.

El modelo tridimensional se realizó siguiendo en el manual “Diseño sismo resistente de edificios utilizando el programa ETABS”, escrito por el Ing. Marcelo Guerra A., y el Ing. Daniel Chacón S., esta es una guía para el uso del programa con base al análisis estático y dinámico de las estructuras. A continuación, se describe lo más destacable del modelado:

- Para el cálculo de las rigideces y de las derivas máximas se utilizó los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales: 0.5 para las vigas, 0.8 para las columnas y 0.6 para los muros estructurales (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 2.5
Inercia agrietada en vigas y columnas.



Fuente: Elaboración propia.

- No se modeló las escaleras ya que rigidizaban la estructura, cosa que no va a pasar en la realidad, por ello se aplicó la carga viva y muerta de la escalera en las vigas de apoyo distribuida de forma lineal.
- Las vigas en voladizo, borde y las de apoyo para las escaleras se les cambiaron el tipo de sistema, de pórticos especiales resistentes a momentos a pórticos ordinarios, ya que estos elementos no oponen resistencia a las fuerzas horizontales del sismo. Porque no se deforman ante esto por ello no pueden disipar la energía. Por esta razón no alcanzarán su capacidad máxima inelástica o incursionarán en el rango inelástico.

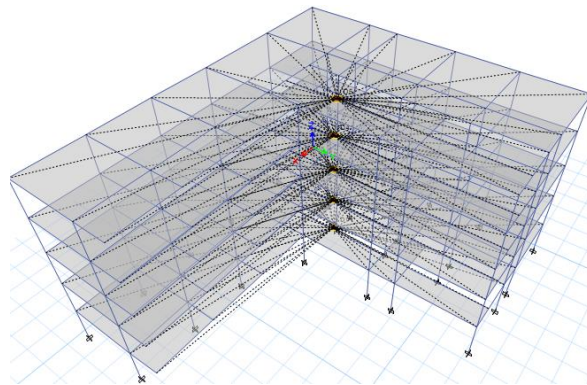
Figura 2.6
Tipo de marco de hormigón.

Item	Value
1 Current Design Section	VIGA BORDE 280
2 Framing Type	Sway Ordinary
3 Live Load Reduction Factor	1
4 Unbraced Length Ratio (Major)	0.960317
5 Unbraced Length Ratio (Minor)	0.960317
6 Consider Torsion?	Program Determined

Fuente: Elaboración propia.

- Se utilizo un diafragma rígido para cada piso, para ejemplificar una rigidez infinita en el plano buscando que se mueva cada planta como un cuerpo rígido, conduciendo a la ausencia de fuerzas axiales, corte y momentos dentro del diafragma.

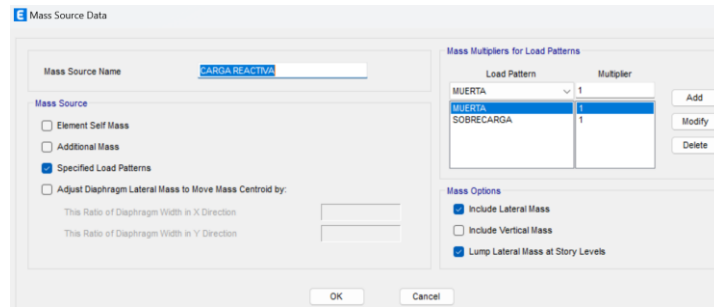
Figura 2.7
Asignación de diafragmas rígidos por piso.



Fuente: Elaboración propia.

- La carga sísmica (W) representa la carga reactiva por sismo, W es igual a la carga muerta total de la estructura (D) (NEC-SE-DS, 2015).

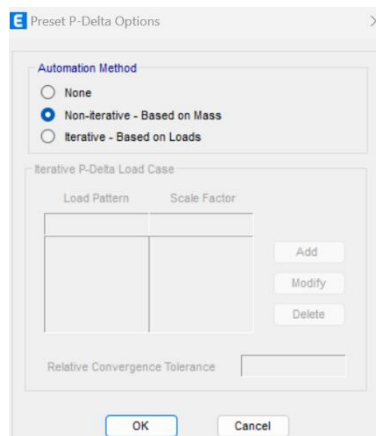
Figura 2.8
Asignación de la carga sísmica.



Fuente: Elaboración propia.

- Los efectos de segundo orden P-Delta, se aplicó la opción “No interactivo basado en masa”, para que la carga se calcula automáticamente basado en la masa de cada nivel, teniendo un diafragma único por piso. Al ser un método aproximado por lo que no requiere una solución interactiva, lo que le hace un cálculo más rápido.

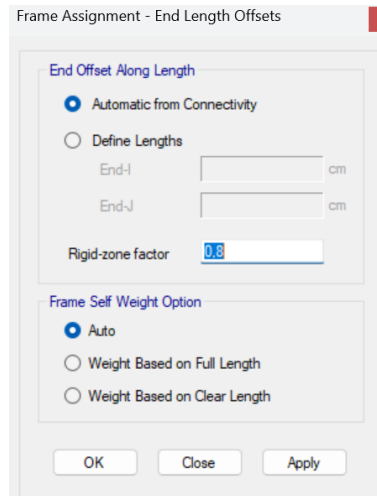
Figura 2.9
Asignación del efecto P-Delta.



Fuente: Elaboración propia.

- En los nodos se aplicó un factor de rigidez de 0.8, para tener desplazamientos y demandas de cortantes lo más certeros posibles, pues si no se consideraba un factor de rigidez, los desplazamientos se estarían sobreestimando y subestimando las demandas de los cortantes en los nodos, y caso contrario pasaría si consideramos un factor de nodo igual a 1.

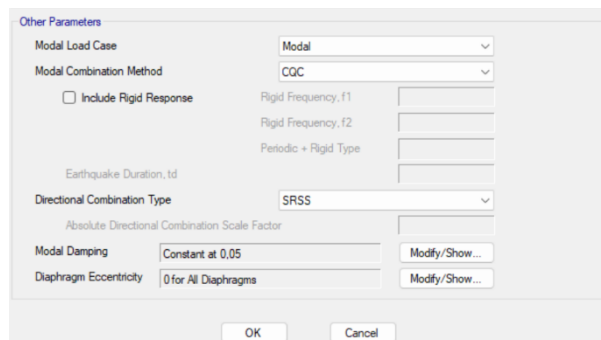
Figura 2.10
Asignación del efecto P-Delta.



Fuente: Elaboración propia.

- La base del edificio se consideró en el nivel cero de la estructura.
- La superposición de los valores máximos modales espectrales se realiza mediante el método CQC, empleando una razón de amortiguamiento constante para todos los modos de vibrar igual a 0.05. En todos los casos se consideró al menos el 5% de la excentricidad en el diafragma.

Figura 2.11
Parámetros complementarios de la carga del sismo.



Fuente: Elaboración propia.

2.10 Análisis estructural

En todos los casos, el primer paso será analizar el periodo de la estructura en ETABS y se comparará con el periodo calculado con la formulada dada por la NEC-SE-DS. El periodo dado por el modelado, que considera las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos estructurales, no debe exceder en un 30% al periodo calculado con la fórmula de la normativa (NEC-SE-DS, 2015). En la fórmula 15 Se indica como se calcula el periodo de vibración de la estructura según el método 1 de la NEC-SE-DS.

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (15)$$

Donde:

Ct = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura (m)

T: Periodo de vibración

Tabla 2.14

Coeficientes para el cálculo del periodo de la estructura.

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

Fuente: NEC-HS-DS (2015), Capítulo 6.3, pág. 62.

Una vez con el periodo se realizará el cálculo de los factores y coeficientes de entrada para el sismo estático. El coeficiente de corte base (C), depende de la dirección el cual multiplica el peso del edificio dando el cortante sísmico lateral de la base en la dirección especificada. El exponente de la altura del edificio (k), este sirve como exponente de la altura del edificio al

determinar la distribución del corte de la base sobre la altura del edificio (Computers & Structures, Inc., INC., 2016).

Tabla 2.15
Fórmulas para determinar k.

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

Fuente: NEC-HS-DS (2015), Capítulo 6.3, pág. 67.

Como segundo paso, la participación de las masas modales analizadas acumulada debe ser al menos un 90 % de la masa total de la estructura (NEC-SE-DS, 2015). Los dos primeros modos de vibrar de la estructura deben ser traslacionales, como recomienda la NEC-SE-DS. La incidencia de la torsión no debe superar el 20 %, para evitar fuerzas y desplazamientos adicionales en los resistentes a fuerzas laterales (Rueda et al., 2005).

Posteriormente se examinan las derivas inelásticas, calculadas con las fórmulas de la NEC-SE-DS, verificando que sean inferiores a 0.02 que es el máximo permitido por la norma para estructuras de hormigón armado.

El calculo de las derivas inelásticas se debe realizar con las derivas que se obtengan al aplicar el espectro inelástico y ser calculada con la fórmula 16. Pero antes de eso se debe corregir el cortante dinámico, este no debe ser menor al 85 % del cortante basal estático para estructuras irregulares.

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E \quad (16)$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

Δ_E : Deriva obtenida por la aplicación del espectro inelástico

R: Factor de reducción de resistencia

Todo el proceso mencionado se hace con el objetivo de saber que tanto afecta la asimetría en planta a la estructura y como se pueden llegar a resolver o contrarrestar sus efectos. Una vez descrito el proceso de análisis estructural a seguir en todos los casos. Se describe el análisis de la estructura inicial.

2.10.1 Periodo

El periodo calculado con las fórmulas de la NEC 2015 dio un valor de $T_1 = 0.778 \text{seg.}$ calculado por el primer método, la estructura tiene una altura máxima de 19m y los valores de los coeficientes son los siguientes: $C_t = 0.055$, $\alpha = 0.9$. El periodo máximo (T_2) calculado por el método 2 dio de $T_2 = 1.012 \text{seg.}$

El valor del periodo del modelo casi duplica el valor (T_1) y superando ampliamente el periodo máximo (T_2) permitido por la NEC, esto significa que la estructura es muy flexible y necesita ser rigidizada.

El segundo punto es que los dos primeros modos de vibrar son traslacionales, cumplen con la norma, pero el primer modo de vibrar tiene un alto porcentaje de torsión, lo que significa que los elementos estructurales están sometidos a grandes esfuerzos y desplazamientos. Por lo que las secciones de los elementos estructurales y el acero de refuerzo deben ser grandes para contrarrestar el efecto torsional

2.10.2 Modos de vibrar

Se debe destacar que en modelado 3D se están analizando 12 modos de vibrar, en la tabla solo están los 6 primeros ya que estos cumplen con el 90% de la masa sísmica total en cada dirección. Y los primeros 2 modos de vibrar son de interés para comprobar la incidencia de torsión en la estructura.

Tabla 2.16
Participación modal de la masa.

Modos de vibrar de las estructuras								
Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	% Torsión
1	1.219	0.1001	0.4833	0.1001	0.4833	0.2407	0.2407	22.61
2	1.13	0.6471	0.1734	0.7472	0.6567	0.0054	0.2461	0.65
3	0.997	0.0783	0.1696	0.8255	0.8263	0.5783	0.8244	41.17
4	0.374	0.0141	0.0637	0.8397	0.89	0.0293	0.8537	21.48
5	0.351	0.084	0.0237	0.9236	0.9137	0.0005	0.8542	0.46
6	0.311	0.0107	0.0192	0.9343	0.933	0.0778	0.932	41.94

Fuente: Elaboración propia.

2.10.3 Centros de masa y rigidez

La incidencia alta de la torsión en la estructura se debe a que no coinciden los centros de masa y rigidez, lo que provoca que se genere un brazo de palanca entre los centros, haciendo que gire el centro de masa con respecto al centro de rigidez. Como se observa el brazo de palanca entre los dos centros en promedio es de 69cm, lo que causa la torsión en el edificio.

Tabla 2.17
Centros de masa y rigidez.

Centros de rigidez y masa								
Piso	Diafragma	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ΔX	ΔY	$\Delta X-\Delta Y$
		cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Story1	D1	1376.111	1318.575	1241.301	1435.223	134.81	116.648	18.162
Story2	D2	1387.237	1315.926	1194.485	1456.866	192.752	140.94	51.812
Story3	D3	1387.237	1315.926	1174.633	1460.838	212.604	144.912	67.692
Story4	D4	1382.433	1317.377	1164.753	1456.069	217.68	138.692	78.988
Story5	D5	1388.767	1343.925	1156.839	1448.21	231.928	104.285	127.643
Desplazamiento promedio por piso								68.8594

Fuente: Elaboración propia.

2.10.4 Derivas elásticas

Las derivas del edificio son superiores a los permitidos por la norma, y su mayor deriva se presenta en el eje “Y”, esto se da por que este eje es el más débil, con menor rigidez, ya que tiene menos vigas y columnas.

Tabla 2.18
Centros de masa y rigidez.

Piso	Dirección	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva máxima
Piso 2	Sismo X	0.005686	0.034116	0.02
Piso 2	Sismo Y	0.006871	0.041226	0.02

Fuente: Elaboración propia.

2.10.5 Conclusiones

La estructura necesita mayor estabilidad y rigidez para poder resistir las fuerzas y efectos provocadas por los sismos. Como se observó el periodo y las derivas superan lo permitido en la NEC-15, por estos motivos se deben buscar elementos que den mayor rigidez a la estructura o que absorban la energía de los movimientos sísmicos evitando que se disipé en los elementos estructurales a través de deformaciones inelásticas, produciendo daños considerables a la estructura.

La rigidez equivalente de una estructura no solamente puede ser modificada con el aumento de la sección transversal de las columnas o aumentando el módulo de elasticidad del material, sino también con elementos como riostras de pandeo restringido o mecanismos similares (Contreras Bejarano et al.,2023).

Como menciona Contreras Bejarano et al. (2023) el aumento de rigidez se puede lograr a través de sistemas estructurales como: juntas sísmicas, riostras a compresión, muros de corte, aisladores sísmicos, disipadores de energía, etc. Las juntas ayudan a generar simetría en planta haciendo coincidir los centros de masa y rigidez. Las riostras y muro de corte dan mayor rigidez, en el caso de los muros de corte y riostras. Esto ayuda a disminuir la torsión y por ende las solicitaciones a las cuales están sometidos los elementos estructurales. Mientras que los aisladores sísmicos y disipadores de energía, lo que hacen es permitir deformarse el edificio de forma elástica para disipar la energía evitando daños en esta.

En el edificio planteado es necesario plantear sistemas estructurales, caso contrario las dimensiones de los elementos estructurales van a ser muy grandes llevando a ser el proyecto antieconómico. Los sistemas estructurales propuestos para este caso son: Juntas sísmicas, riostras y muros estructurales. Se optaron por estas opciones ya que son las más utilizadas en el Ecuador.

2.11 Solución con juntas sísmicas

Al diseñar y construir una estructura se busca que todas las partes funcionen como un sistema único para resistir las cargas laterales, pero en ciertos casos es necesario dividir la estructura en varias, separadas a una distancia suficiente para evitar problemas de colisión. En estos casos se usan las juntas sísmicas, espacios creados para dividir en dos o más unidades una misma estructura. Esto se hace para mejorar el comportamiento ante sismos, eliminando la torsión debido a que se genera simetría en planta causando que los centros de masa y rigidez coincidan.

La NEC-SE-DS plantea separaciones mínimas para evitar el golpeteo entre estas, debido a las deformaciones laterales que sufren. Se plantean distintas separaciones dependiendo del caso, que pueden llegar a ser: cuando coinciden las cotas de las diferentes unidades o cuando no lo hacen, cuando ya hay una estructura construida a lado, etc. En nuestro caso determinaremos la separación mínima con la ecuación 17, y se aplica cuando coincide las cotas y no tiene estructuras construidas al lado.

$$\Delta E \geq 0.25\Delta M_{up} + 0.005H_{ev} \quad (17)$$

Donde:

ΔE : Fuerzas laterales de diseño reducidas

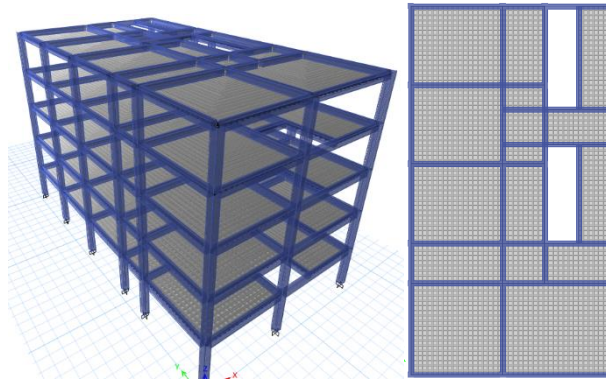
ΔM_{up} : Desplazamiento del último piso

H_{ev} : Altura de la estructura vecina

El análisis de las estructuras se hace independientemente, ya que al generar juntas sísmicas cada una de estas empieza a comportarse de manera individual. Lo que se debe cuidar es la separación entre estas para evitar el golpeteo y la manera como se construye.

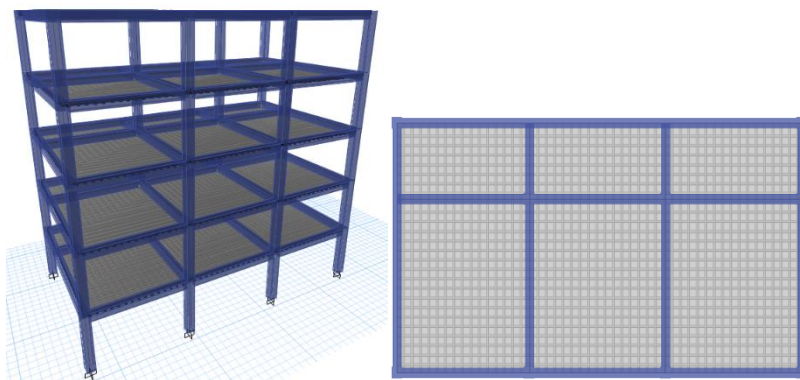
El edificio se dividió en tres partes inicialmente como se muestra en las figuras 2.12, 2.13 y 2.14.

Figura 2.12
Vista en 3D y planta del modelo uno.



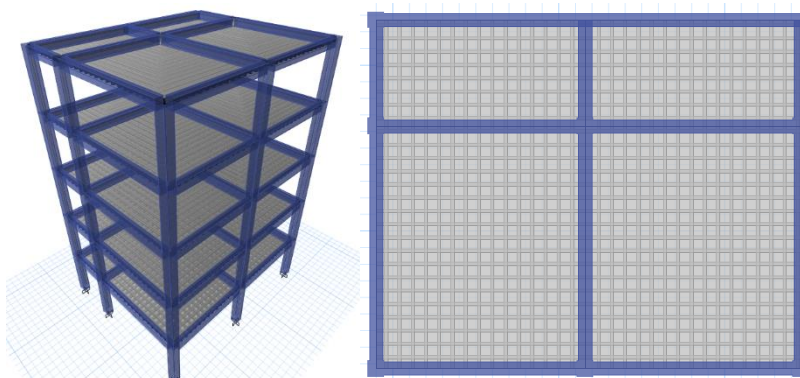
Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.13
Vista en 3D y planta del modelo dos.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.14
Vista en 3D y planta del modelo tres.



Fuente: Elaboración propia.

2.11.1 Modos de vibrar

Para el análisis modal se consideraron 12 modos,

Como primer punto a destacar son los periodos los cuales deben ser iguales o menores al calculado con las fórmulas de la NEC-SE-DS para la estructura inicial porque cuenta con las mismas características los tres nuevos, en el caso del modelo 1 y 3 los periodos disminuyeron al igual que el porcentaje de torsión, en el modelo 2 aumento el periodo, lo cual es una mala señal ya que necesita mayor rigidez de lo que necesitaba antes, esto se da ya que las juntas sísmicas no sirven para rigidizar la estructura, sino para disminuir la distancia entre los centros de masa y rigidez. En el caso de la torsión en el modelo 1 y 3 si están por debajo del 20%, con un 6% y un 14.5% de torsión respectivamente, pero el modelo 2 sigue sobre el 20%, con un 20.02% de torsión y por más que se divida en más modelos, seguirá con un valor alto de torsión.

Tabla 2.19

Modos de vibrar de los modelos con juntas sísmicas.

Modos de vibrar de las estructuras								
Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	% Torsión
Modelo 1								
1	1.068	0.7773	0.0003	0.7773	0.0003	0.0477	0.0477	5.78
2	0.989	0.0021	0.8138	0.7795	0.814	0.0136	0.0613	1.64
Modelo 2								
1	1.34	0.0586	0.592	0.0586	0.592	0.1629	0.1629	20.02
2	1.153	0.724	0.0931	0.7826	0.6851	0.0054	0.1683	0.66
Modelo 3								
1	1.176	0.0196	0.6805	0.0196	0.6805	0.1182	0.1182	14.44
2	1.112	0.7736	0.036	0.7933	0.7165	0.0108	0.129	1.32

Fuente: Elaboración propia.

2.11.2 Centros de masas y rigidez

Al analizar los centros de masas y rigidez se puede observar de mejor manera porque la torsión sigue existiendo en el modelo 2. Al comparar los tres modelos se observa que, en modelo 1 el brazo de palanca (BP) que tiene entre los dos centros es relativamente bajo y por eso se da que tan solo tiene 5% de torsión en el modelo. En el caso del modelo 3 el BP es alto en comparación al modelo 1, por eso la influencia de torsión es del 14%. Finalmente, al ver el modelo 2 el BP es el mayor y, por ende, tiene la mayor incidencia de torsión con un 20%.

Tabla 2.20
Centros de masa y rigidez del modelo uno de juntas sísmicas.

Centros de rigidez y masa modelo 1								
Piso	Diafragma	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ΔX	ΔY	$\Delta X-\Delta Y$
		cm	cm	Cm	cm	cm	cm	cm
Story1	D1	746.431	1476.82	893.664	1603.988	147.233	127.168	20.065
Story2	D2	746.431	1476.82	893.305	1617.904	146.874	141.084	5.79
Story3	D3	746.431	1476.82	892.723	1621.21	146.292	144.39	1.902
Story4	D4	746.431	1476.82	891.026	1621.972	144.595	145.152	0.557
Story5	D5	716.69	1464.285	888.729	1622.21	172.039	157.925	14.114
Brazo de palanca promedio por piso								8.4856

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.21
Centros de masa y rigidez del modelo dos de juntas sísmicas.

Centros de rigidez y masa modelo 2								
Piso	Diafragma	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ΔX	ΔY	$\Delta X-\Delta Y$
		cm	Cm	cm	cm	cm	cm	cm
Story1	D1	2623.981	607.532	2798.63	532.416	174.649	75.116	99.533
Story2	D2	2623.981	607.532	2852.722	513.388	228.741	94.144	134.597
Story3	D3	2623.981	607.532	2873.572	504.647	249.591	102.885	146.706
Story4	D4	2623.981	607.532	2879.64	499.655	255.659	107.877	147.782
Story5	D5	2619.209	619.202	2881.889	494.899	262.68	124.303	138.377
Brazo de palanca promedio por piso								133.399

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.22
Centros de masa y rigidez del modelo tres de juntas sísmicas.

Centros de rigidez y masa 3								
Piso	Diafragma	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ΔX	ΔY	$\Delta X-\Delta Y$
		cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Story1	D1	2278.657	601.278	2154.75	541.211	123.907	60.067	63.84
Story2	D2	2278.657	601.278	2126.353	537.392	152.304	63.886	88.418
Story3	D3	2278.657	601.278	2116.579	535.571	162.078	65.707	96.371
Story4	D4	2278.657	601.278	2115.498	534.191	163.159	67.087	96.072
Story5	D5	2283.656	617.424	2117.169	532.505	166.487	84.919	81.568
Brazo de palanca promedio por piso								85.2538

Fuente: Elaboración propia.

2.11.3 Corrección del corte dinámico

- **Primer modelo**

En la tabla Tabla 2.23 se puede observar que no cumple con lo permitido por la norma por lo que se procederá a calcular los coeficientes de corrección. Los cuales fueron de 2.5 en el sismo en “X” y de 2.26 en el sismo en “Y”.

Tabla 2.23
Cortante basal dinámico antes de corregir del primer modelo de juntas.

Reacciones de la base		
Caso	FX	FY
SISMO ESTÁTICO X	-2961431.31	0
SISMO ESTÁTICO Y	0.0002984	-2961431.29
SISMO DINÁMICO X	1184233.3	393814.79
SISMO DINÁMICO Y	356206.56	1309892.86
85 % cortante estático X	-2517216.61	0
85% cortante estático Y	0.00025364	-2517216.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.24

Cortante basal dinámico corregido del primer modelo de juntas.

Reacciones de la base corregidas		
Caso	FX	FY
SISMO ESTATICO X	-301981.95	0
SISMO ESTATICO Y	0	-301981.94
SISMO DINAMICO X	301895.47	100394.83
SISMO DINAMICO Y	82089.89	301872.48

Fuente: Elaboración propia.

- **Segundo modelo**

En la tabla 2.25 se puede observar que no cumple con lo permitido por la norma se procederá a calcular los coeficientes de corrección. Los cuales fueron de 2.85 en el sismo en “X” y de 3.57 en el sismo en “Y”.

Tabla 2.25

Cortante basal dinámico antes de corregir del segundo modelo de juntas.

Reacciones de la base corregidas		
Caso	FX	FY
SISMO ESTATICO X	-131695.94	0
SISMO ESTATICO Y	0	-131695.94
SISMO DINAMICO X	131785.87	56058.41
SISMO DINAMICO Y	76309.23	131674.08

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.26

Cortante basal dinámico corregido del segundo modelo de juntas,

Reacciones de la base corregidas		
Caso	FX	FY
SISMO ESTATICO X	-131695.94	0
SISMO ESTATICO Y	0	-131695.94
SISMO DINAMICO X	131785.87	56058.41
SISMO DINAMICO Y	76309.23	131674.08

Fuente: Elaboración propia.

- **Tercer modelo**

En la Tabla 2.27 se puede observar que no cumple con lo permitido por la norma se procederá a calcular los coeficientes de corrección. Los cuales fueron de 2.62 en el sismo en “X” y de 2.96 en el sismo en “Y”.

Tabla 2.27

Cortante basal dinámico antes de corregir del tercer modelo de juntas.

Reacciones de la base		
Caso	FX	FY
SISMO ESTATICO X	-89954.58	0
SISMO ESTATICO Y	0	-89954.58
SISMO DINAMICO X	34292.07	10630.34
SISMO DINAMICO Y	11652.22	30380.02
85 % cortante estático X	-76461.393	0
85% cortante estático Y	0	-76461.393

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.28

Cortante basal dinámico corregido del tercer modelo de juntas.

Reacciones de la base corregidas		
Caso	FX	FY
SISMO ESTATICO X	-89954.58	0
SISMO ESTATICO Y	0	-89954.58
SISMO DINAMICO X	89845.22	27851.5
SISMO DINAMICO Y	34490.57	89924.86

Fuente: Elaboración propia.

2.11.4 Derivas inelásticas

La Tabla 2.29 demuestra que la torsión tiene un alto impacto, ya que a mayor torsión mayor será la deriva. El modelo 2 que es que mayor deriva tiene, seguido del modelo 3 y terminando con el modelo 1 que si se recuerda es el que menos torsión tiene de los tres modelos. Esto se debe a que la torsión genera mayores desplazamientos.

Tabla 2.29

Derivas inelásticas de los modelos de juntas sísmicas.

Piso	Dirección	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva máxima
Modelo 1				
Piso 2	Sismo X	0.005032	0.030192	0.02
Piso 2	Sismo Y	0.004083	0.024498	0.02
Modelo 2				
Piso 2	Sismo X	0.006027	0.036162	0.02
Piso 2	Sismo Y	0.008623	0.051738	0.02
Modelo 3				
Piso 2	Sismo X	0.005464	0.032784	0.02
Piso 2	Sismo Y	0.006444	0.038664	0.02

Fuente: Elaboración propia.

2.11.5 Conclusiones

A pesar de no tener aberturas en planta en el modelo 2, lo que alteraría el centro de masa, la causa de que exista torsión es debido a que el centro de rigidez está orientado hacia el extremo inferior derecho, visto desde planta. Debido a que este lado de la estructura es más rígido que su lado contrario, porque tiene más columnas y el centro de masa se ubica cerca del centro geométrico. Generando un brazo de palanca entre los dos centros lo que sigue causando la torsión. Por lo tanto, las juntas sísmicas al no eliminar la torsión, no es solución apta para el edificio planteado.

2.12 Periodo para soluciones con muros y riostras

El periodo de la estructura calculado con las fórmulas de la NEC 2015 para las estructuras con riostras y muros de corte se debe recalcular, debido a que los coeficientes cambian, pues se busca reducir el periodo porque estos elementos rigidizan la estructura. El recalcu dio un valor de $T_1 = 0.501$ seg. calculado con el primer método, la estructurase mantiene la altura de 19m y los valores de los coeficientes cambian a: $C_t = 0.055$, $\alpha = 0.75$. El periodo máximo (T_2) calculado por el método 2 dio de $T_2 = 0.651$ seg.

2.13 Solución con muros de corte

Los muros de corte o también llamadas como placas, son paredes de concreto reforzado que tienen una dimensión mayor con respecto a su dirección perpendicular, es decir, son bastantes largas en comparación al ancho que tienen, aportan una alta rigidez y resistencia lateral ante fuerzas provocadas por sismos o vientos. Ese tipo de muros se usan usualmente en edificios de gran altura combinados con un sistema porticado de columnas y vigas, para que las altas demandas de cargas de corte presentes en la base sean soportadas por los muros y en la parte superior lo soporte el sistema a porticado, ya que a grandes alturas el muro no es eficiente.

Los muros de corte se denominan así, ya que con frecuencia soportante la mayor carga lateral del edificio y la fuerza cortante horizontal se transfiere a sus elementos estructurales (Park & Paulay, s.f, p.633).

Para que estos muros funcionen de la mejor manera deben estar ubicados de la mejor manera para esto se tomara en cuenta los siguientes pasos dado por Paulay & Priestley (1992):

- Para mejorar la resistencia a torsión los muros deben estar ubicados en la periferia del edificio, estos muros pueden ser de varias formas: muros individuales, muros en voladizo o muros acoplado (Paulay & Priestley, 1992, p.368).
- Si se dirigen la mayor cantidad de cargas gravitacionales a los muros estructurales, menor será la demanda de refuerzo a flexión en este, soportando los momentos de torsión generados en el muro (Paulay & Priestley, 1992, p.368).
- En zonas de alto riesgo sísmico, como es el caso del Ecuador, es necesario de sistemas estructurales de grandes dimensiones que soporten las fuerzas horizontales del sismo (Paulay & Priestley, 1992, p.368).

2.13.1 Predimensionamiento del muro de corte

- Se calcula el cortante sísmico, ya sea con las fórmulas descriptas en la NEC-SE-DS, o como en nuestro caso directamente del programa, ya que se modeló con el sismo estático y dinámico. Se considerando que este sistema soporta un 75% de la fuerza cortante producido en la base, ya que mantiene su longitud en planta en todo el alto de la estructura (NEC-DE-DS, 2015).
- Se aplicó la fórmula 18 del ACI, para obtener el área que debe tener el muro, como el área obtenida era alta para un solo muro se optó por colocar 2 muros en cada dirección.

$$A_c = \left(\frac{V}{\phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c}} \right) \quad (18)$$

Donde:

V: 75% del cortante basal total (kgf)

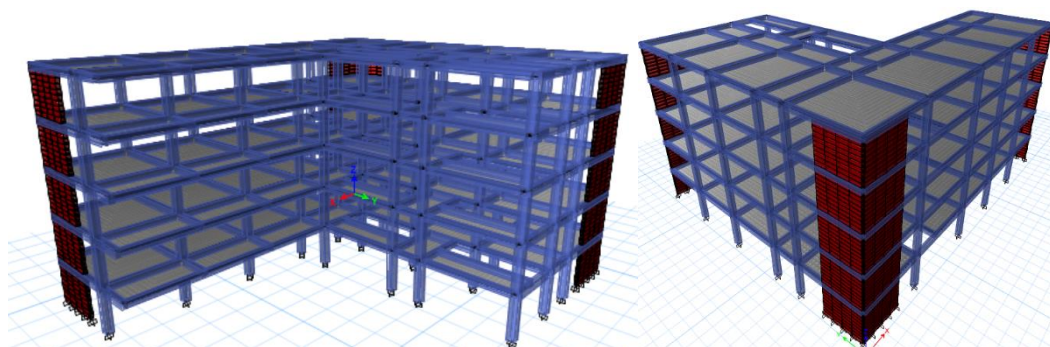
ϕ : Factor de reducción de capacidad para cortante (0.85)

F_c: Capacidad del hormigón a compresión (Kgf/cm²)

En el predimensionamiento inicial se plantearon dos muros en cada dirección de 4.3m de largo con un espesor de 0.5m. Con estas dimensiones iniciales se realizará un modelo en 3D en el software ETABS, para extraer las fuerzas reales actuantes en el muro. La función principal de los muros es absorber las fuerzas de los movimientos telúricos, la cantidad que absorba está en función de la rigidez que tenga. Por lo que es complicado su predimensionamiento, pero este es método bastante aproximado (Sarmiento, 2016).

Figura 2.15

Modelo 3D de muros de corte.



Fuente: Elaboración propia

2.13.2 Modos de vibrar

Tabla 2.30

Modos de vibrar del modelo de muro de corte.

Modos de vibrar de la estructura								
Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	% Torsión
1	0.68	0.2878	0.4516	0.2878	0.4516	0.0008	0.0008	0.11
2	0.585	0.4307	0.2625	0.7184	0.7141	0.0433	0.0441	5.88
3	0.403	0.0231	0.0271	0.7415	0.7412	0.6788	0.7229	93.11
4	0.177	0.074	0.0995	0.8155	0.8407	0.00001003	0.7229	0.01
5	0.151	0.1022	0.0781	0.9177	0.9188	0.0046	0.7276	2.49
6	0.1	0.0035	0.0024	0.9212	0.9212	0.1903	0.9179	96.99

Fuente: Elaboración propia.

Al observar el periodo de la estructura y compararlo con los periodos calculados, se ve mejora ya que está muy cerca del rango permitido. En el diseño de la estructura las secciones aumentarán sus dimensiones, rigidizando la estructura y disminuyendo el periodo. En el modelo se están analizando 12 modos de vibrar en la tabla se adjuntan solo 6 por que en estos modos ya cumplen con el 90% de participación de masa, además se ve que los dos primeros modos son traslacionales, cumple con la normativa.

El efecto de torsión casi ha desaparecido en los dos primeros modos, disminuyendo del 22.6% a 0.11% en el primer modo y en el segundo aumentado la incidencia del 0.65% al 5.9% esto no es preocupante dado que está muy por bajo del 20% de torsión que se busca evitar. La disminución de torsión se da gracias a que el muro de corte absorbe parte de las fuerzas producidos por el sismo.

2.13.3 Centros de masas y rigidez

Comparado con el modelo inicial el BP se disminuyó, pero lo que en realidad causó que disminuyó el efecto de torsión en los dos primeros modos de vibrar es la rigidez que aporta el muro de corte a la estructura, rigidizando toda la estructura como se refleja en el periodo.

Tabla 2.31
Centros de masa y rigidez del modelo de muro de corte.

Centros de rigidez y masa								
Piso	Diafragma	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ΔX	ΔY	$\Delta X-\Delta Y$
		cm	cm	Cm	cm	cm	cm	cm
Story1	D1	1382.328	1260.609	1476.585	1231.332	94.257	29.277	64.98
Story2	D2	1382.328	1260.609	1266.336	1062.138	115.992	198.471	82.479
Story3	D3	1382.328	1260.609	1170.684	1020.516	211.644	240.093	28.449
Story4	D4	1381.916	1227.307	1126.922	1022.306	254.994	205.001	49.993
Story5	D5	1393.909	1246.536	1100.554	1026.795	293.355	219.741	73.614
Desplazamiento promedio por piso								59.903

Fuente: Elaboración propia.

2.13.4 Corrección del cortante dinámico

Como se observa en la Tabla 2.32 que no cumple con lo permitido por la norma se procederá a calcular los coeficientes de corrección. Los cuales fueron de 1.71 en el sismo en “X” y de 1.84 en el sismo en “Y”.

Tabla 2.32
Cortante basal dinámico antes de corregir de muro de corte.

Reacciones de la base		
Caso	FX	FY
SISMO ESTATICO X	-467759.41	0
SISMO ESTATICO Y	-0.00008127	-467759.41
SISMO DINAMICO X	273498.93	182210.05
SISMO DINAMICO Y	184764.2	253746.19
85 % cortante estático X	-397595.499	0
85% cortante estático Y	-6.908E-05	-397595.499

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2.33
Cortante basal dinámico corregido de muro de corte.

Reacciones de la base corregidas		
Caso	FX	FY
SISMO ESTATICO X	-467759.41	0.00005233
SISMO ESTATICO Y	0	-467759.41
SISMO DINAMICO X	467683.17	311579.19
SISMO DINAMICO Y	339966.13	466892.99

Fuente: Elaboración propia.

2.13.5 Derivas elásticas

Las derivas cumplen, dado que el muro restringe el movimiento lateral de la estructura.

Tabla 2.34
Derivas inelásticas de muro de corte.

Piso	Dirección	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva máxima
Piso 2	Sismo X	0.001743	0.010458	0.02
Piso 2	Sismo Y	0.001939	0.011634	0.02

Fuente: Elaboración propia.

2.13.6 Conclusiones

El muro de corte se puede usar de dos maneras para eliminar la torsión, uno sería colocándolo en lugares específicos que permitan hacer coincidir los centros de masa y rigidez, si lo permite el modelo arquitectónico. La segunda forma sería usarlos para rigidizar la estructura, como fue nuestro caso. La primera forma sirve de manera simple ya que elimina el BP entre los centros de masa y rigidez eliminando la causa de la torsión, sería el mejor método para usar los muros, pero en casos como el nuestro donde está limitado la ubicación de los muros arquitectónicos la mejor opción sería colocarlos para aumentar la rigidez global de la estructura. Estos absorberán parte de las fuerzas generadas por los sismos provocando que los elementos de los pórticos especiales sismos resistentes estén sometidos a menores esfuerzos.

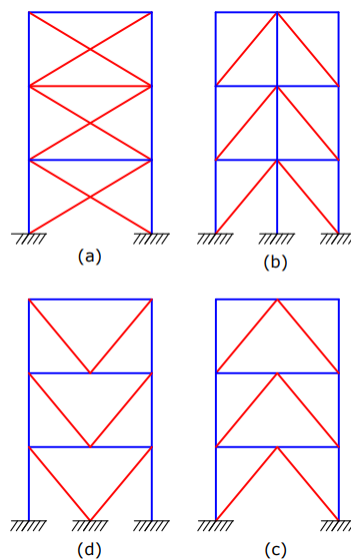
Como se muestran anteriormente los muros ayudaron de forma radical a la estructura, haciendo casi imperceptible la torsión, mermando los desplazamientos laterales. Por lo tanto, es una solución viable.

2.14 Solución con riostras

Las riostras son elementos estructurales utilizados para formar sistemas que aportan resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura, disipando energía mediante el desarrollo de deformaciones inelásticas. Esta energía se genera por acciones laterales, principalmente las del sismo, donde inducen a que la riostra se someta a esfuerzos axiales de tracción y compresión.

Dependiendo de las configuraciones geométricas de las riostras se pueden clasificar en: excéntricas y concéntricas. Estas configuraciones en los pórticos deben cumplir con varios requerimientos estructurales, económicos, estéticos, etc. Las configuraciones más comunes de estos sistemas son las siguientes:

Tabla 2.35
Configuración de riostras.



Fuente: F. Crisafulli (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero, 2018, Capítulo 5, pág. 122.

La configuración de este sistema, en conjunto con otros, puede proporcionar una solución eficiente para estructuras, como puede ser la unión de los pórticos especiales sismos resistentes con riostras excéntricas. Estos sistemas son considerados duales, ya que combinan dos sistemas diseñados para resistir fuerzas sísmicas (NEC-SE-DS, 2015).

Crisafulli (2018) da varias recomendaciones para el diseño del sistema de arriostramientos. La primera se relaciona con el ángulo de inclinación de las riostras, cuyo valor recomendado está comprendido entre 30 y 60 grados. Otro aspecto importante es asegurar que, en cada plano resistente, las riostras se dispongan de tal forma que la respuesta del sistema sea aproximadamente simétrica cuando la estructura es sometida a acciones laterales cíclicas.

En la NEC-SE-DS (2015), para que una estructura se clasifique como como pórtico con diagonales rigidizadoras. Las diagonales deben absorber al menos el 75% del cortante basal en cada dirección. Esto se debe a que las riostras deben estar colocadas en direcciones alternadas para lograr un equilibrio adecuado entre la resistencia de las riostras traccionadas y comprimidas.

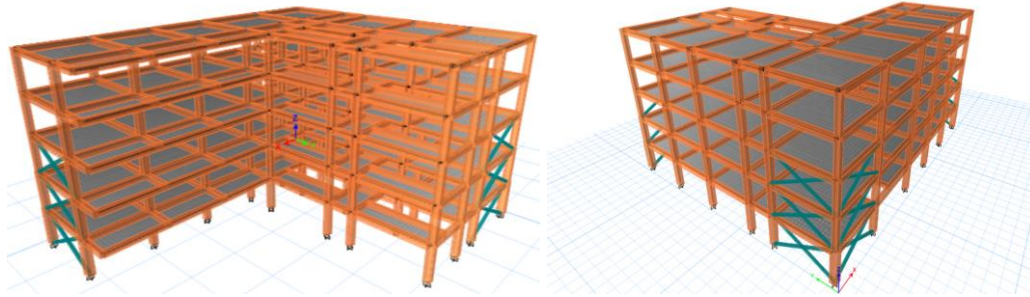
2.14.1 Predimensionamiento de riostras

Se plantea un sistema excéntrico de riostras en X para pórticos sismo resistentes con un número par de rigidizadores en cada plano resistente, con las mismas dimensiones, secciones y ángulos para generar así una respuesta estructural similar en los dos sentidos. Las riostras están en la periferia de la edificación, rigidizando los extremos de la estructura.

Las fuerzas axiales a las que son sometidas las riostras son de tracción y compresión. La compresión genera el fenómeno de inestabilidad elástica de pandeo por lo que es la más desfavorable para analizar. Como estas fuerzas no son las mismas en cada piso del edificio, se analizó con los tres primeros pisos para verificar la necesidad de riostras en los pisos faltantes.

Para el prediseño de los elementos diagonales, se asignó elementos teóricos al modelo para calcular la fuerza axial más desfavorable para la riostra a la que está sometida la edificación y en base a esta fuerza comenzar con el diseño para comprobar posteriormente en el mismo programa.

Figura 2.16
Modelo 3D de riostras



Fuente: Elaboración propia

2.14.2 Modos de vibrar de la estructura

El periodo calculado según la NEC debe ser igual al de los muros, es decir en los siguientes intervalos $T_1 = 0.501 \text{ seg.}$, y el periodo máximo de $T_2 = 0.651 \text{ seg.}$ Se puede observar en la Tabla 2.36 que el periodo de la estructura ha disminuido en comparación al modelo inicial pero aun así es mayor al permitido por la norma. Dado a que los riostras sirven para absorber la energía en la estructura generada por los sismos y brindar estabilidad a la estructura, mas no aporte en gran parte a la rigidez global de la estructura.

Los primeros dos modos de vibrar de la estructura son traslacionales y con un porcentaje menor al 20% de torsión en los dos modos, siendo 1.51% y 0,94% de torsión en el primer y segundo modo respectivamente. Teniendo mejores resultados que los muros de corte gracias a que distribuye mejor las cargas a lo largo de la estructura, lo que disminuye puntos de tensión y aumenta la resistencia global de la estructura.

Tabla 2.36
Modos de vibrar del modelo de riostras.

Modos de vibrar de la estructura								
Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	% Torsión
1	0.763	0.3112	0.4516	0.3112	0.4516	0.0117	0.0117	1.51
2	0.745	0.4539	0.3248	0.7651	0.7763	0.0074	0.019	0.94

3	0.569	0.0203	0.0043	0.7854	0.7807	0.6592	0.6782	96.4
4	0.287	0.063	0.0746	0.8484	0.8553	0.0223	0.7005	13.95
5	0.283	0.0732	0.0718	0.9216	0.9271	0.00000561	0.7005	0
6	0.235	0.007	0.001	0.9285	0.9281	0.219	0.9195	96.48

Fuente: Elaboración propia

2.14.3 Centros de masas y rigidez

La disminución del BP entre los centros de masa y rigidez se debe a que la posición de las riostras y el aporte de estas a la rigidez, que es menor al de los muros, ayudaron a mover el centro de rigidez más cerca del centro de masa.

Tabla 2.37

Centros de masa y rigidez del modelo de riostras.

Centros de rigidez y masa								
Piso	Diafragma	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ΔX	ΔY	$\Delta X-\Delta Y$
		cm	cm	Cm	cm	cm	cm	cm
Story1	D1	14.5437	11.4637	15.0144	14.4388	0.4707	2.9751	2.5044
Story2	D2	14.5437	11.4637	15.1393	14.5888	0.5956	3.1251	2.5295
Story3	D3	14.5542	11.4684	14.9109	14.5584	0.3567	3.09	2.7333
Story4	D4	14.5648	11.473	13.5347	14.2211	1.0301	2.7481	1.718
Story5	D5	14.5831	11.3225	12.6813	14.0111	1.9018	2.6886	0.7868
Desplazamiento promedio por piso								2.0544

Fuente: Elaboración propia

2.14.4 Corrección del cortante dinámico

Como se observa en la tabla no cumple con lo permitido por la norma se procederá a calcular los coeficientes de corrección. Los cuales fueron de 1.87 en el sismo en “X” y de 1.85 en el sismo en “Y”.

Tabla 2.38
Cortante basal dinámico antes de corregir del modelo de riostras.

Reacciones de la base		
Caso	FX	FY
SISMO ESTATICO X	-424435.32	0.0008383
SISMO ESTATICO Y	0.001195	-424435.33
SISMO DINAMICO X	227364.41	77621.7
SISMO DINAMICO Y	76989.57	229740.1
85 % cortante estático X	-360770.022	0.00071256
85% cortante estático Y	0.00101575	-360770.031

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.39
Cortante basal dinámico corregido del modelo de riostras.

Reacciones de la base corregidas		
Caso	FX	FY
SISMO ESTATICO X	-424435.32	0.0008383
SISMO ESTATICO Y	0.001195	-424435.33
SISMO DINAMICO X	425223.69	151292.33
SISMO DINAMICO Y	142430.71	425019.18

Fuente: Elaboración propia

2.14.5 Derivas inelásticas

Las derivas cumplen, las riostras ayudan a evitar desplazamientos excesivos en elementos como columnas y vigas.

Tabla 2.40
Derivas inelásticas del modelo de riostras.

Piso	Dirección	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva máxima
Piso 4	Sismo X	0.00255	0.0153	0.02
Piso 4	Sismo Y	0.002944	0.017664	0.02

Fuente: Elaboración propia

2.14.6 Conclusiones del modelo de Riostras

Las riostras son elementos estructurales que absorben y disipan la energía producida por el sismo, aporta resistencia a las fuerzas laterales, por ende, contribuyen a evitar movimientos no deseados, como el pandeo, la torsión y la flexión, esto ayuda a disminuir el BP entre los centros de gravedad y rigidez, reduciendo la torsión.

También contribuyen a una distribución equitativa de las cargas y momentos en toda la estructura, disminuyendo así los puntos de tensión y mejorando la resistencia general, evitando así deformaciones excesivas en elementos estructurales como vigas y columnas.

2.15 Diseño Estructural

Antes de realizar el diseño de los elementos estructurales de los pórticos resistentes a momentos, se realiza el diseño de los muros y riostras ya que son los elementos que más absorbe la energía del sismo.

2.15.1 Diseño de muros de corte:

Se diseña el muro con las recomendaciones dadas por Dr. Ricardo Oviedo Sarmiento en su libro “Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado”:

El muro estructural se puede representar como una viga vertical empotrada en voladizo, la cual está dominada por una deformación dada por la flexión. Se debe considerar una disposición simétrica de los muros en planta para evitar torsión causado por los cambios de rigidez. El diseño los muros debe considerar la aplicación simultanea de cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores causada por las fuerzas mayoradas actuantes en la edificación.

El muro puede fallar de tres maneras: falla por tracción diagonal causado cuando el cortante transferido es mayor al cortante que produce el estado de fluencia del acero, falla por compresión diagonal se da por la compresión diagonal del concreto sometido por las cargas cíclicas del sismo y fallas por deslizamiento a lo largo del plano horizontal se una vez que el acero genera deformaciones inelásticas, las cuales son necesarias para la disipación de la energía las cuales pueden causar una deformación post fluencia generando desplazamientos a lo largo de las grietas a flexión ante cargas cíclicas y debilitando así la rigidez del muro. Para evitar estas fallas es importante el diseño del refuerzo vertical, transversal y limitar el momento nominal que llega al muro.

El diseño del muro consistirá en: comprobar la necesidad o no de elementos bordes, necesarios cuando existe momentos flectores y cortantes altos dados por la incidencia de cargas laterales grandes, según el ACI 318-19, sección 18.10.6 son necesario cuando la demanda momento supera la capacidad del muro, cuando la relación altura y longitud es muy alta o cuando hay concentraciones altas de las cargas laterales. Las dimensiones de estos elementos deben ser suficientes que proporcione estabilidad y soporte adecuado, deben estar adecuadamente conectados a los muros para garantizar la transferencia de carga y contener la cantidad suficiente de acero para resistir los momentos. El diseño se comprueba con la carga última.

El diseño del muro se realizará con el cortante el ultimo como se define en la sección 11.3 del ACI 318-19, la resistencia a corte nominal del muro será la suma de corte resistente del concreto y acero del refuerzo, el cortante del concreto se calculará con la fórmula 19 y del acero con la fórmula 20, la sumatoria se puede calcular con el cortante ultimo solicitado y obteniendo así el acero horizontal, mientras que el acero vertical se diseñará para resistir los momentos y fuerzas axiales ultimas. La separación mínima del acero en los elementos de borde es de 2,5 cm o el diámetro del acero y máxima de 10cm o 8 veces el diámetro del acero, en el muro la separación mínima es de 2,5 cm, diámetro de la varilla o $\frac{3}{4}$ del máximo tamaño del agregado y la separación máxima es de 45cm o 3 veces el espesor del muro.

$$V_c = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (19)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (20)$$

Donde:

f_c : Resistencia del concreto a compresión (Kg/cm²)

f_y : Resistencia a fluencia del acero (Kg/cm²)

b_w : Ancho del alma o diámetro de la sección circular (cm)

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm)

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s , (cm²)

s : Espaciamiento medido centro a centro de aceros (cm)

2.15.2 Diseño de riostras

Las riostras al ser elementos de acero y al estar sometida a fuerzas de compresión y tracción por acciones sísmicas, se diseñan de acuerdo a lo expuesto en capítulos del AISC 360, AISC 341 y NEC - SE - AC. A la riostra se idealiza como un elemento de columna sometida a cargas axiales donde la más desfavorable es a compresión. Cabe recalcar que la carga de tracción puede ser la más crítica en las conexiones debido a que en esos puntos son donde se produce la ruptura del acero ya que no actúa el elemento completo. Debido al alcance de la tesis donde se busca solamente dar solución a la estructura, no se le analizó las conexiones y debido a esto directamente se diseña con la fuerza de compresión para posteriormente ser verificada en ETABS.

Para el diseño de los elementos diagonales se tomó la fuerza axial más alta en toda la estructura con la combinación de fuerzas más desfavorable y en base a esa fuerza se diseñó de acuerdo con la norma requerida de miembros en compresión del AISC 360-22 en el capítulo E y el control del pandeo local de elementos altamente dúctiles descrito en la tabla D1.1 del AISC 341-22.

Tabla 2.41

Dimensionamiento de Riostra.

Sección (mm)	Piso	λ	λ_{hd}	Miembro de alta ductilidad	P (kN)	Pu (kN)	Miembro resistente a compresión
200x200x8	2	23	47.47	OK	745.05	763.88	OK

Fuente: Elaboración propia.

2.16 Verificaciones y Resultados del diseño

En el diseño estructural consta de dos edificios, uno con muros de corte y otro con riostras. Cada uno de estos se diseñarán de manera individual con ayuda de la herramienta “concrete frame design” que dispone ETABS.

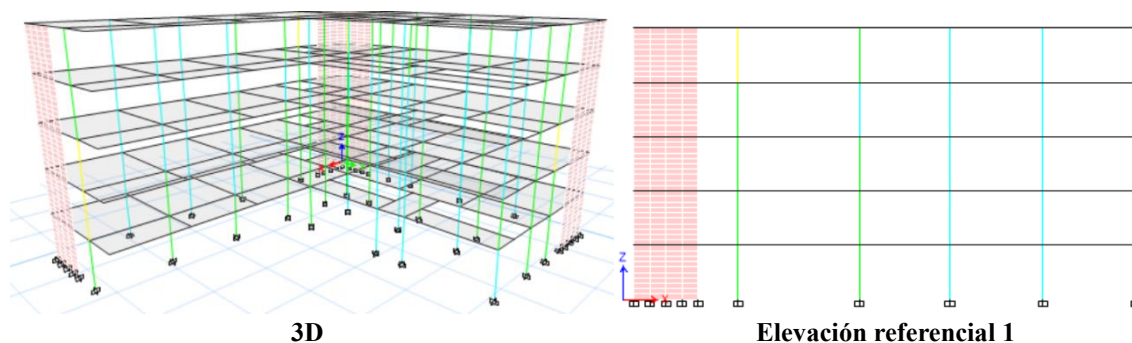
Como primer paso, se verifica que las dimensiones de las secciones sean capaces de soportar los esfuerzos a los que estarán sometidas. Posteriormente, se comprueba que cada sección cumpla con la cantidad mínima de acero requerida y se calcula el refuerzo correspondiente para cada una. El refuerzo para corte, torsión y confinamiento se diseña siguiendo las recomendaciones de la NEC-SE-HM y del ACI 318-19. En las figuras se muestra el diseño de los elementos de la estructura, verificando que las secciones seleccionadas para vigas y columna son adecuadas y necesarias para absorber los esfuerzos previstos. Todo el acero de refuerzo con sus respectivas secciones se indica en los planos estructurales.

El área de acero longitudinal requerida en casi todas las columnas es la mínima, el 1% del área de la sección transversal de las columnas, lo que indica que las secciones de diseño soportan los esfuerzos a los que se someten. Ninguna de las columnas se reforzará con una cuantía inferior a la mínima (1%) ni mayor a la máxima (3%) de acuerdo con lo indicado en la NEC2015. En las imágenes se puede observar que la capacidad de la columna es 1.25 veces mayor a la de las vigas, cumpliendo con el concepto de columnas fuertes y vigas débiles como lo dicta la norma.

2.16.1 Verificación de las secciones de concreto

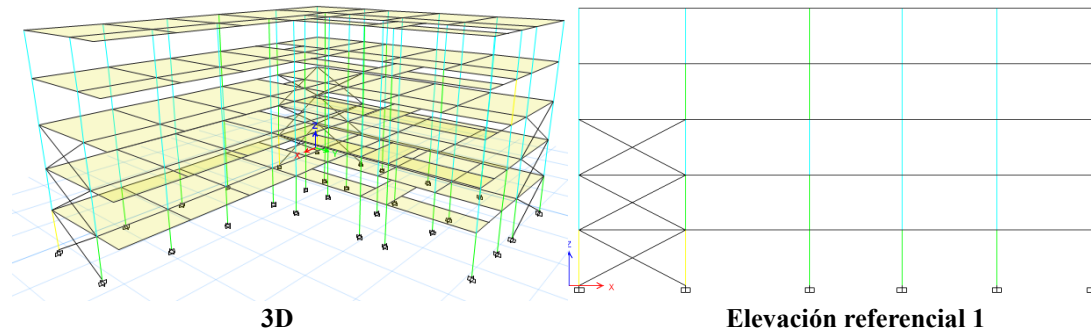
Figura 2.17

Verificación de las secciones de concreto para vigas y columnas en el modelo de muros.



Fuente: Elaboración propia.

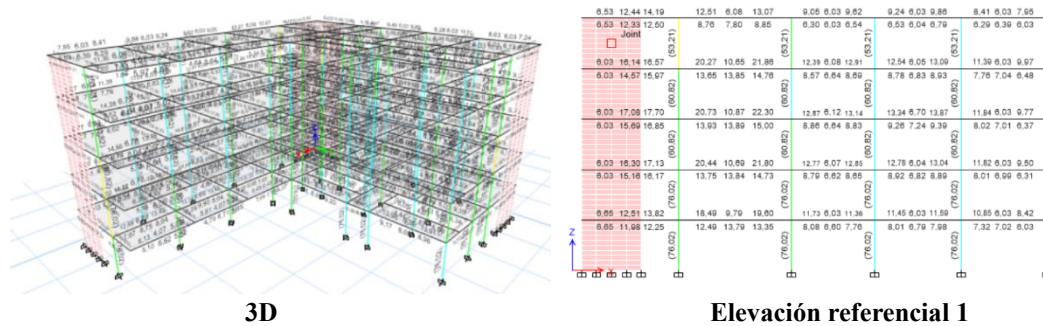
Figura 2.18
Verificación de las secciones de concreto para vigas y columnas en el modelo de riostras.



Fuente: Elaboración propia.

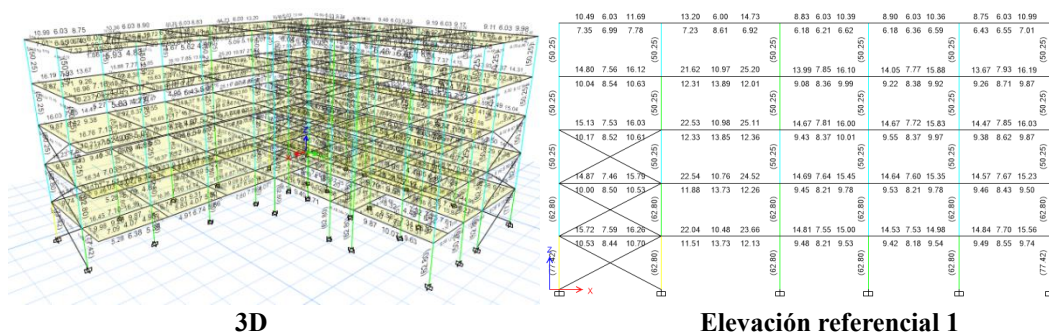
2.16.2 Cálculo de acero de longitudinal

Figura 2.19
Cálculo de acero longitudinal para secciones de vigas y columnas en el modelo de muros.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.20
Cálculo de acero longitudinal para secciones de vigas y columnas en el modelo de riostras.

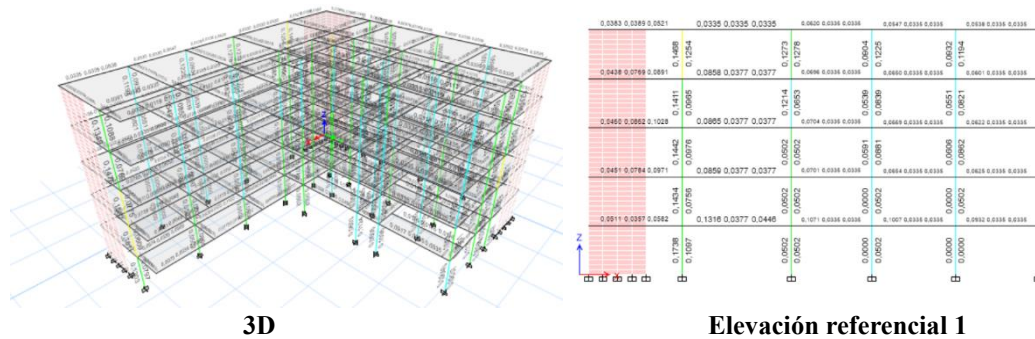


Fuente: Elaboración propia.

2.16.3 Cálculo de acero de refuerzo transversal

Figura 2.21

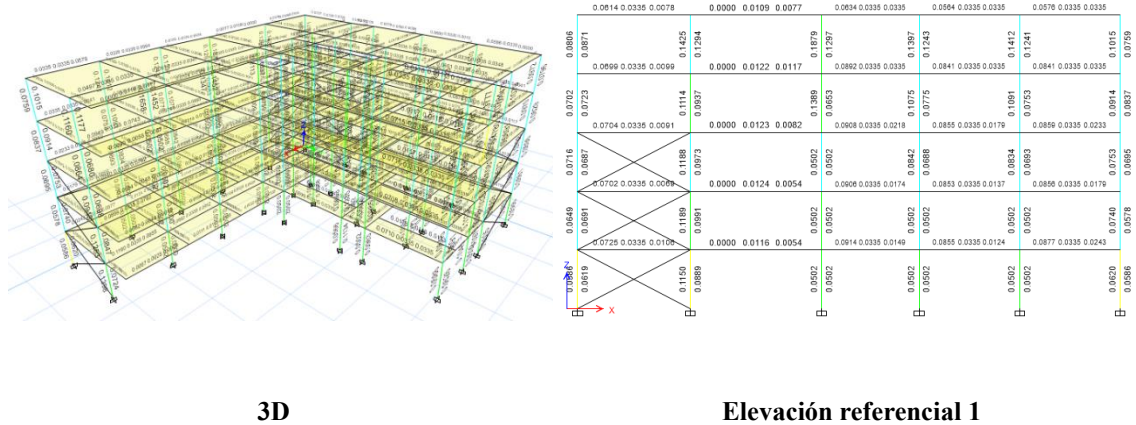
Cálculo de acero transversal para secciones de vigas y columnas en el modelo de muros.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.22

Cálculo de acero transversal para secciones de vigas y columnas en el modelo de riosstras.



Fuente: Elaboración propia.

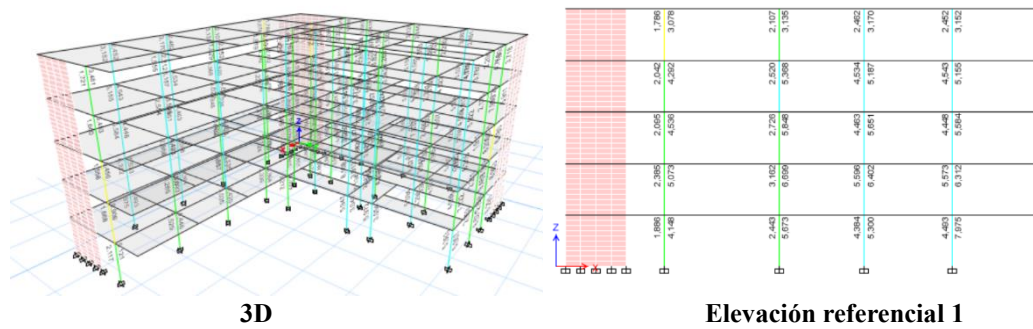
2.16.4 Verificación Nudos

En el análisis realizado, se llevaron a cabo comprobaciones del nudo referidas a la verificación del criterio de columna fuerte- viga débil. Así como también se verificó la capacidad al corte de los nudos. Se recalca que estas comprobaciones se hicieron en el nudo usando las consideraciones estipuladas en las especificaciones del ACI 318-19, en su capítulo 15, Nudos Viga-Columna y Losa-Columna. En las figuras se muestra la verificación de la relación de Capacidad (6/5 Viga) /Columna, en que se comprueba el tener vigas dúctiles con relación a las columnas. Además de la verificación de la Relación de Capacidad a Corte de los nudos de

Hormigón Armado. En las uniones viga-columna prevalecerá el acero de corte proveniente de la columna debiéndose colocar como refuerzo en todo el nudo.

Figura 2.23

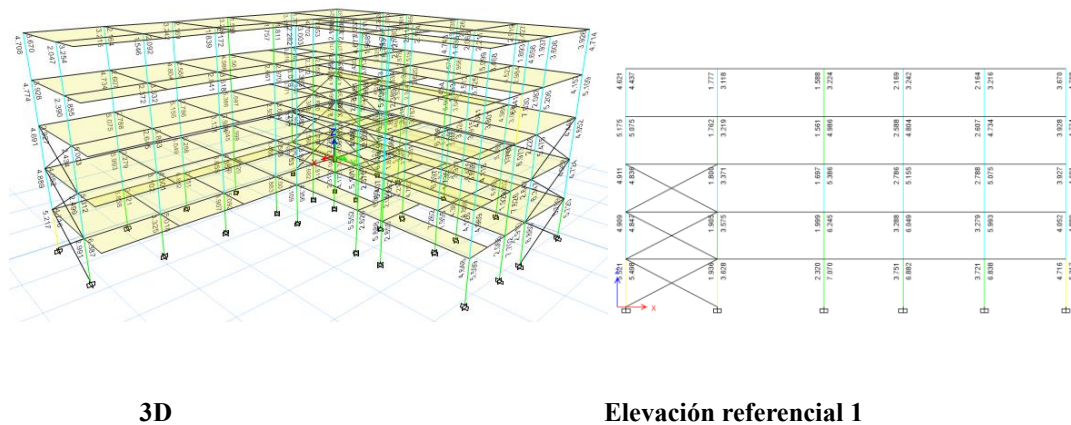
Verificación de columna fuerte viga débil del modelo de muros.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.24

Verificación de columna fuerte viga débil del modelo de riostras.



Fuente: Elaboración propia.

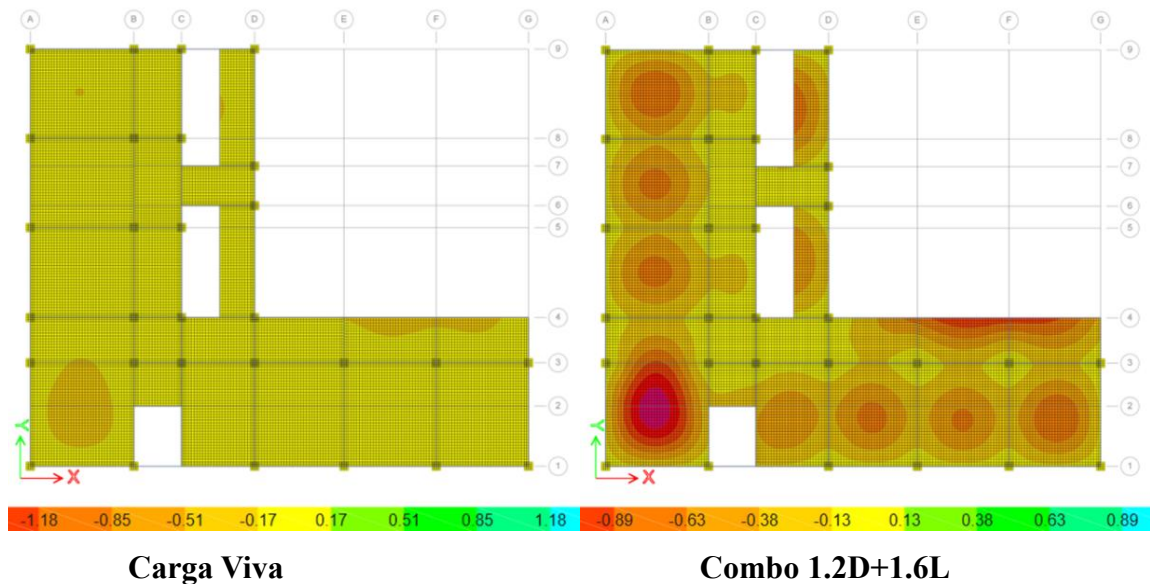
2.16.5 Diseño de losas

Las losas de entrepiso serán aligeradas, de 20cm de espesor, de hormigón armado con acero de refuerzo en dos direcciones ortogonales. Se consideran sustentadas perimetralmente en cada paño por las vigas que forman los pórticos.

Se ha verificado el no exceder los límites máximos para la deflexión $L/480$ para 1.6 de la carga viva y 1.2 de la carga muerta dando un máximo de deflexión de 1.65 cm, $L/360$ para cargas vivas dando un máxima de 2.20 cm, como se indica en el ACI 318-14 en 24.2.2.

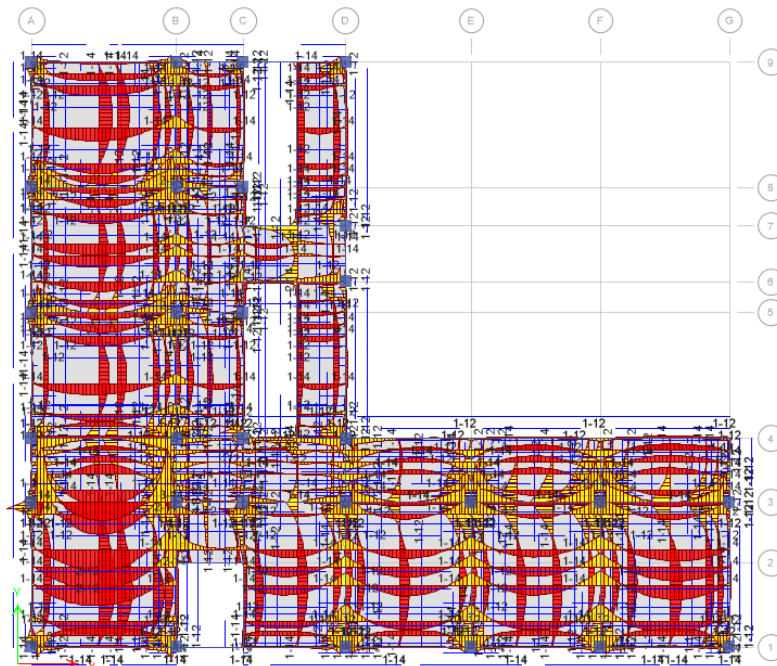
Se verifica el armado de cada uno de los nervios en función de los esfuerzos a los que estarán sometidos, así como también, se verifica el cumplimiento del armado mínimo. El armado resultante de la losa indica la colocación de acero de $\varnothing 12\text{mm}$ como refuerzos para flexión positiva y acero de $\varnothing 14\text{mm}$ como refuerzo para flexión negativa, además se contempla la colocación de una malla electrosoldada de temperatura $150 \times 150 \times 4\text{mm}$. El diseño de la losa es para los dos edificios ya que soportan la mimas cargas gravitacionales.

Figura 2.25
Verificación de deflexiones.



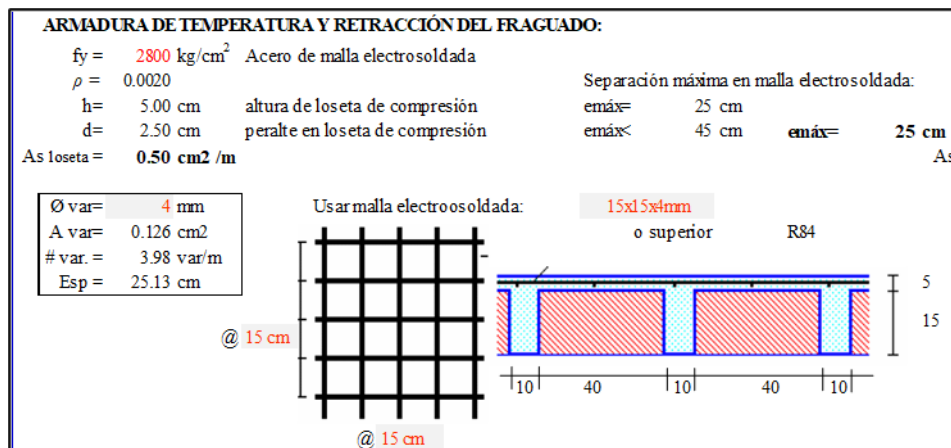
Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.26
Diseño de la losa con el software Safe 2020.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.27
Verificación del armado por temperatura y retracción del fraguado de la losa.



Fuente: Elaboración propia.

2.16.6 Diseño de cimentaciones

En general, se tienen tres opciones para considerar la interacción suelo–estructura: (a) considerar la fundación y el suelo como elementos dentro del modelo, (b) considerar la interacción del suelo como resortes equivalentes en la base de la estructura, y (c) considerar el modelo empotrado al suelo, sin considerar el efecto de la interacción suelo–estructura.

En este caso, en el modelo de la estructura se consideró la tercera opción ya que se modeló las bases de las columnas empotradas en el nivel de cimentación. Posteriormente, se modeló la cimentación, la cual consta de zapatas corridas bajo los ejes principales de columnas de la estructura principal y se incorporó la interacción del suelo mediante la inclusión de resortes equivalentes que representan la rigidez del suelo de fundación (en función del módulo de Winkler correspondiente).

Tabla 2.42

Verificación del armado por temperatura y retracción del fraguado de la losa.

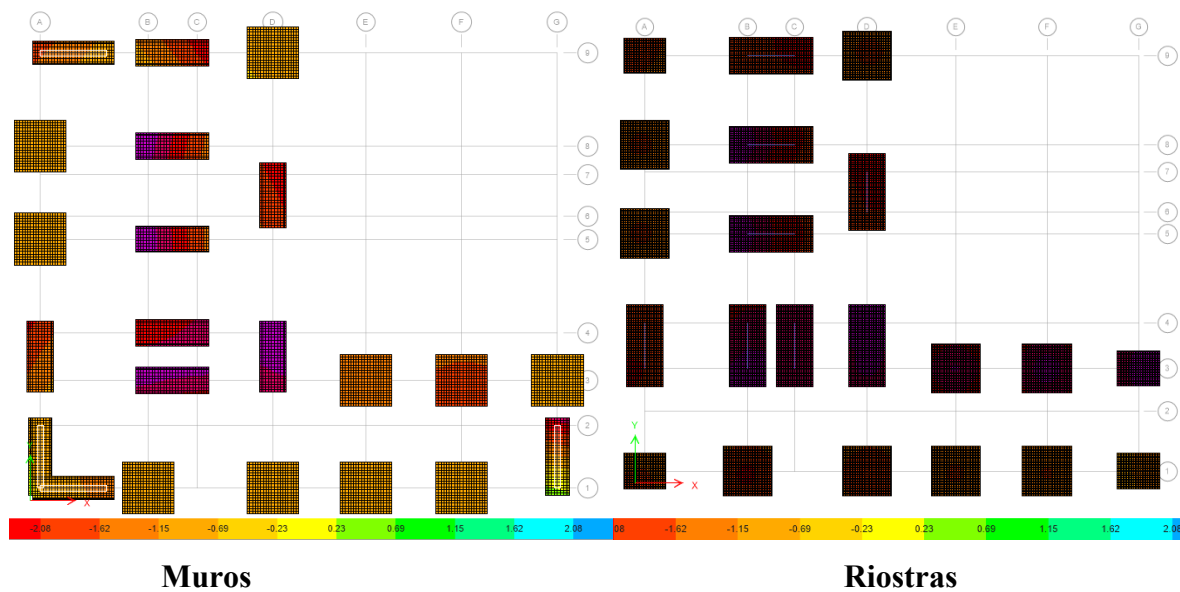
Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.84	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	1.93	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.02	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.11	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.20	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.29	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.38	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.47	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.56	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.65	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.74	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.83	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	2.92	2.75	5.50		
1.50	3.01	2.80	5.60		

Fuente: Morrison (1993).

Se comprobó que no se tengan asentamientos diferenciales importantes producto de la acción de las cargas muertas y vivas de servicio. Se transportó el nivel de la base, correspondiente a la cimentación, al programa Safe2020 y se verificó que los esfuerzos producidos por los diferentes estados de carga no sobrepasen la carga admisible del suelo de cimentación. Se diseñó la cimentación de acuerdo con lo indicado en las normas vigentes en coordinación con los datos emitidos del estudio de suelo.

Figura 2.28

Verificación de esfuerzos de la cimentación para el modelo de riostras.



Fuente: Elaboración propia.

La verificación de las secciones de concreto se realizará en el programa EXCEL, además del diseño del acero de refuerzo adjuntado en los anexos del presente documento.

2.17 Resumen de secciones en soluciones

Tabla 2.43

Resumen de secciones del diseño de muros y riostras.

Resumen de secciones de los modelos diseñados	
VIGAS	
Modelo muros	Modelo riostras
V1 40x50cm	V1 40x50cm
V2 45x60cm	V2 45x60cm
V3 45x70cm	V3 40x60cm
V5 40x65cm	V4 45x80cm
V6 40x55cm	
Columnas	
Modelo muros	Modelo riostras
C2 60x60cm	C1 60x60cm
	C2 70x70cm
Losas	
Modelo muros	Modelo riostras
Loseta e=5cm	
V vigueta losa 10x20cm	
Cimentaciones	
Modelo muros	Modelo riostras
Z1 1x4,5x0,5m	Z1 3x2.5x0.5m
Z2 3.5x3.5x0.5m	Z2 3.5x3.5x0.5m
Z3 3x6x0.6m	Z3 3x6x0.6m

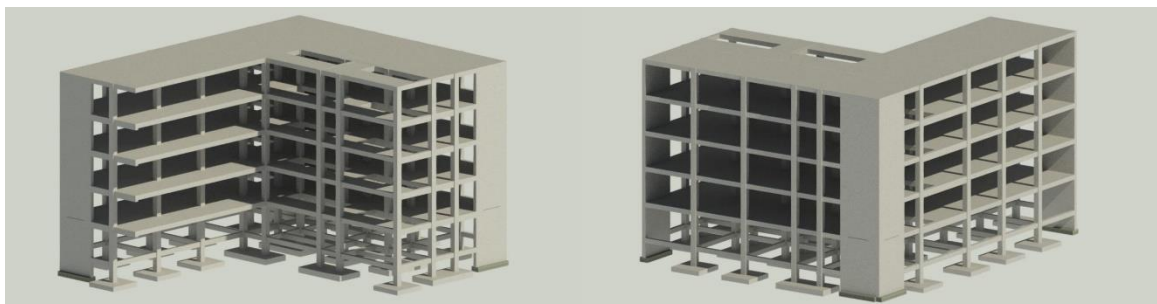
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO 3: RESULTADOS

La tecnología Building Information Modeling (BIM) facilita el diseño integrado y el proceso constructivo, a través de gráficos en 3D inteligentes con información paramétrica de los miembros que componen la estructura como lo son: el área, volumen, propiedades físicas, precios detalles, lo que ayuda a la construcción de estructuras de mejor calidad y menor costo (León, 2018).

Los modelos BIM trabajan con elementos definidos como objetos paramétricos con particularidades y practicas preestablecidos. El termino paramétrico hace referencia a la conexión entre todos los miembros del modelado lo que da coordinación y la gestión lo que de cambios en el modelo. Esto permite la cuantificación de cantidades de obra de manera eficaz, por este motivo se ha decidido el modelo de la estructura en el programa REVIT, para la cuantía de obra.

Figura 3.1
Modelo BIM de solución con muros



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2
Modelo BIM de solución con riostras.



Fuente: Elaboración propia.

3.1 Presupuestos de los sistemas estructurales

Son estimaciones de los valores de las inversiones a realizar para obtener con total terminación la parte estructural de los modelos planteados, los cuales fueron elaborados con información del instituto ecuatoriano de la construcción (INEC) la cual proporciona estadísticas y datos relacionados con los costos y rendimientos en la construcción, cámara de la industria de la construcción (CAMICON) la cual ofrece información de los precios de materiales, mano de obra y estudios de mercado. Cada precio tiene su respectivo análisis de precios unitarios (APUS), que se realizó con referencias de precios, rendimientos (mano de obra). La estimación presupuestaria se realizó en base las cantidades de obra determinadas con el modelo BIM en el software Revit, precios unitarios de materiales y mano de obra, los ítems determinados para cada sistema estructural (Julián et al., 2015).

Tabla 3.1
Presupuesto de solución con muros

Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
1	502050	Excavación a máquina con retroexcavadora	m3	526.33	4.52	2,379.01
2	560009	Excavación Manual	m3	52.63	12.14	638.93
3	502014	Desalojo de materiales en volqueta hacia botadero con impuesto. Incluye esponjamiento	m3/km	68.42	0.95	65.00
4	560010	Relleno Compactado con Material de Mejoramiento	m3	56.90	28.22	1,605.72
5	560011	Relleno Compactado con Material de sitio	m3	5.69	9.84	55.99
6	560205	Replanteo de Hormigón Simple f'y 180 (Preparado en Obra)	m3	14.23	129.20	1,838.52
7	560253	Hormigón simple f'c= 280 Kg/cm2	m3	635.23	187.66	119,207.26
8	560022	Hormigón simple f'c = 280 Kg/cm2 Impermeabilizado en Losas	m3	331.78	176.72	58,632.16
9	560027	Corte de Juntas para pavimentos de Hormigón y relleno con banda de poliuretano	m2	657.65	3.42	2,249.16
10	560028	Acero de Refuerzo f'y 4200 kg/cm2 cortado y figurado	Kg	65,516.83	2.26	148,068.04
11	560031	Malla tipo R 196 f'y=4200 kg/cm2 (5-10)	m2	3,565.38	5.30	18,896.51
12	560032	Encofrado recto en zapata	m2	163.00	14.03	2,286.89
13	510060	Encofrado de Pedestales sobre plintos	m2	68.64	15.94	1,094.12
14	560037	Encofrado recto en columnas con apuntalamiento metálico	m2	237.12	19.52	4,628.58
15	510071	Encofrado de madera para cadenas (2 usos)	m2	439.36	7.84	3,444.57
16	510077	Encofrado de losas planas-CC	m2	520.20	9.91	5,155.18
17		MUROS				34,704.78
17.1	502050	Excavación a máquina con retroexcavadora	m3	36.00	1.87	67.32
17.2	560009	Excavación Manual	m3	3.60	12.14	43.70

17.3	502032	Sobrecarreo de materiales para desalojo. Incluye esponjamiento	m3/km	46.80	0.56	26.21
17.4	502014	Desalojo de materiales en volqueta hacia botadero con impuesto. Incluye esponjamiento	m3/km	46.80	0.95	44.46
17.5	560010	Relleno Compactado con Material de Mejoramiento	m3	6.30	28.22	177.79
17.6	560216	Hormigón de limpieza f'c=140kg/m2 -CC	m3	0.90	120.52	108.47
17.7	560028	Acero de Refuerzo f'y=4200 kg/cm2 cortado y figurado	Kg	2,799.59	2.26	6,327.07
17.8	510059	Encofrado recto de muros	m2	809.92	10.58	8,568.95
17.9	540023	Hormigón Simple f'c = 240 kg/cm2	m3	147.99	130.69	19,340.81
TOTAL						404,950.43

*Precios no incluyen IVA

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2
Presupuesto de solución con riostras.

Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
1	502050	Excavación a máquina con retroexcavadora	m3	517.08	4.52	2,337.18
2	560009	Excavación Manual	m3	51.71	12.14	627.73
3	502014	Desalojo de materiales en volqueta hacia botadero con impuesto. Incluye esponjamiento	m3/km	67.22	0.95	63.86
4	560010	Relleno Compactado con Material de Mejoramiento	m3	55.90	28.22	1,577.50
5	560011	Relleno Compactado con Material de sitio	m3	5.59	9.84	55.01
6	560205	Replanteo de Hormigón Simple f'c= 180 Kg/cm2 (Preparado en Obra)	m3	13.98	129.20	1,805.57
7	560253	Hormigón simple f'c= 280 Kg/cm2	m3	690.82	187.66	129,639.28
8	560022	Hormigón simple f'c= 280 Kg/cm2 Impermeabilizado en Losas	m3	331.78	176.72	58,632.16
9	560027	Corte de Juntas para pavimentos de Hormigón y relleno con banda de poliuretano	m2	657.65	3.42	2,249.16
10	560028	Acero de Refuerzo f'y=4200 kg/cm2 cortado y figurado	Kg	65,992.25	2.26	149,142.49
11	560031	Malla tipo R 196 f'y=4200 kg/cm2 (5-10)	m2	3,565.38	5.30	18,896.49
12	560032	Encofrado recto en zapata	m2	194.90	14.03	2,734.45
13	510060	Encofrado de Pedestales sobre plintos	m2	70.84	15.94	1,129.19
14	560037	Encofrado recto en columnas con apuntalamiento metálico	m2	244.72	19.52	4,776.93
15	510071	Encofrado de madera para vigas	m2	520.54	7.84	4,081.03
16	510077	Encofrado de losas planas-CC	m2	520.20	9.91	5,155.18
17		RIOSTRAS				27,236.92
17.1	560197	Perfilería Estructural	Kg	8,173.52	2.08	17,000.92
17.2	557187	Conexión entre riostras metálicas	u	12.00	266.96	3,203.52
17.3	557188	Conexión entre riostras metálicas - anclaje a Hormigón	u	48.00	146.51	7,032.48
TOTAL						410,140.13

*Precios no incluyen IVA

Fuente: Elaboración propia.

3.2 Cronograma de obra

Para la elaboración del cronograma se recopiló la información útil del presupuesto al cual se dará un orden cronológico, del presupuesto se extrae los ítems a ser ejecutados en obra, por ejemplo: cimentaciones, fundición de losa, fundición de columnas, etc. Las diferentes tareas definidas se les debe asignar un tiempo de ejecución y ordenarlas en tareas y subtareas, se consideró en el programa el traslape de actividades, es decir actividades que se pueden realizar al mismo tiempo y actividades individuales las cuales son indispensables realizar antes de continuar con la ejecución de obra.

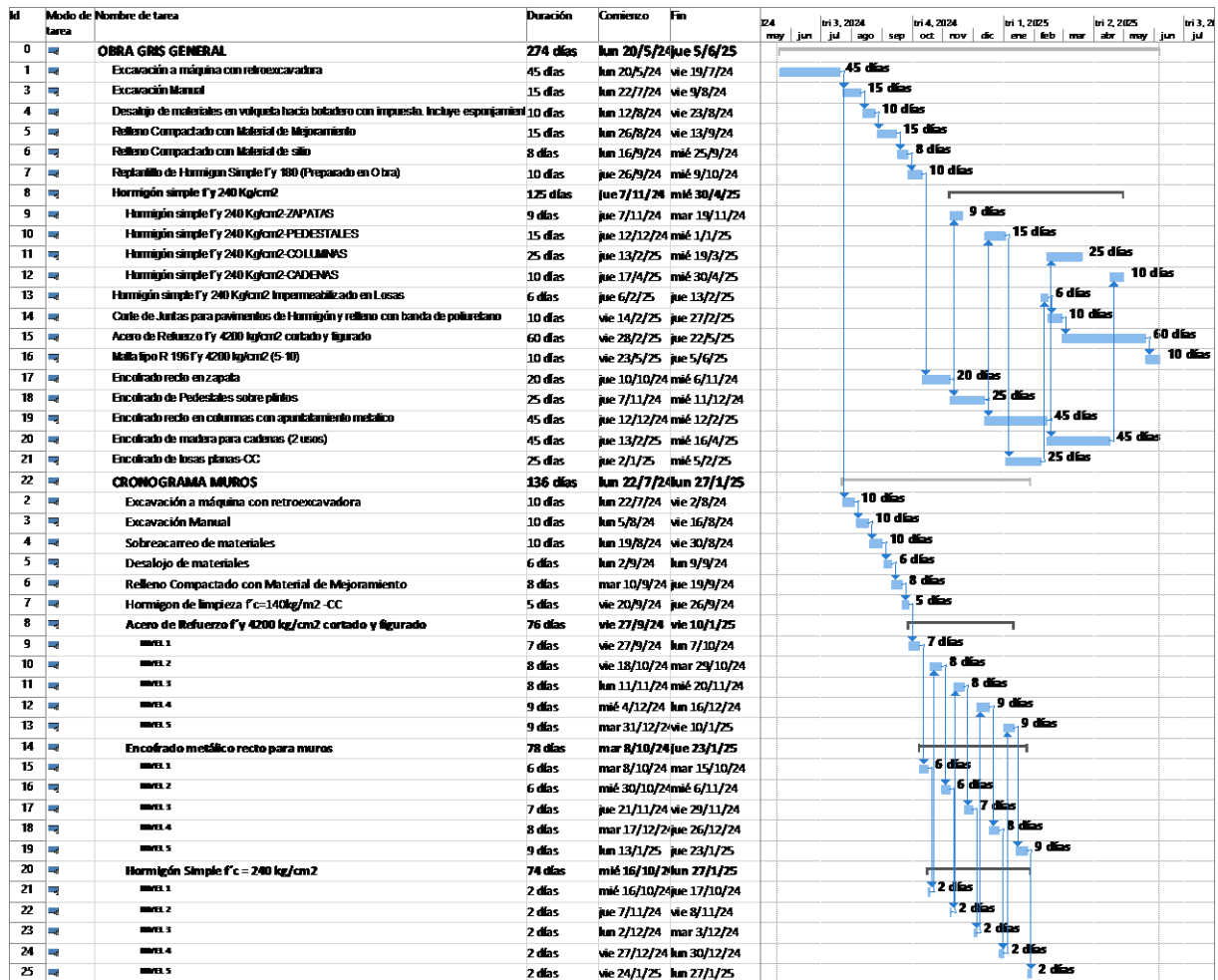
La tabla 3.3 y 3.4, muestra el tiempo individual de construcción de cada solución estructural ya que si se realizan a la par del edificio no existe una variación en el tiempo de entrega final del proyecto.

Tabla 3.3
Cronograma de solución de riostras.

Id	Medio de tarea	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin	Semestre 2, 2024												Semestre 1, 2025												Semestre 2, 2025											
						A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O																	
0		OBRA GRIS GENERAL	274 días	lun 20/5/24	jue 5/6/25																																				
1		Excavación a máquina con retroexcavadora	45 días	lun 20/5/24	vie 19/7/24																																				
2		Excavación Manual	15 días	lun 22/7/24	vie 9/8/24																																				
3		Desalijo de materiales en voladura hacia baladero con imputa. Incluye esponjamiento	10 días	lun 12/8/24	vie 23/8/24																																				
4		Relleno Compactado con Material de Mejoramiento	15 días	lun 26/8/24	vie 13/9/24																																				
5		Relleno Compactado con Material de sitio	8 días	lun 16/9/24	mié 25/9/24																																				
6		Repartido de Hormigón Simple Fy 180 (Preparado en Obra)	10 días	jue 26/9/24	mié 9/10/24																																				
7		Hormigón simple Fy 240 Kg/cm ²	125 días	jue 7/11/24	mié 30/4/25																																				
8		Hormigón simple Fy 240 Kg/cm ² -ZAPATAS	9 días	jue 7/11/24	mar 19/11/24																																				
9		Hormigón simple Fy 240 Kg/cm ² -PEDESTALES	15 días	jue 12/12/24	mié 1/1/25																																				
10		Hormigón simple Fy 240 Kg/cm ² -COLUMNAS	25 días	jue 13/1/25	mié 19/3/25																																				
11		Hormigón simple Fy 240 Kg/cm ² -CADERNS	10 días	jue 17/1/25	mié 30/1/25																																				
12		Hormigón simple Fy 240 Kg/cm ² impermeabilizado en Losas	6 días	jue 6/2/25	jue 13/2/25																																				
14		Corte de Juntas para pavimentos de Hormigón y relleno con banda de polietileno	10 días	vie 14/2/25	jue 27/2/25																																				
15		Acero de Refuerzo Fy 4200 kg/cm ² cortado y figurado	60 días	vie 28/2/25	jue 22/5/25																																				
16		Malla tipo R 106 Fy 4200 kg/cm ² (5-10)	10 días	vie 23/5/25	jue 5/6/25																																				
17		Encofrado recto en zapata	20 días	jue 10/10/24	mié 6/11/24																																				
18		Encofrado de Pedestales sobre plintos	25 días	jue 7/11/24	mié 11/12/24																																				
19		Encofrado recto en columnas con apuntalamiento metálico	45 días	jue 12/12/24	mié 12/2/25																																				
20		Encofrado de maderca para cadenas (2 usos)	45 días	jue 13/2/25	mié 16/4/25																																				
21		Encofrado de losas planas-CC	25 días	jue 2/1/25	mié 5/2/25																																				
22		CRONOGRAMA RIOSTRAS	43 días	vie 14/2/25	mar 15/4/25																																				
1		Perfiles Estructural Fy 2520 kg/cm ² -Estructural	36 días	vie 14/2/25	vie 4/4/25																																				
3		RI03.1	7 días	vie 14/2/25	lun 24/2/25																																				
4		RI03.2	7 días	jue 6/3/25	vie 14/3/25																																				
5		RI03.3	8 días	mié 26/3/25	vie 4/4/25																																				
6		Conexion entre riostras metalicas	32 días	mar 25/2/25	mié 9/4/25																																				
7		RI03.1	3 días	mar 25/2/25	jue 27/2/25																																				
8		RI03.2	3 días	lun 17/3/25	mié 19/3/25																																				
9		RI03.3	3 días	lun 7/4/25	mié 9/4/25																																				
10		Conexion entre riostras metalicas anclaje a Hormigon	33 días	vie 28/2/25	mar 15/4/25																																				
11		RI03.1	4 días	vie 28/2/25	mié 5/3/25																																				
12		RI03.2	4 días	jue 20/3/25	mar 25/3/25																																				
13		RI03.3	4 días	jue 10/4/25	mar 15/4/25																																				

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.4
Cronograma de solución de muros.



Fuente: Elaboración propia.

3.3 Conclusiones

3.3.1 Estructurales

En el proyecto planteado las juntas sísmicas no resultaron en una solución viable para disminuir la torsión en los dos primeros modos de vibrar, a pesar de ello son importantes dado a la existencia de casos donde estas son imprescindibles aplicarlas, por ejemplo, en la normativa NEC-SE-VIVIENDA impide que las construcciones tengan una relación mayor de 4 respecto a su longitud y ancho, debido a que las estructuras muy alargadas tienden a ser inestables por presentar problemas de torsión y pandeo, también la distribución de cargas puede ser desigual causando que ciertas áreas estén más cargadas que otras pudiendo llevar al

fallo a largo plazo. En el caso de nuestro proyecto, se propone directamente proceder con las siguientes soluciones.

Los muros de corte aportan mayor rigidez y resistencia lateral que las riostras, disminuyendo drásticamente los desplazamientos laterales en comparación al modelo inicial. La amplia área de los muros ayuda a una mejor distribución de cargas, lo que impide la concentración de esfuerzos y ofrecen mayor resistencia a la flexión por su alta inercia, reduciendo las cargas en los elementos estructurales lo que se ve refleja en el diseño, obteniendo secciones más pequeñas comparado con el diseño del edificio que posee riostras. En este caso fue necesario que el muro se ubique en toda la elevación de la edificación, a comparación de las riostras, que solamente se ubicaron en los tres primeros pisos.

En el caso de las riostras, estas son flexibles frente los diseños arquitectónicos, debido a que ocupan menos espacio y dan mayor libertad a disposición de ventanas, puertas y espacios abiertos, son más fáciles de instalar y modificarlas a comparación de los muros de corte en el caso de remodelaciones y son menos pesadas lo que disminuye la demanda en las cimentaciones o elementos estructurales adyacentes.

3.3.2 Costos

Las cantidades de acero y hormigón varían en cada modelo debido a las diferentes demandas de los elementos estructurales. En el caso de las vigas y columnas del modelo de riostras, se necesita una mayor sección de hormigón y acero en comparación con el modelo de muros, ya que los muros aportan mayor rigidez a la estructura, reduciendo la demanda sísmica sobre los elementos estructurales. Esta variación de precios también se debe a las dimensiones constructivas, ya que, en el caso del hormigón, no se pueden usar dimensiones que no puedan construirse en la realidad.

La reducción de acero y hormigón en el modelo de muros también se debe a la omisión de algunas columnas, ya que los muros cumplen su función. Sin embargo, las zapatas del modelo de muros son mayores debido al mayor peso que deben soportar, lo que requiere una mayor área para distribuir los esfuerzos adecuadamente hacia el suelo.

La cantidad de material utilizada en las riostras es significativamente menor que en los muros. Esto se refleja en los costos, donde las riostras requieren más material en sus elementos

estructurales lo que eleva sus precios. El sistema estructural completo con los muros resulta ser aproximadamente \$5000 más económicos.

Para aplicaciones independientes como las restauraciones o remodelaciones, las riostras son la mejor opción debido a que son \$7500 más económicas que los muros de corte, aunque esta diferencia puede variar. La menor cantidad y el tipo de material utilizado en las riostras contribuyen a su costo más bajo.

Tabla 3.5

Comparación de costos de construcción de las soluciones estructurales

	Riostras	Muros	Diferencia	Solución más Económica
Obra gris general sin solución	\$ 382,903.21	\$ 370,245.65	\$ 12,657.56	Muros
Sistema estructural de solución	\$ 27,236.92	\$ 34,704.78	\$ 7,467.86	Riostras
TOTAL	\$ 410,140.13	\$ 404,950.43	\$ 5,189.70	Muros

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3 Tiempo

Las estructuras construidas desde cero con una adecuada planificación de tiempos y una estricta adherencia al cronograma no presentan mayores variaciones en los tiempos al comparar las distintas soluciones, ya que es posible traslapar actividades. Sin embargo, cuando una estructura necesite de reparaciones o restauraciones los tiempos se ven afectados debido a que la construcción de las soluciones se realizara independientemente de la construcción de la estructura.

Debido a que los muros de corte son realizados con hormigón armado y posee una gran área, el tiempo de construcción es mayor en comparación con las riostras, que están hechas con elementos prefabricados como la tubería cuadrada. Además, las vigas pueden funcionar inmediatamente después de su colocación a diferencia del hormigón que necesita fraguar. En nuestro caso los muros tomaron tres veces más de tiempo que las riostras, aunque esto puede variar dependiendo del diseño de cada muro. Un punto negativo a destacar de las riostras es que se necesita de personal calificado y con experiencia para la instalación y para la realización de las conexiones.

En el caso de nuestro proyecto, la cantidad de días que se demore cada sistema estructural no afectara a la duración final del proyecto debido a que se realizan en actividades en paralelo

independientes. En el caso de cada sistema de solución, los muros estructurales son los más demorados en construir con respecto a las riostras, su instalación es mucho más rápida debido a que con la misma cantidad de obreros la instalación resulta de dos a tres meses más rápida.

Tabla 3.6
Comparación de tiempos de construcción de las soluciones estructurales

	Riostras	Muros	
Obra gris general sin solución	274	274	días
Sistema estructural de solución	43	136	días
TOTAL	274	274	días

Fuente: Elaboración propia.

3.3.4 Recomendaciones

La elección de un sistema estructural depende de diversos factores, como las características arquitectónicas del proyecto, cargas que debe soportar, etc. Por ejemplo, en el tema arquitectónico las riostras son mejores opciones que los muros de corte debido a que: ocupan menos espacio, son ligeras, lo que reduce el tamaño de zapatas, se adaptan mejor a formas a estructuras con formas irregulares o espacios abiertos, y son estéticamente más atractivas.

En el tema estructural se recomienda que en proyectos de baja y mediana altura con una amenaza sísmica moderada. Que soporten cargas moderadas y el factor de importancia sea 1 se recomienda el uso de riostras, que brindan la resistencia, rigidez y estabilidad suficiente para que la estructura sea segura antes movimientos telúricos. Con un costo menor al de los muros de corte.

En el caso de zonas con alta peligrosidad sísmica y/o estructuras de altas. O estructuras que soporten grandes cargas y su factor de importancia sea superior a 1, como es el caso de institutos u hospitales. Se recomienda el uso de muros a corte que brindan mayor rigidez y resistencia que las riostras.

BIBLIOGRAFÍA

- Aki, K., & Richards, P. G. (2002). *Quantitative seismology* (2nd ed.). University Science Books.
- American Concrete Institute. (2019). *ACI 318*. Washintong: ACI.
- American Institute of Steel Construction AISC 341. (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC.
- American Institute of Steel Construction AISC 360. (2022). *Specifications for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC.
- Cámara de la Industria de la construcción. (2023). *Revista Construcción*. Quito: CAMICON.
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (4th ed.). Pearson.
- Chua, D. K. H., Kog, Y. C., & Hsieh, S. L. (2019). Estimating construction costs using cost indices: A study of the accuracy of construction cost index for forecasting construction cost. *Journal of Construction Engineering and Management*, 145(8), 04019071. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CO.1943-7862.0001692](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0001692)
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (5ta. ed.) Asociación latinoamericana del acero.
- Fialko, Y. (2016). *Introduction to seismology* (2nd ed.). Cambridge University Press.
- Gavilanes, F., Larrea, A., & Quezada, G. (2015). Sustainable building materials and their impact on construction costs: The case of Ecuador. *Procedia Engineering*, 118, 926-933. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.484>
- Hinze, J., & Tracey, A. (2017). *Construction contracting: A practical guide to company management*. Wiley.
- Julián, C., Fabián, E., & Wiliam, A. (2015, febrero). Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales para viviendas de baja altura y de interés social. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 480–488.

- Kunnath, S. K., & Reinhorn, A. M. (1991). Seismic response of asymmetric structures. *Journal of Structural Engineering*, 117(2), 405-423. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:2\(405\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:2(405))
- León, J. A. R. (2018). Comparación entre metodologías building information modeling (BIM) y metodologías tradicionales en el cálculo de cantidades de obra y elaboración de presupuestos. Caso de estudio: Edificación educativa en Colombia. Universidad distrital Francisco José de Caldas.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015). NEC-SE-AC: Estructuras de Acero. Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015). NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas). Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015). NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente. Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015). NEC-SE-HM: Hormigón Armado, diseño sismo resistente. Quito, Ecuador.
- Palate Moyolema, L. A. (2012). Elaboración de presupuesto, programación y sistema de control y su incidencia en la construcción de edificios, aplicada al edificio Torres del Río (Bachelor's thesis).
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press.
- Rueda, O. J. G., & Rondón, E. M. (2004). Estudio analítico de los efectos de la torsión natural en el comportamiento de edificios de varios pisos torsionalmente desbalanceados ante solicitaciones sísmicas. *Revista De La Facultad De Ingenierías Fisicomecánicas*, 8(15), 148–158.

- Ruiz, M. C., Molina, E., & Font, Y. (2018). The seismic activity in Ecuador. In R. Teixidó (Ed.), *Seismicity of the European Area: Part 2* (pp. 125-137). Springer.
- Sarmiento, RO (2016). *Diseño sismorresistente de edificaciones de armado concreto*. Oviedo Ingeniería EIRL.
- Schwalbe, K. (2018). *Information technology project management*. Cengage Learning.
- Sucuoglu, H., & Yucemen, M. S. (2019). Seismic design and assessment of asymmetrical buildings equipped with base isolators. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 122, 105-118. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.013>
- Vallecilla, J. O. M. (2018). *Elementos de concreto reforzado II*. Universidad de Ibagué.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Torres, K. P. Y., Sanchez, B. D. B., Cuasapaz, D. P. G., & Oñate, D. M. S. (2021). Análisis de vibraciones por acción de caminado en edificios metálicos empleando pórticos resistentes a momento. *Green World Journal*, 4(4),

ANEXOS

ANEXO 1

Análisis de Precios Unitarios

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 502014

Descrip.: Desalajo de materiales en volqueta hacia botadero con impuesto. Incluye esponjamiento

Unidad: m3/km

COSTOS DIRECTOS							
Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
						Subtotal de Equipo:	0.00 0.00%
Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
227079	Impuesto en escombrera municipal	m3	1.00000	0.32		0.32	40.51%
						Subtotal de Materiales:	0.32 40.51%
Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
302001	Transporte de materiales en volqueta	m3/km	1.30000	0.25	1.00	0.33	41.77%
						Subtotal de Transporte:	0.33 41.77%
Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.		Total	%
416001	Ayudante de albañil	1.00	3.51	0.02000		0.07	8.86%
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.02000		0.07	8.86%
						Subtotal de Mano de Obra:	0.14 17.72%
						Costo Directo Total:	0.79
COSTOS INDIRECTOS							
						20 %	0.16
						Precio Unitario Total	0.95

Son: CERO CON 95/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510005
Descrip.: Construcción de tableros de encofrar, triplex de 15 mm ; L=2.44 m, A=35 cm
Unidad: uni

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.16	0.84%
102031	Sierra Circular	Hora	1.00000	0.74	0.30000	0.22	1.15%
Subtotal de Equipo:						0.38	1.99%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
215003	Clavo 1 1/2 x 16 (25kg/caja)	kg	0.36000	2.30		0.83	4.35%
220086	Sika Cola Blanca	Plástico 4 kg	0.09000	10.50		0.95	4.98%
2AO002	Tira de Copal, 4x5 cm	uni 3.00 m	2.10000	2.31		4.85	25.41%
2AP018	Tablero Plywood de 15 mm, Clase Industrial	Uni 1.22x2.44 m	0.33000	26.79		8.84	46.31%
Subtotal de Materiales:						15.47	81.04%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
416004	Ayudante de carpintero	1.00	3.51	0.30000	1.05	5.50%	
417005	Carpintero	1.00	3.55	0.30000	1.07	5.61%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.30000	1.12	5.87%	
Subtotal de Mano de Obra:						3.24	16.97%

Costo Directo Total: 19.09

COSTOS INDIRECTOS

20 % 3.82

Precio Unitario Total 22.91

Son: VEINTE Y DOS CON 91/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510071
Descrip.: Encofrado de madera para cadenas (2 usos)
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	1.00000	0.40	0.20000	0.08	1.21%
Subtotal de Equipo:						0.08	1.21%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
2AO004	Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.71000	2.50		1.78	26.93%
2AO019	Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm.	u	0.80000	1.07		0.86	13.01%
215079	CLAVOS	Kg	0.15000	0.76		0.11	1.66%
2AO012	Pingos de eucalipto	ml	1.60000	0.94		1.50	22.69%
Subtotal de Materiales:						4.25	64.30%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	2.00	3.51	0.20000	1.40	21.18%	
400015	Albañil	1.00	3.32	0.20000	0.66	9.98%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.06000	0.22	3.33%	
Subtotal de Mano de Obra:						2.28	34.49%

Costo Directo Total: 6.61

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.32

Precio Unitario Total 7.93

Son: SIETE CON 93/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510077
Descrip.: Encofrado de losas planas-CC
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.10	1.23%
104013	Puntales extensibles 2.1-3.65m	Hora	0.41200	0.01	86.60000	0.36	4.43%
104014	Cc Crucetas cortas 1,2m (ángulo)	Hora	0.38200	0.00	86.60000	0.00	0.00%
Subtotal de Equipo:						0.46	5.66%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
215011	Clavo 2" x 11 (25 kg/caja)	kg	0.02000	1.62		0.03	0.37%
2AO002	Tira de Copal, 4x5 cm	uni 3.00 m	0.22000	2.31		0.51	6.27%
2AP019	Tablero Plywood de 18 mm, Clase Industrial	Uni 1.22x2.44 m	0.04000	30.35		1.21	14.88%
510031	Construcción de tableros de encofrar, triplex de 18 mm ; L=1.22 m, A=60 cm	uni	0.17950	19.66		3.53	43.42%
Subtotal de Materiales:						5.28	64.94%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
302006	Transporte en Camión capacidad de 200 qq	Flete hasta 6 km	0.01500	30.00	1.00	0.45	5.54%
Subtotal de Transporte:						0.45	5.54%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	1.00	3.51	0.13400	0.47	5.78%	
416005	Ayudante de encofrador	2.00	3.51	0.13400	0.94	11.56%	
417006	Encofrador	1.00	3.55	0.13400	0.48	5.90%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.01340	0.05	0.62%	
Subtotal de Mano de Obra:						1.94	23.86%

Costo Directo Total: 8.13

COSTOS INDIRECTOS		
	20 %	1.63

Precio Unitario Total	9.76
------------------------------------	-------------

Son: NUEVE CON 76/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 540023
Descrip.: Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
102012	Concretera de 1 saco	Hora	1.00000	3.10	0.76000	2.36	2.15%
101021	Herramientas varias	Hora	5.00000	0.40	0.76000	1.52	1.39%
Subtotal de Equipo:						3.88	3.54%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
226001	Cemento Portland Tipo I	saco 50 kg	8.00000	8.00		64.00	58.37%
230019	Arena puesta en obra	m3	0.60000	17.00		10.20	9.30%
230020	Grava puesta en obra	m3	1.00000	15.00		15.00	13.68%
227143	Agua	lt	180.00000	0.01		1.80	1.64%
Subtotal de Materiales:						91.00	83.00%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	4.00	3.51	0.76000	10.67	9.73%	
416001	Ayudante de albañil	1.00	3.51	0.76000	2.67	2.44%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.38000	1.42	1.30%	
Subtotal de Mano de Obra:						14.76	13.46%

Costo Directo Total: 109.64

COSTOS INDIRECTOS

20 % 21.93

Precio Unitario Total 131.57

Son: CIENTO TREINTA Y UNO CON 57/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 557187
Descrip.: Conexion entre riostras metalicas
Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101041	Herramienta menor	%MO	5%MO			0.96	1.14%
101044	Soldadora electrica 300 a	Hora	1.00000	1.00	1.04200	1.04	1.23%
Subtotal de Equipo:						2.00	2.37%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
216115	PERFIL IPN 100X50X6MM	Kg	43.75000	1.01		44.19	52.31%
2AJ008	Placa metálica de 400x400x10mm	Kg	5.00000	1.42		7.10	8.41%
227144	Pernos 1/2" x 35 cm	u	6.00000	2.00		12.00	14.21%
Subtotal de Materiales:						63.29	74.93%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
416001	Ayudante de albañil	3.00	3.51	1.04200	10.97	12.99%	
400015	Albañil	1.00	3.32	1.04200	3.46	4.10%	
421001	Inspector de Obra	1.00	3.94	0.20800	0.82	0.97%	
432001	Maestro Soldador Especializado	1.00	3.93	1.00000	3.93	4.65%	
Subtotal de Mano de Obra:						19.18	22.71%

Costo Directo Total: 84.47

COSTOS INDIRECTOS

20 % 16.89

Precio Unitario Total 101.36

Son: CIENTO UNO CON 36/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 557188
Descrip.: Conexion entre riostras metalicas anclaje a Hormigon
Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101041	Herramienta menor	%MO	5%MO			0.96	0.79%
101044	Soldadora electrica 300 a	Hora	1.00000	1.00	1.04200	1.04	0.85%
Subtotal de Equipo:						2.00	1.64%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
216115	PERFIL IPN 100X50X6MM	Kg	43.75000	1.01		44.19	36.20%
2AJ008	Placa metálica de 400x400x10mm	Kg	5.00000	1.42		7.10	5.82%
227144	Pernos 1/2" x 35 cm	u	6.00000	2.00		12.00	9.83%
560251	Anclaje con epoxico y perforaciones FSI	u	6.00000	6.27		37.61	30.81%
Subtotal de Materiales:						100.90	82.65%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
416001	Ayudante de albañil	3.00	3.51	1.04200	10.97	8.99%	
400015	Albañil	1.00	3.32	1.04200	3.46	2.83%	
421001	Inspector de Obra	1.00	3.94	0.20800	0.82	0.67%	
432001	Maestro Soldador Especializado	1.00	3.93	1.00000	3.93	3.22%	
Subtotal de Mano de Obra:						19.18	15.71%

Costo Directo Total: 122.08

COSTOS INDIRECTOS

20 % 24.42

Precio Unitario Total 146.50

Son: CIENTO CUARENTA Y SEIS CON 50/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560009
Descrip.: Excavación Manual
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	1.00000	0.40	2.50000	1.00	9.33%
Subtotal de Equipo:						1.00	9.33%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
Subtotal de Materiales:						0.00	0.00%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	1.00	3.51	2.50000	8.78	81.90%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.25000	0.94	8.77%	
Subtotal de Mano de Obra:						9.72	90.67%

Costo Directo Total: 10.72

COSTOS INDIRECTOS

20 % 2.14

Precio Unitario Total 12.86

Son: DOCE CON 86/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560010
Descrip.: Relleno Compactado con Material de Mejoramiento
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	2.00000	0.40	0.32000	0.26	1.30%
102002	Plancha vibratoria	Hora	1.00000	4.50	0.32000	1.44	7.19%
Subtotal de Equipo:						1.70	8.48%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
230004	Material de mejoramiento puesto en obra	m3	1.32000	11.25		14.85	74.10%
Subtotal de Materiales:						14.85	74.10%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	2.00	3.51	0.32100	2.25	11.23%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.33000	1.24	6.19%	
Subtotal de Mano de Obra:						3.49	17.42%

Costo Directo Total: 20.04

COSTOS INDIRECTOS

20 % 4.01

Precio Unitario Total 24.05

Son: VEINTE Y CUATRO CON 05/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560011
Descrip.: Relleno Compactado con Material de sitio
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	2.00000	0.40	0.32000	0.26	3.11%
102002	Plancha vibratoria	Hora	1.00000	4.50	0.32000	1.44	17.22%
Subtotal de Equipo:						1.70	20.33%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
200091	material del sitio	m3	1.32000	2.40		3.17	37.92%
Subtotal de Materiales:						3.17	37.92%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	2.00	3.51	0.32100	2.25	26.91%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.33000	1.24	14.83%	
Subtotal de Mano de Obra:						3.49	41.75%

Costo Directo Total: 8.36

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.67

Precio Unitario Total 10.03

Son: DIEZ CON 03/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560022
Descrip.: Hormigón simple f'y 280 Kg/cm2 Impermeabilizado en Losas
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
102021	Vibrador Weber a gasolina	Hora	1.00000	1.77	2.00000	3.54	2.07%
101021	Herramientas varias	Hora	5.00000	0.40	2.00000	4.00	2.34%
Subtotal de Equipo:						7.54	4.40%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
220371	ADITIVO IMPERMEABILIZANTE	Kg	0.87500	1.02		0.89	0.52%
200087	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2	m3	1.00000	100.00		100.00	58.39%
200093	Alquiler de bomba para hormigón	m3	1.00000	12.00		12.00	7.01%
Subtotal de Materiales:						112.89	65.92%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.		Total	%
400013	Peón	5.00	3.51	2.00000		35.10	20.50%
400015	Albañil	2.00	3.32	2.00000		13.28	7.75%
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.65000		2.44	1.42%
Subtotal de Mano de Obra:						50.82	29.68%

Costo Directo Total: 171.25

COSTOS INDIRECTOS

20 % 34.25

Precio Unitario Total 205.50

Son: DOSCIENTOS CINCO CON 50/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560027
Descrip.: Corte de Juntas para pavimentos de Hormigón y relleno con banda de poliuretano
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	2.00000	0.40	0.40000	0.32	11.23%
Subtotal de Equipo:						0.32	11.23%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
227088	Varios	Global	0.10000	0.02		0.00	0.00%
200099	imprimante para sello de juntas	ml	1.00000	0.15		0.15	5.26%
200100	cordón para sellado de juntas	ml	1.00000	0.10		0.10	3.51%
200101	cartucho de poliuretano para juntas	u	0.15000	3.35		0.50	17.54%
Subtotal de Materiales:						0.75	26.32%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
417002	Operador de equipo liviano	1.00	3.55	0.50000	1.78	62.46%	
Subtotal de Mano de Obra:						1.78	62.46%

Costo Directo Total: 2.85

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.57

Precio Unitario Total 3.42

Son: TRES CON 42/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560028
Descrip.: Acero de Refuerzo f'y 4200 kg/cm2 cortado y figurado
Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	3.00000	0.40	0.05500	0.07	3.70%
Subtotal de Equipo:						0.07	3.70%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
227088	Varios	Global	1.00000	0.02		0.02	1.06%
201001	Acero en varillas	kg	1.05000	1.08		1.13	59.79%
200102	Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0.06000	0.95		0.06	3.17%
Subtotal de Materiales:						1.21	64.02%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	1.00	3.51	0.05500	0.19	10.05%	
417004	Fierrero	2.00	3.55	0.05500	0.39	20.63%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.00900	0.03	1.59%	
Subtotal de Mano de Obra:						0.61	32.28%

Costo Directo Total: 1.89

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.38

Precio Unitario Total 2.27

Son: DOS CON 27/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560031
Descrip.: Malla tipo R 196 f'y 4200 kg/cm2 (5-10)
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	2.00000	0.40	0.20000	0.16	3.54%
Subtotal de Equipo:						0.16	3.54%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
200103	Malla Armex R-126 (2.4 x 6.25 m 10 x 10 cm)	u	0.07000	41.12		2.88	63.72%
Subtotal de Materiales:						2.88	63.72%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	2.00	3.51	0.20000	1.40	30.97%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.02000	0.08	1.77%	
Subtotal de Mano de Obra:						1.48	32.74%

Costo Directo Total: 4.52

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.90

Precio Unitario Total 5.42

Son: CINCO CON 42/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560032
Descrip.: Encofrado recto en zapata
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	3.00000	0.40	0.60000	0.72	6.02%
Subtotal de Equipo:						0.72	6.02%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
204001	Alambre Amarre Negro #18 (20k)	KL	0.44000	2.03		0.89	7.44%
215011	Clavo 2" x 11 (25 kg/caja)	kg	0.18000	1.62		0.29	2.42%
2AO002	Tira de Copal, 4x5 cm	uni 3.00 m	0.21000	2.31		0.49	4.10%
200104	Desencofrado y limpieza de tableros	hora	0.04000	22.34		0.89	7.44%
200105	Aplicación de desencofrante en encofrados de madera	m2	0.15000	0.79		0.12	1.00%
200106	Construcción de tableros de encofrar, triplex de 15 mm ; L=2.44 m, A=20 cm	uni	0.13600	12.02		1.63	13.63%
200107	Cargado, transporte y descarga de encofrados	Viaje 200 qq	0.00500	69.60		0.35	2.93%
Subtotal de Materiales:						4.66	38.96%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	2.00	3.51	0.60000	4.21	35.20%	
417006	Encofrador	1.00	3.55	0.60000	2.13	17.81%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.06500	0.24	2.01%	
Subtotal de Mano de Obra:						6.58	55.02%

Costo Directo Total: 11.96

COSTOS INDIRECTOS		
		20 %
		2.39

Precio Unitario Total	14.35
------------------------------------	--------------

Son: CATORCE CON 35/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560037
Descrip.: Encofrado recto en columnas con apuntalamiento metalico
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS							
Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
104013	Puntales extensibles 2.1-3.65m	Hora	8.00000	0.01	0.50000	0.04	0.24%
101021	Herramientas varias	Hora	3.00000	0.40	0.50000	0.60	3.64%
Subtotal de Equipo:						0.64	3.88%
Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
204001	Alambre Amarre Negro #18 (20k)	KL	0.44000	2.03		0.89	5.39%
215011	Clavo 2" x 11 (25 kg/caja)	kg	0.20000	1.62		0.32	1.94%
2A0002	Tira de Copal, 4x5 cm	uni 3.00 m	1.09000	2.31		2.52	15.27%
200104	Desencofrado y limpieza de tableros	hora	0.10000	22.34		2.23	13.52%
200105	Aplicación de desencofrante en encofrados de madera	m2	1.00000	0.79		0.79	4.79%
200106	Construcción de tableros de encofrar, triplex de 15 mm ; L=2.44 m, A=20 cm	uni	0.29000	12.02		3.49	21.15%
200107	Cargado, transporte y descarga de encofrados	Viaje 200 qq	0.00200	69.60		0.14	0.85%
Subtotal de Materiales:						10.38	62.91%
Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%
Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	2.00	3.51	0.50000	3.51	21.27%	
417006	Encofrador	1.00	3.55	0.50000	1.78	10.79%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.05000	0.19	1.15%	
Subtotal de Mano de Obra:						5.48	33.21%
Costo Directo Total:						16.50	
COSTOS INDIRECTOS							
20 %						3.30	
Precio Unitario Total						19.80	

Son: DIECINUEVE CON 80/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560197
Descrip.: Perfilería Estructural f'y 2520 kg/cm2-Estructural
Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	3.00000	0.40	0.05000	0.06	3.43%
Subtotal de Equipo:						0.06	3.43%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
227088	Varios	Global	0.02500	0.02		0.00	0.00%
201001	Acero en varillas	kg	1.05000	1.08		1.13	64.57%
Subtotal de Materiales:						1.13	64.57%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	1.00	3.51	0.05000	0.18	10.29%	
417004	Fierrero	2.00	3.55	0.05000	0.36	20.57%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.00500	0.02	1.14%	
Subtotal de Mano de Obra:						0.56	32.00%

Costo Directo Total: 1.75

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.35

Precio Unitario Total 2.10

Son: DOS CON 10/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560205
Descrip.: Replentillo de Hormigon Simple f'y 180 (Preparado en Obra)
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	4.00000	0.40	1.00000	1.60	1.47%
100003	Concretera un saco	Hora	1.00000	3.15	1.00000	3.15	2.89%
Subtotal de Equipo:						4.75	4.36%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
226001	Cemento Portland Tipo I	saco 50 kg	6.00000	8.00		48.00	44.09%
230019	Arena puesta en obra	m3	0.75000	17.00		12.75	11.71%
227143	Agua	lt	190.00000	0.01		1.90	1.75%
230020	Grava puesta en obra	m3	1.50000	15.00		22.50	20.67%
Subtotal de Materiales:						85.15	78.22%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	5.00	3.51	1.00000	17.55	16.12%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.37500	1.41	1.30%	
Subtotal de Mano de Obra:						18.96	17.42%

Costo Directo Total: 108.86

COSTOS INDIRECTOS

20 % 21.77

Precio Unitario Total 130.63

Son: CIENTO TREINTA CON 63/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560216
Descrip.: Hormigon de limpieza f'c=140kg/m2 -CC
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	4.00000	0.40	1.00000	1.60	1.59%
100003	Concretera un saco	Hora	1.00000	3.15	1.00000	3.15	3.14%
Subtotal de Equipo:						4.75	4.73%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
226001	Cemento Portland Tipo I	saco 50 kg	5.50000	8.00		44.00	43.81%
230019	Arena puesta en obra	m3	0.60000	17.00		10.20	10.16%
227143	Agua	lt	180.00000	0.01		1.80	1.79%
230020	Grava puesta en obra	m3	1.00000	15.00		15.00	14.93%
Subtotal de Materiales:						71.00	70.69%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	5.00	3.51	1.00000	17.55	17.47%	
400015	Albañil	1.00	3.32	1.72600	5.73	5.70%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.37500	1.41	1.40%	
Subtotal de Mano de Obra:						24.69	24.58%

Costo Directo Total: 100.44

COSTOS INDIRECTOS

20 % 20.09

Precio Unitario Total 120.53

Son: CIENTO VEINTE CON 53/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560251
Descrip.: Anclaje con epoxico y perforaciones FSI
Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101021	Herramientas varias	Hora	3.00000	0.40	0.05000	0.06	0.96%
Subtotal de Equipo:						0.06	0.96%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
200374	sika anchorfix	u	0.06600	9.00		0.59	9.41%
215058	Perno Anclaje 3/8 X 3	uni	4.00000	0.30		1.20	19.14%
215063	Perno Anclaje 5/16 X 1-1/2	uni	4.00000	0.17		0.68	10.85%
Subtotal de Materiales:						2.47	39.39%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.00500	0.02	0.32%	
400024	ayudante de soldador	1.00	3.32	0.10000	0.33	5.26%	
400023	soldador	1.02	3.32	1.00000	3.39	54.07%	
Subtotal de Mano de Obra:						3.74	59.65%

Costo Directo Total: 6.27

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.25

Precio Unitario Total 7.52

Son: SIETE CON 52/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 560253
Descrip.: Hormigón simple f'y 280 Kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
102021	Vibrador Weber a gasolina	Hora	1.00000	1.77	1.50000	2.66	1.70%
101021	Herramientas varias	Hora	5.00000	0.40	1.50000	3.00	1.92%
Subtotal de Equipo:						5.66	3.62%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
200087	Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2	m3	1.00000	100.00		100.00	63.95%
200093	Alquiler de bomba para hormigón	m3	1.00000	12.00		12.00	7.67%
Subtotal de Materiales:						112.00	71.62%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	5.00	3.51	1.50000	26.33	16.84%	
400015	Albañil	2.00	3.32	1.50000	9.96	6.37%	
400016	Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	3.75	0.64700	2.43	1.55%	
Subtotal de Mano de Obra:						38.72	24.76%

Costo Directo Total: 156.38

COSTOS INDIRECTOS

20 % 31.28

Precio Unitario Total 187.66

Son: CIENTO OCHENTA Y SIETE CON 66/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 502032
Descrip.: Sobreacarreo de materiales para desalojo. Incluye esponjamiento
Unidad: m3/km

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Subtotal de Equipo:						0.00	0.00%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Subtotal de Materiales:						0.00	0.00%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
302001	Transporte de materiales en volqueta	m3/km	1.30000	0.25	1.00	0.33	70.21%
Subtotal de Transporte:						0.33	70.21%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
416001	Ayudante de albañil	1.00	3.51	0.02000	0.07	14.89%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.02000	0.07	14.89%	
Subtotal de Mano de Obra:						0.14	29.79%

Costo Directo Total: 0.47

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.09

Precio Unitario Total	0.56
------------------------------------	-------------

Son: CERO CON 56/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 502050
Descrip.: Excavación a máquina con retroexcavadora
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103008	Retroexcavadora	Hora	1.00000	28.67	0.11000	3.15	60.76%
Subtotal de Equipo:						3.15	60.76%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
Subtotal de Materiales:						0.00	0.00%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	2.00	3.51	0.03850	0.27	17.09%	
425003	Ayudante de maquinaria (Estr.Oc.C3)	1.00	3.55	0.03850	0.14	8.86%	
422024	Operador de retroexcavadora	1.00	3.93	0.03850	0.15	9.49%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.01540	0.06	3.80%	
Subtotal de Mano de Obra:						0.62	39.24%

Costo Directo Total: 3.77

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.75

Precio Unitario Total 4.52

Son: CUATRO CON 52/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510005
Descrip.: Construcción de tableros de encofrar, triplex de 15 mm ; L=2.44 m, A=35 cm
Unidad: uni

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.16	0.84%
102031	Sierra Circular	Hora	1.00000	0.74	0.30000	0.22	1.15%
Subtotal de Equipo:						0.38	1.99%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
215003	Clavo 1 1/2 x 16 (25kg/caja)	kg	0.36000	2.30		0.83	4.35%
220086	Sika Cola Blanca	Plástico 4 kg	0.09000	10.50		0.95	4.98%
2AO002	Tira de Copal, 4x5 cm	uni 3.00 m	2.10000	2.31		4.85	25.41%
2AP018	Tablero Plywood de 15 mm, Clase Industrial	Uni 1.22x2.44 m	0.33000	26.79		8.84	46.31%
Subtotal de Materiales:						15.47	81.04%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
416004	Ayudante de carpintero	1.00	3.51	0.30000	1.05	5.50%	
417005	Carpintero	1.00	3.55	0.30000	1.07	5.61%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.30000	1.12	5.87%	
Subtotal de Mano de Obra:						3.24	16.97%

Costo Directo Total: 19.09

COSTOS INDIRECTOS

20 % 3.82

Precio Unitario Total 22.91

Son: VEINTE Y DOS CON 91/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510023
Descrip.: Aplicación de desencofrante en encofrados de madera
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.01	1.22%
Subtotal de Equipo:						0.01	1.22%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
220141	Separol Madera	Plástico, 10 KG	0.01500	40.96		0.61	74.39%
Subtotal de Materiales:						0.61	74.39%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
416004	Ayudante de carpintero	1.00	3.51	0.05000	0.18	21.95%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.00500	0.02	2.44%	
Subtotal de Mano de Obra:						0.20	24.39%

Costo Directo Total: 0.82

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.16

Precio Unitario Total 0.98

Son: CERO CON 98/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510025
Descrip.: Desencofrado y limpieza de tableros
Unidad: hora

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.55	2.30%
Subtotal de Equipo:						0.55	2.30%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
227078	Agua en obra (Incluye instalaciones provisionales)	litro	250.00000	0.05		12.50	52.19%
Subtotal de Materiales:						12.50	52.19%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.		Total	%
400013	Peón	2.00	3.51	1.00000		7.02	29.31%
416001	Ayudante de albañil	1.00	3.51	1.00000		3.51	14.66%
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.10000		0.37	1.54%
Subtotal de Mano de Obra:						10.90	45.51%

Costo Directo Total: 23.95

COSTOS INDIRECTOS

20 % 4.79

Precio Unitario Total 28.74

Son: VEINTE Y OCHO CON 74/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510026
Descrip.: Cargado, transporte y descarga de encofrados
Unidad: Viaje 200 qq

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			2.20	2.89%
Subtotal de Equipo:						2.20	2.89%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
Subtotal de Materiales:						0.00	0.00%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
302006	Transporte en Camión capacidad de 200 qq	Flete hasta 6 km	1.00000	30.00	1.00	30.00	39.39%
Subtotal de Transporte:						30.00	39.39%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	5.00	3.51	2.50000	43.88	57.61%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.02500	0.09	0.12%	
Subtotal de Mano de Obra:						43.97	57.73%

Costo Directo Total: 76.17

COSTOS INDIRECTOS

20 % 15.23

Precio Unitario Total 91.40

Son: NOVENTA Y UNO CON 40/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510031
Descrip.: Construcción de tableros de encofrar, triplex de 18 mm ; L=1.22 m, A=60 cm
Unidad: uni

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.15	0.76%
102031	Sierra Circular	Hora	1.00000	0.74	0.40000	0.30	1.53%
Subtotal de Equipo:						0.45	2.29%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
215003	Clavo 1 1/2 x 16 (25kg/caja)	kg	0.60000	2.30		1.38	7.02%
220086	Sika Cola Blanca	Plástico 4 kg	0.15000	10.50		1.58	8.04%
2AO002	Tira de Copal, 4x5 cm	uni 3.00 m	2.85000	2.31		6.58	33.47%
2AP018	Tablero Plywood de 15 mm, Clase Industrial	Uni 1.22x2.44 m	0.25000	26.79		6.70	34.08%
Subtotal de Materiales:						16.24	82.60%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
416004	Ayudante de carpintero	1.00	3.51	0.40000	1.40	7.12%	
417005	Carpintero	1.00	3.55	0.40000	1.42	7.22%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.04000	0.15	0.76%	
Subtotal de Mano de Obra:						2.97	15.11%

Costo Directo Total: 19.66

COSTOS INDIRECTOS

20 % 3.93

Precio Unitario Total	23.59
------------------------------------	--------------

Son: VEINTE Y TRES CON 59/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510059
Descrip.: Encofrado recto de muros
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.25	2.85%
104008	V3 Vigas 3m	Hora	0.17000	0.01	80.00000	0.14	1.59%
104013	Puntales extensibles 2.1-3.65m	Hora	0.20000	0.01	80.00000	0.16	1.82%
104014	Cc Crucetas cortas 1,2m (ángulo)	Hora	0.19000	0.00	80.00000	0.00	0.00%
104016	Cl Crucetas Largas 3m (ángulo)	Hora	0.17000	0.00	80.00000	0.00	0.00%
Subtotal de Equipo:						0.55	6.26%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
215011	Clavo 2" x 11 (25 kg/caja)	kg	0.01000	1.62		0.02	0.23%
2AO002	Tira de Copal, 4x5 cm	uni 3.00 m	0.11000	2.31		0.25	2.85%
2AP019	Tablero Plywood de 18 mm, Clase Industrial	Uni 1.22x2.44 m	0.02000	30.35		0.61	6.95%
510023	Aplicación de desencofrante en encofrados de madera	m2	0.50000	0.82		0.41	4.67%
510031	Construcción de tableros de encofrar, triplex de 18 mm ; L=1.22 m, A=60 cm	uni	0.05000	19.66		0.98	11.16%
Subtotal de Materiales:						2.27	25.85%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
302006	Transporte en Camión capacidad de 200 qq	Flete hasta 6 km	0.03000	30.00	1.00	0.90	10.25%
Subtotal de Transporte:						0.90	10.25%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	1.00	3.51	0.35000	1.23	14.01%	
416005	Ayudante de encofrador	2.00	3.51	0.35000	2.46	28.02%	
417006	Encofrador	1.00	3.55	0.35000	1.24	14.12%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.03500	0.13	1.48%	
Subtotal de Mano de Obra:						5.06	57.63%

Costo Directo Total: 8.78

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.76

Precio Unitario Total 10.54

Son: DIEZ CON 54/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

- InterPro -

Análisis de Precios Unitarios

Código: 510060
Descrip.: Encofrado de Pedestales sobre plintos
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS							
Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
101001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.13	0.98%
104013	Puntales extensibles 2.1-3.65m	Hora	8.00000	0.01	4.68400	0.37	2.78%
Subtotal de Equipo:						0.50	3.75%
Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
204001	Alambre Amarre Negro #18 (20k)	KL	0.60000	2.03		1.22	9.16%
215011	Clavo 2" x 11 (25 kg/caja)	kg	0.30000	1.62		0.49	3.68%
2AO002	Tira de Copal, 4x5 cm	uni 3.00 m	0.86000	2.31		1.99	14.94%
510005	Construcción de tableros de encofrar, triplex de 15 mm ; L=2.44 m, A=35 cm	uni	0.17000	19.09		3.25	24.40%
510023	Aplicación de desencofrante en encofrados de madera	m2	1.00000	0.82		0.82	6.16%
510025	Desencofrado y limpieza de tableros	hora	0.10000	23.45		2.35	17.64%
510026	Cargado, transporte y descarga de encofrados	Viaje 200 qq	0.00200	73.06		0.15	1.13%
Subtotal de Materiales:						10.27	77.10%
Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0.00	0.00%
Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
400013	Peón	2.00	3.51	0.17600	1.24	9.31%	
416005	Ayudante de encofrador	1.00	3.51	0.17600	0.62	4.65%	
417006	Encofrador	1.00	3.55	0.17600	0.62	4.65%	
433004	Maestro de obra	1.00	3.74	0.01760	0.07	0.53%	
Subtotal de Mano de Obra:						2.55	19.14%
Costo Directo Total:						13.32	
COSTOS INDIRECTOS							
						20 %	2.66
Precio Unitario Total						15.98	

Son: QUINCE CON 98/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

ANEXO 2

Modelo de diseño de vigas para riostras

VIGA C-4

bw	45 cm
h	85 cm
rec.	5 cm
d	80
Acero min	12 cm ²
Acero máximo	90 cm ²

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

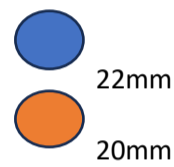
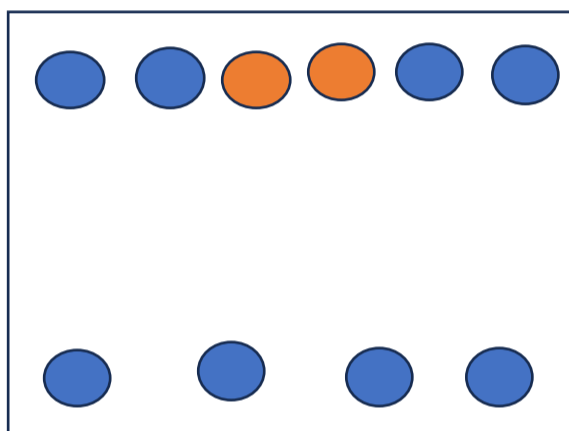
$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

VIGAS DEL EJE 1 PISO 1

Extremos			
# VIGAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
4	22	3.801	15.204
0	10	0.786	0
AREA TOTAL			15.204
#VIGAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
4	22	3.801	15.204
2	20	3.142	6.284
0	16	2.011	0
AREA TOTAL			21.488

Parte inferior

Parte superior



La ACI pide que el acero inferior sea la mitad mínimo del acero superior

Comprobación	CUMPLE
As	21.488
As/2	10.744
Ai	15.204

PISO 2,3,4

TODAS SON VIGAS DEL EJE 1 SON DE 50*50 CM

bw	40 cm
fc	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
Acero min	0.03333333 cm ² /cm
h	50 cm
rec.	5 cm
d	45 cm
Smax	11.25 cm
Smax	22.5 cm

$$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

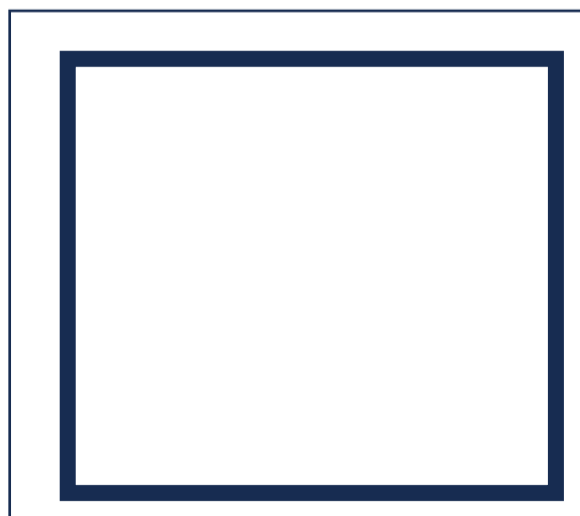
$$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

En los nodos hasta 2h
En el medio

VIGA EJE 4 EF

Acero/cm	0.1705	cm ² /cm	Se tomo el caso más desfavorable	Acero/cm	0.1521	cm ² /cm
S	10	cm	Se supuso una separación de 8 cm	S	15	cm
A	1.705	cm ²		A	2.2815	cm ²

# RAMAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
2	12	1.131	2.262



EST. DIAMETRO 12 C/D 10 CM
NODOS
EST. DIAMETRO 12 C/D 15 CM
CENTRO

ANEXO 3

Modelo de diseño de vigas para muros

VIGA D-1; D-2; D-3; D-4; D-5

bw	40 cm
h	50 cm
rec.	5 cm
d	45
Acero min	6 cm ²
Acero máximo	45 cm ²

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

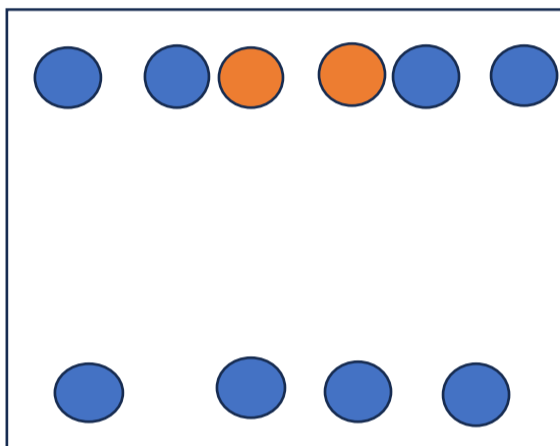
VIGAS DEL EJE 1 PISO 1

Extremos			
# VIGAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
4	20	3.142	12.568
0	10	0.786	0
AREA TOTAL			12.568
#VIGAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
4	20	3.142	12.568
2	18	2.545	5.09
AREA TOTAL			17.658

Parte inferior

Parte superior

Esto es para toda la viga
Solo para los extremos



20mm La ACI pide que el acero inferior sea la mitad mínimo del acero superior

18mm

Comprobación CUMPLE

As	17.658
As/2	8.829
Ai	12.568

PISO 2,3,4

TODAS SON VIGAS DEL EJE 1 SON DE 50*50 CM

bw	40 cm
fc	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
Acero min	0.03333333 cm ² /cm
h	50 cm
rec.	5 cm
d	45 cm
Smax	11.25 cm
Smax	22.5 cm

$$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

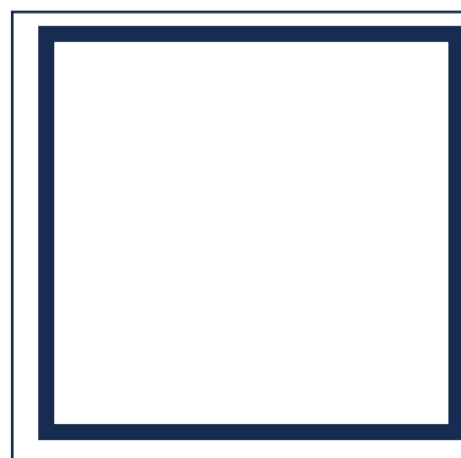
$$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

En los nodos hasta 2h
En el medio

VIGA EJE 4 EF

Acero/cm	0.1936	cm ² /cm	Se tomo el caso más desfavorable	Acero/cm	0.1913	cm ² /cm
S	10	cm	Se supuso una separación de 8 cm	S	15	cm
A	1.936	cm ²		A	2.8695	cm ²

# RAMAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
2	14	1.539	3.078



EST. DIAMETRO 14 C/D 10 CM NODOS
EST. DIAMETRO 14 C/D 15 CM CENTRO

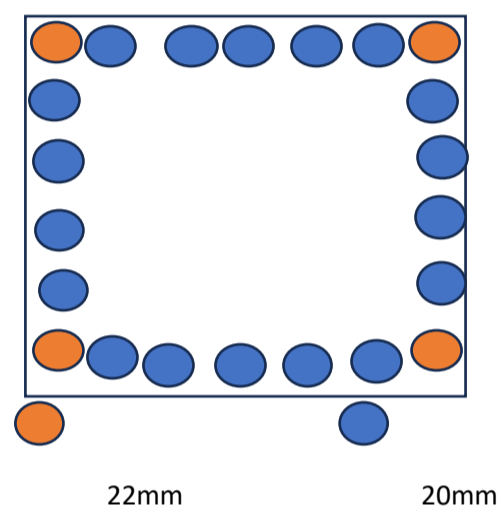
ANEXO 4

Modelo de diseño de columnas para riostras

Acero Longitudinal
Columnas de 1 piso de 70*70

Área máxima pedida 71.06 cm²

Esquinas			
# VIGAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
4	22	3.801	15.204
0	10	0.786	0
AREA TOTAL			15.204
Centros			
#VIGAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
10	20	3.142	31.42
8	20	3.142	25.136
0	16	2.011	0
AREA TOTAL			71.76



Pu	100741.79	Kg<= P norma	411600 Kg
b	70 cm		310858.21
rec	5 cm		
s	5 cm		
bc	60 cm		
Fc	280 kg/cm ²		
Fy	4200 kg/cm ²		
Ag	4900 cm ²		
Ach	3600 cm ²		
Kf	0.76		
n	12		
Kn	1.2		
Ash	5.46884003 cm ²		

# RAMAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
4	14	1.539	6.156

ANEXO 5

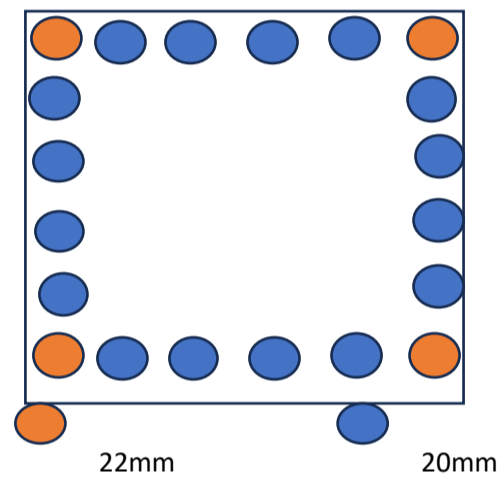
Modelo de diseño de columnas para muros

Acero Longitudinal

Columnas de 1-2 piso

Área máxima pedida 65.15 cm²

Esquinas			
# VIGAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
4	22	3.801	15.204
0	10	0.786	0
AREA TOTAL			15.204
Centros			
#VIGAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
8	20	3.142	25.136
8	20	3.142	25.136
0	16	2.011	0
AREA TOTAL			65.476



Pu	154753.79	Kg<= P norma	302400 Kg
b	60 cm		147646.21
rec	5 cm		
s	5 cm		
bc	50 cm		
Fc	280 kg/cm ²		
Fy	4200 kg/cm ²		
Ag	3600 cm ²		
Ach	2500 cm ²		
Ash	2.2 cm ²		

# RAMAS	Diámetro	Área (cm)	Área Total
3	10	0.786	2.358

ANEXO 6

Modelo de diseño de zapatas aisladas

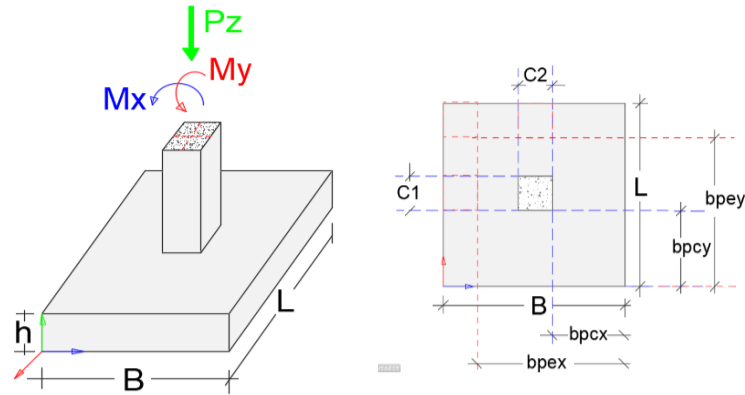
/Datos (sólo modificar los datos en color amarillo):

qa= 30 Tn/m²
f'c= 280 Kg/cm²
fy= 4200 Kg/cm³
fs= 1

Pz= 331.8 Tn
Mx= 4.07 Tn-m
My= 0.78 Tn-m

Pzd= 331.8 Tn
Mxd= 4.07 Tn-m
Myd= 0.78 Tn-m

c1, c2= 0.6 m
h= 0.5 m
r= 0.07 m
d= 0.43 m
bpcx, bpex= 1.45 m
bpcy, bpey= 1.45 m



DETERMINACIÓN DEL ÁREA DEL CIMIENTO

qus= 30.0 Tn/m²

Ac= 11.058333 m²
B= 3.5 m
L= 3.15952381 m

DIMENSIONES AJUSTADAS

B= 3.5 m
L= 3.5 m

/Cálculo de las excentricidades de cargas:

ex= 0.002 m Correcto

ey= 0.012 m Correcto

/Determinación de reaccion neta del suelo:

Rus= 27.8 Tn/m² Correcto

/Determinación de reacciones netas hacia la losa, bajo cargas de últimas:

ex= 0.002 m Correcto

ey= 0.012 m Correcto

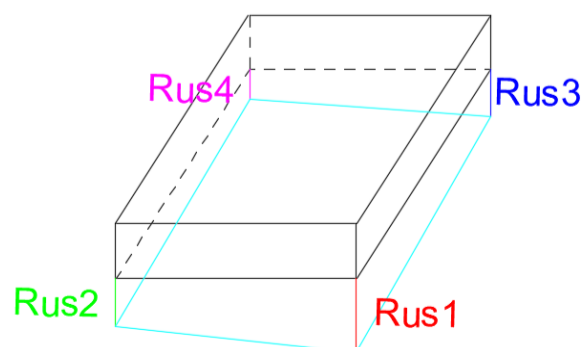
Rus1= 27.8 Tn/m²

Rus2= 27.5 Tn/m²

Rus3= 26.6 Tn/m²

Rus4= 26.4 Tn/m²

Rum= 27.8 Tn/m²



DISEÑO A FLEXIÓN EN EL SENTIDO "B" Y "L"

Fsextra= **1**

/Determinación de momentos "X"

M= 29.1831 Tn-m
Mu= 29.1831 Tn-m

/Determinación de momentos "Y"

M= 29.183 Tn-m
Mu= 29.183 Tn-m

/verificación del peralte:

d= 16.31 cm
das= 43.00 cm

/Acero requerido

As= 18.67 cm²

/Acero mínimo

Asm= 14.33 cm²

/Acero elegido

Asm= 18.67 cm²

/Acero total longitudinal

Asm= 65.34 cm²

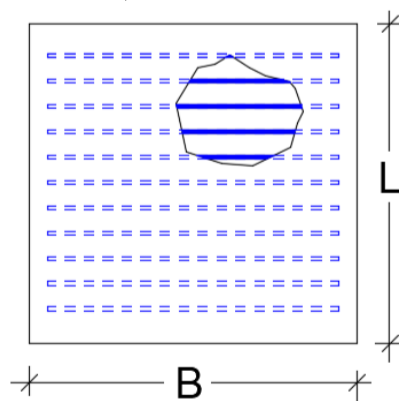
/Número de varillas por ancho total "L".

16

V= 32.50

/Separación de varillas en el lado "L"

10
32 varillas cada cm



/Acero requerido

As= 18.67 cm²

/Acero mínimo

Asm= 14.33 cm²

/Acero elegido

Asm= 18.67 cm²

/Acero total longitudinal

Asm= 65.34 cm²

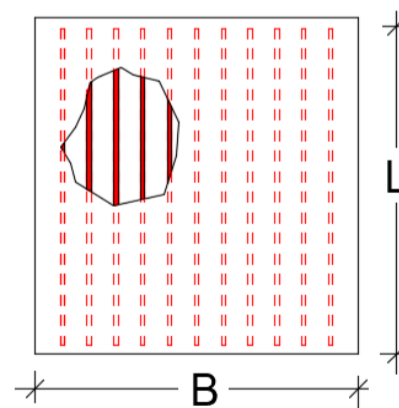
/Número de varillas por ancho total "L".

16

V= 32.50

/Separación de varillas en el lado "L"

10
32 varillas cada cm



DISEÑO AL CORTANTE

/Determinación del cortante en "X"

Rusc1= 27.2 Tn/m²

Rusc2= 27.0 Tn/m²

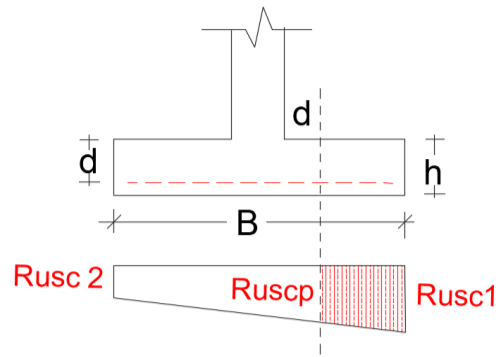
Rusc_p= 27.1 Tn/m²

/Determinación del cortante en "Y"

Rusc1= 27.7 Tn/m²

Rusc2= 26.5 Tn/m²

Rusc_p= 27.3 Tn/m²



/Cortante que actua sobre la sección Crítica.

$$Vu = 96957.55 \text{ Kg}$$

/ Esfuerzo cortante que actua sobre la sección.

$$Vu = 7.58 \text{ Kg/cm}^2$$

Peralte correcto

/ Cortante resistente

$$Vc = 8.869 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO AL PUNZONAMIENTO

$$Rusc_r = 2.71 \text{ Kg/cm}^2$$

/Fuerza cortante sobre la sección crítica.

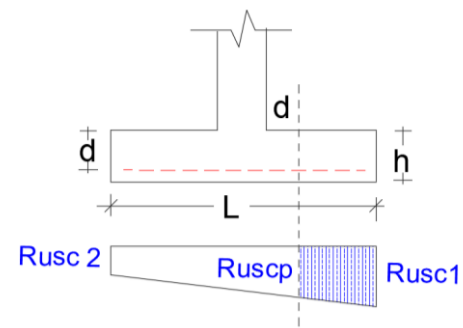
$$Vu = 30301.91 \text{ Kg}$$

/Esfuerzo cortante por punzonamiento.

$$Vu = 33.60 \text{ Kg/cm}^2$$

/Esfuerzo resistente a corte por punzonamiento.

$$Vu = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$



/Cortante que actua sobre la sección Crítica.

$$Vu = 98122.19 \text{ Kg}$$

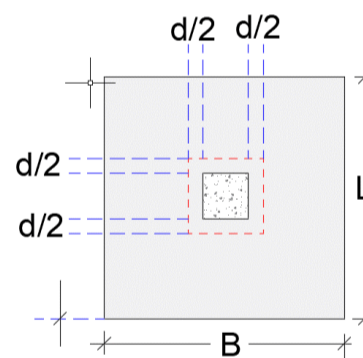
/Esfuerzo cortante que actua sobre la sección.

$$Vu = 7.67 \text{ Kg/cm}^2$$

Peralte correcto

/ Cortante resistente

$$Vc = 8.8686 \text{ kg/cm}^2$$

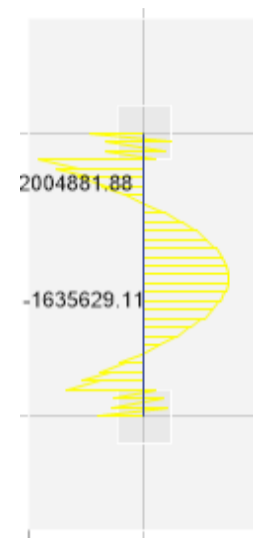
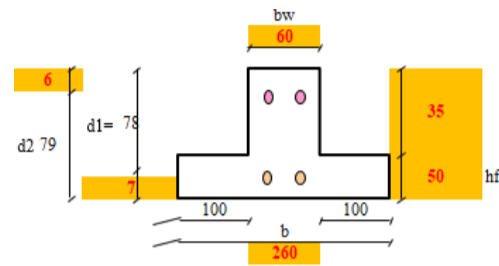


Correcto

ANEXO 7

Modelo de diseño de zapatas combinadas

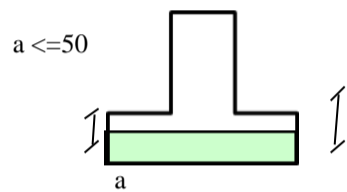
$f'c = 280$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm²
 $E = 2040000.0$ kg/cm²
 $\phi = 0.9$



Las vigas de cimentación se calculan como una viga T de piso.
Las formas de cálculo dependen de la posición del eje neutro:
Se debe de calcular si el eje neutro está más abajo del ala de la viga T

1 er caso

Se debe cuando el eje neutro esta más abajo del ala de la viga de cimentación



50

Tiene dos opciones para dar el área de acero primero asignando el area de acero y la segunda por medio del momento último

a con armadura positiva +

1 opc. $A_s = 25$ cm²

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b}$$



a con momento positivo +

2 opc. $M_u = 1635629.11$ kg*cm

$$a = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d_2}{0.85 \cdot f'c}$$

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \left(1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d_2^2} \right)^{1/2} \right]$$

Coloque la opción = **2** opción

$a = 0.000267 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 79 \text{ cm} / (0.85 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2)$
 $a = 0.38$ cm

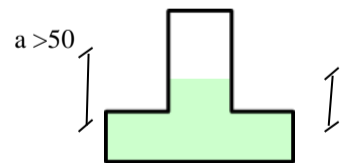
Como $a = 0.38 \text{ cm} < h_w = 50 \text{ cm}$

Cálculo como una viga rectangular normal

$\rho = 0.85 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2 / 4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot [1 - \text{RAIZ}(1 - 2 \cdot 1635629.11 \text{ kg*cm} / (0.85 \cdot 0.9 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2 \cdot 260 \text{ cm} \cdot 79 \text{ cm} \cdot 79 \text{ cm}))]$
 $\rho = 0.000267$

$A_s = \rho \cdot b \cdot d$
 $A_s = 0.000267 \cdot 260 \text{ cm} \cdot 79 \text{ cm}$
 $A_s = 5.48$ cm²

Se debe cuando el eje neutro esta más arriba del ala de la viga de cimentación



50

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d_1} = \frac{0.85 \cdot f'c}{b_w d_1 \cdot f_y} (b - b_w) h_f$$

$\rho_f = 0.85 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2 \cdot (260 \text{ cm} - 60 \text{ cm}) \cdot 50 \text{ cm} / (60 \text{ cm} \cdot 78 \text{ cm} \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2)$
 $\rho_f = 0.121080$

$$\rho_w^2 = \left(\frac{f_y d_1}{1.7 \cdot f'c} \right) - \rho_w \left(d_1 + \rho_f \frac{f_y d_1}{0.853 f'c} \right) + \left[\frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot b_w d_1} + \frac{\rho_f}{2} \left(h_f + \frac{\rho_f \cdot f_y d_1}{0.85 f'c} \right) \right] = 0$$

$\rho_{w1} = 0.2891$
 $\rho_{w2} = 0.0664$
 $\rho_w \text{ adop} = 0.0664$

$$a_{\text{definitiva}} = (\rho_w - \rho_f) \frac{f_y d_1}{0.85 \cdot f'c}$$

$a_{\text{def}} = (0.06639 - 0.12108) \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 78 \text{ cm} / (0.85 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2)$
 $a_{\text{def}} = -75.28$ cm
 $A_s = \rho_w \cdot b_w \cdot d_1$

$$As = 0.06639 * 60 \text{ cm} * 78 \text{ cm}$$

$$As = 310.71 \quad \text{cm}$$

Armadura superior mínima y máxima

$$As^+_{\text{min1}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{fy} \cdot bw \cdot d$$

$$As^+_{\text{min1}} = 0.8 * \text{RAIZ}(280 \text{ kg/cm}^2) * 60 \text{ cm} * 78 \text{ cm} / (4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$As^+_{\text{min1}} = 14.92 \quad \text{cm}^2$$

$$As^+_{\text{min2}} = \frac{14}{fy} \cdot bw \cdot d$$

$$As^+_{\text{min2}} = 14 * 60 \text{ cm} * 78 \text{ cm} / (4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$As^+_{\text{min2}} = 15.60 \quad \text{cm}^2$$

Si $a \leq hf$

$$As^+_{\text{max}} = 0.50 \rho_b \cdot b \cdot d \quad \text{si } a \leq hf$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.85 \beta_1 \frac{f'c}{fy} \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 / 4200 \text{ kg/cm}^2 * 0.003 / (0.003 + 4200 \text{ kg/cm}^2 / 2040000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\rho_b = 0.0286$$

$$As^+_{\text{max}} = 0.5 * 0.02856 * 260 \text{ cm} * 78 \text{ cm}$$

$$As^+_{\text{max}} = 289.60 \quad \text{cm}^2$$

Si $a > hf$ $As^+_{\text{max}} = 0.50 \rho_{\text{wbal}} \cdot b \cdot d$ si $a > hf$

$$\rho_{\text{wbal}} = 0.85 \beta_1 \frac{f'c}{fy} \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} + \rho_f = \rho_{\text{bal}} + \rho_f$$

$$\rho_{\text{wbal}} = 0.85 * 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 / 4200 \text{ kg/cm}^2 * 0.003 / (0.003 + 4200 \text{ kg/cm}^2 / 2040000 \text{ kg/cm}^2) + 0.12108$$

$$\rho_{\text{wbal}} = 0.14964$$

$$As^+_{\text{max}} = 0.5 * 0.14964 * 60 \text{ cm} * 78 \text{ cm}$$

$$As^+_{\text{max}} = 350.16 \quad \text{cm}^2$$

$$As^+_{\text{adop}} = 15.60 \quad \text{cm}^2$$

$$As^-_{\text{min3}} = \frac{14}{fy} \cdot bw \cdot d$$

$$As^-_{\text{min1}} = \frac{1.6 \sqrt{f'c}}{fy} \cdot bw \cdot d$$

$$As^-_{\text{min2}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{fy} \cdot bw \cdot d$$

Armadura inferior mínima y máxima

$$As^-_{\text{min1}} = 29.83 \quad \text{cm}^2$$

$$As^-_{\text{min2}} = 64.64 \quad \text{cm}^2$$

$$As^-_{\text{min3}} = 15.60 \quad \text{cm}^2$$

$$As^-_{\text{min adop}} = 15.60 \quad \text{cm}^2$$

$$As^-_{\text{max}} = 0.50 \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$As^-_{\text{max}} = 0.5 * 0.02856 * 60 \text{ cm} * 78 \text{ cm}$$

$$As^-_{\text{max}} = 66.83 \quad \text{cm}^2$$

$$As^-_{\text{min1}} = 1.6 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Verificación al cortante tipo viga

El cortante crítico se presenta a una distancia d de la cara del alma de la viga de cimentación el valor de la carga con la que reacciona el suelo depende del módulo de balasto del suelo y del mayor hundimiento debido a la carga mayorada $1.4D + 1.7V$

$$q_a = 30 \quad \text{tn/m}^2$$

$$\beta = 120 * q_a$$

$$\beta = 3600 \quad \text{tn/m}^2$$

$$\Delta_{(1.4D+1.7L)} = 0.006217 \quad \text{mt} \quad 0$$

$$\text{Esfuerzo} = \beta * \Delta = \text{tn/m}$$

$$\text{Esfuerzo} = 22.3812 \quad \text{tn/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo} = 2.24 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$q/1 \text{ mt} = 223.81 \quad \text{kg/cm}$$

$$Vu_d = q \cdot L - q \cdot d$$

$$Vu_d = 223.812 \text{ kg/cm} * 100 - 223.812 \text{ kg/cm} * 43 \text{ cm}$$

$$Vu_d = 12757.284 \quad \text{kg}$$

$$Vc = 0.85 * 0.53 * \text{raiz}(f'c) * b * d$$

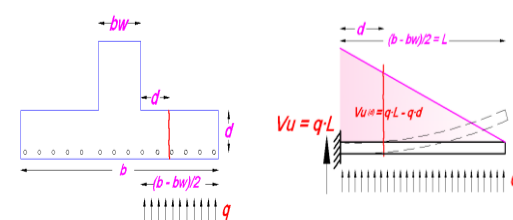
$$Vc = 0.85 * 0.53 * \text{raiz}(280) \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 43 \text{ cm}$$

$$Vc = 32414.71941 \quad \text{kg}$$

Condición

$$Vu_d < Vc$$

$$Vu_d = 12757.28 < Vc = 32414.72$$



ANEXO 8

Diseño de Riostras

Story	BRACE	NAME	L (m)	P (kN)	Ag As.(cm2)	Ag	a	e	r	Esbeltes	ESTADO	Fe	Fcr	Pu	
Story4	D3	19	8.23	478.97	35.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story4	D4	20	8.23	345.47	30.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story3	D1	10	8.23	669.82	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story3	D2	11	8.23	682.42	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story3	D3	17	8.23	590.13	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story3	D4	18	8.23	517.10	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story3	D7	180	8.23	681.07	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story3	D8	191	8.23	690.13	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story3	D9	216	8.23	596.67	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story3	D10	217	8.23	683.80	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story2	D1	8	8.23	727.17	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story2	D2	9	8.23	730.71	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story2	D3	14	8.23	706.76	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story2	D4	15	8.23	624.87	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story2	D7	178	8.23	200.00	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story2	D8	179	8.23	738.74	46.90	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story2	D9	199	8.23	642.67	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story2	D10	200	8.23	706.89	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story1	D1	6	8.23	601.42	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story1	D2	7	8.23	604.38	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story1	D3	12	8.23	578.37	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story1	D4	13	8.23	530.03	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story1	D7	176	8.23	616.59	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story1	D8	177	8.23	601.62	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story1	D9	197	8.23	539.50	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE
Story1	D10	198	8.23	564.15	47.00	61.44	200	8	7.78	105.78	CUMPLE	17.64	13.81	763.88	CUMPLE

ANEXO 9

Diseño de Muro

Datos de diseño

Longitud de la placa	L	4.5 m
Espesor de la placa	t	0.3 m
Altura de la placa	Hm	19 m
Carga muerta	WD	110 Tn
Carga viva	WL	26 Tn
Peso ultimo	WU	441.7813 Tn
Momento ultimo	MU	1430 Tn-m
Cortante ultimo	VU	197.0938 Tn
Resistencia a la compresión del concreto	fc	280 kg/cm2
Resistencia a la fluencia del acero	fy	4200 kg/cm2

Desarrollo del diseño

Verificar sobre requerimientos de elementos de confinamiento

Verificación de necesidad de confinamiento en los extremos de la placa

Peso ultimo	Wu	441.7813 Tn	Formula compresión
Momento ultimo	Mu	1430 Tn-m	$\sigma_{comp\ max} = \frac{Pu}{A} \pm \frac{MC}{I}$ $\sigma = 0.2f'c$
Centro de placa	C	2.25 m	
Área de placa	A	1.35 m2	
Inercia de placa	I	2.278125 m4	
σ comp max (+)		1739.59109 kg/cm2	
σ comp max (-)		-1085.10027 kg/cm2	
σ comp max		1739.59109 kg/cm2	σ (kg/cm2) 56

Se requiere de elementos de confinamiento

Diseño de elementos de borde

Predimensionamiento de elemento de borde

2t	0.5
0.1L	0.45
Lc	1 Se elige el mayor
tc	0.4 Mismo espesor de la placa

Cálculo de acero en el elemento de borde

As=1%(Lc*tc) Cuantía de un 1%

As 40 cm2

# varillas	D varilla (mm)	área varilla (cm2)	Total, área (cm2)	Esquineras
6	22	3.801	22.806 cm2	
6	20	3.142	18.852 cm2	
Acero total			41.658 cm2	

Cálculo de la carga última en el elemento de borde

$$P_{conf} = \frac{Wu}{2} \pm \frac{Mu}{L}$$

L es de centro a centro de los elementos confinados

Pconf 578.39065 Tn

$$\phi P_n = \phi \{ \phi_e [0.85f'c(A_c - A_s) + fyA_s] \}$$

ϕ	0.7		
ϕ_e	0.8		
fc	0.28 Tn/cm2		
Ac	4000 cm2		
As	41.658 cm2	Comparamos	
fy	4.2 Tn/cm2	σP_n	\geq Pu
σP_n	625.547438	625.547438	Correcto 578.39065

Diseño por corte

Vu 197.0938 Tn

$$V_n = 2.6\sqrt{f'c}A$$

Vn 587.335339 Tn

Cálculo de la resistencia a corte del concreto:

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'c} A_{cw}$$

$$\frac{H_m}{L_m} \leq 1.5 ; \alpha_c = 0.8$$

$$\frac{H_m}{L_m} \geq 1.5 ; \alpha_c = 0.53$$

Hm/Lm 4.22222222
 α_c 0.53
 Acw 1.35 m²
 Vc 119.72605 Tn

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

ϕ 0.85
 Vs 112.149009 Tn

Cálculo de acero

Acero Horizontal

ph(min) 0.01 Cuantía mínima Horizontal

$$p_h = \frac{V_c}{A_{cw} f_y}$$

ph 0.00197794 Cuantía real

$$A_{sh} = p_h * t * (1m)$$

Ash	30 cm ² /m	Trabajo con este
	0.075 cm ² /cm	
	D varilla (mm)	área varilla (cm ²)
$s = \frac{A_v}{A_{sv}}$	# varillas	Total, área (cm ²)
	20	14 1.539 30.78 cm ²
$n = \frac{A_s}{A_{s\phielegido}}$	Acero total	30.78 cm ²
Cantidad de varillas	n	19.4931774 16 varillas
Espaciamiento	s	10 cm 10 varillas por cara Separación de 12.5 cm

Acero vertical

ph(min) 0.01 Cuantía mínima vertical

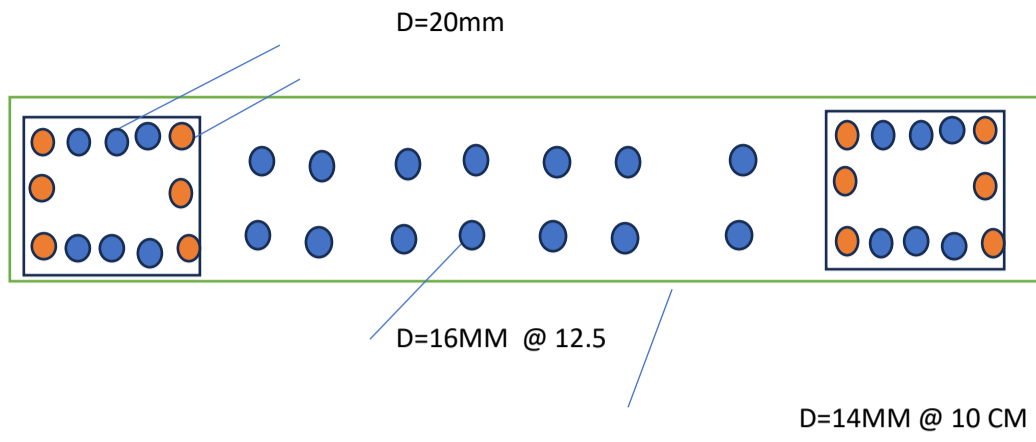
pv 0.00294955

Como la cuantía mínima es mayor a la calculada nos quedamos con esa

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (p_h - 0.0025)$$

$$A_{sv} = p_h * t * (1m)$$

ASV	30 cm ² /m	75 cm ²
Lo que me pide el ETABS es de:		120 cm ²
	# varillas	D varilla (mm) área varilla (cm ²) Total area (cm ²)
$n = \frac{A_s}{A_{s\phielegido}}$	40	20 3.142 125.68 cm ²
$s = \frac{A_v}{A_{sv}}$	Acero total	125.68 cm ²
Cantidad de varillas	n	38.1922342 20 varillas
Espaciamiento	s	5 cm 10 varillas por cara Separación de 10cm
	D=22mm	



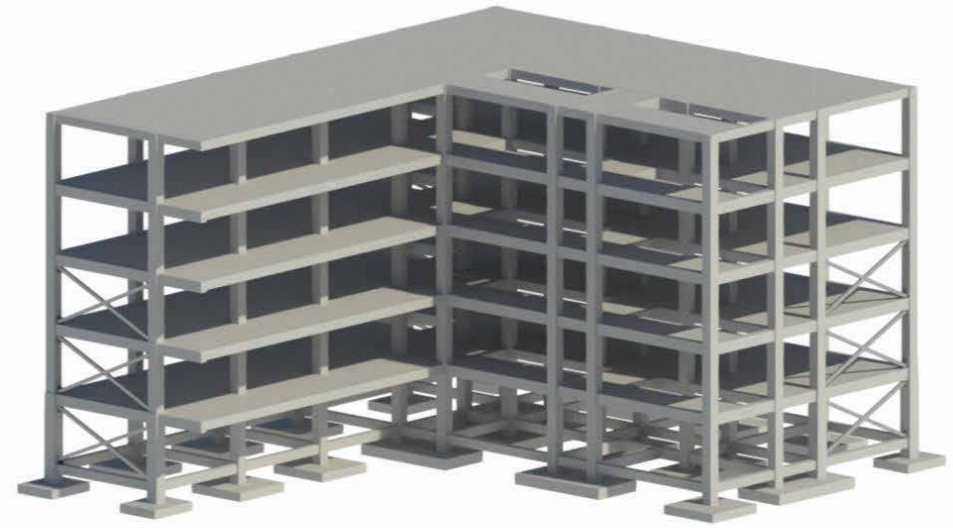
Resumen: El muro salió de 2.5m de largo con espesor de 30cm y con dos elementos de confinamiento de 1m de largo y 40cm de ancho, con los aceros representados en la figura superior



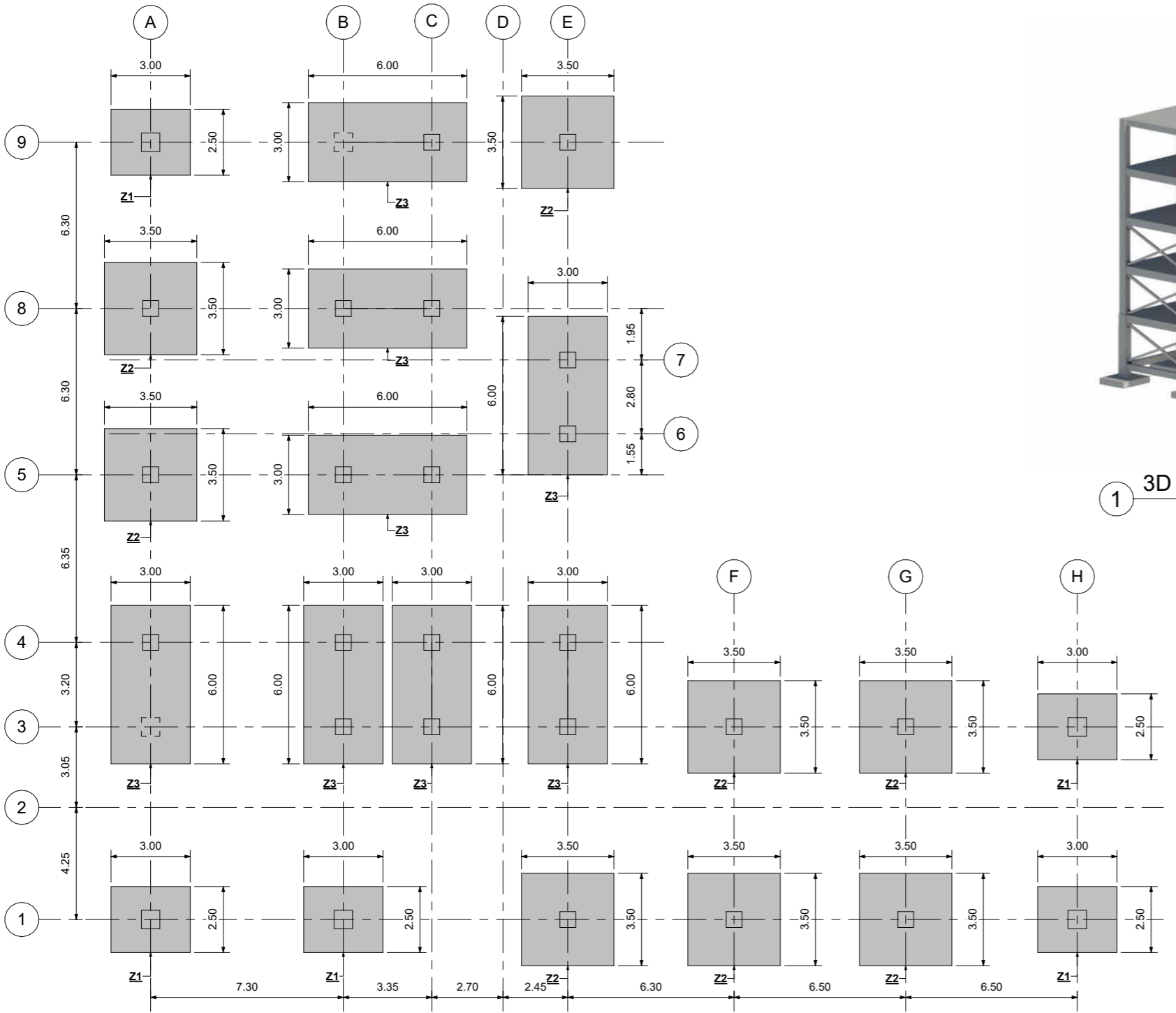
www.uazuay.edu.ec

David Ñauta Ayala
CI: 0105880348
Cel: 0978821170
@: david20631@gmail.com
Dir: Av. Amazonas

David Vélez Lliguisupa
CI: 0350093928
Cel: 0995278391
@: davelez2002@gmail.com
Dir: Av. Velasco Ibarra



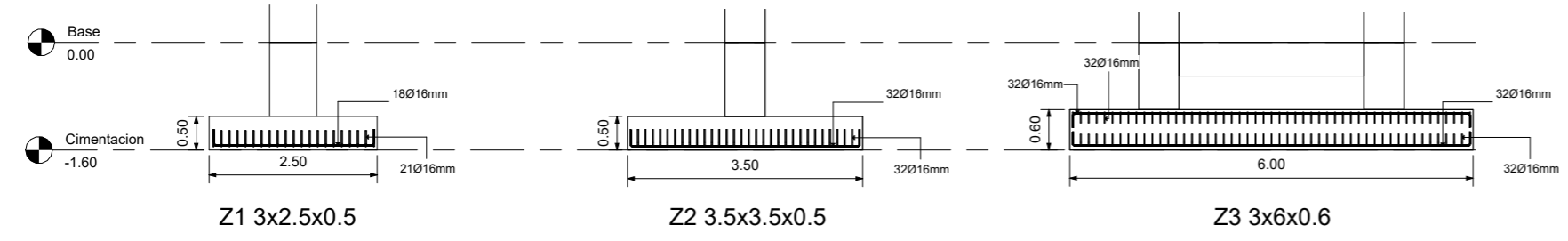
1 3D EDIFICIO



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 1.-RESISTENCIA CILINDRICA DEL HORMIGON SIMPLE: COLUMNAS , ZAPATAS, MUROS, VIGAS: F'c=280 Kgf/cm2.
 2.-LIMITE DE FLUENCIA HIERRO REDONDO CORRUGADO Fy=4200 Kgf/cm2.
 3.-LIMITE DE FLUENCIA DE ACERO: Estructura Principal: A572Gr50 Fy=3500 Kgf/cm2
 4.-RECUBRIMIENTOS MINIMOS (si no se indica en planos): ZAPATAS (5cm). COLUMNAS Y VIGAS (5cm). LOSAS (2.5cm) Y MUROS (5cm).
 5.-TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO 3/4".
 6.-RESISTENCIA ADMISIBLE DEL SUELO 1.8 Kgf/cm2.(VERIFICAR EN OBRA)
NORMAS TÉCNICAS:
 • Norma Ecuatoriana de la Construcción.
 • NEC-SE-HM-2015 (Hormigón Armado)
 • NEC-SE-AC-2015 (Acero Estructural)
 • NEC-SE-DS-2015 (Peligro sísmico)
 • NEC-SE-CG-2015 (Cargas No Sísmicas)
 • ACI 318-14
 • ANSI/AISC 360,341
NOTAS GENERALES:
 • Nivel de cimentación mínimo de 1.60 m por debajo del nivel del terreno.
 • Capacidad admisible del suelo: Teórica (Asumido 1.7kgf/cm2). Valor corde a estudio de mecanica de suelos. Para mas detalle dirigirse al estudio.
 • Las cantidades expuestas en la presente propuesta no contemplan desperdicios.
 • El Consultor dispone del acceso en nube al modelo 3D como método referencial para mejora en la interpretación en caso de requerirse.
 • Los detalles solo presentan dimensiones reales, son solo referencias constructivas, las medidas reales se encuentran acotadas en las diferentes vistas principales.

2 CIMENTACIÓN
1 : 100

PLANILLA CIMENTACION		
Tipo	Recuento	Volumen
Z1 3X2.5X0.50	5	18.75 m³
Z2 3.5X3.5X0.50	8	49.00 m³
Z3 3X6X0.60	8	86.40 m³
Total	21	154.15 m³



3 CORTE ZAPATAS
1 : 50

PLANILLA DE CIMENTACION			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Zapata)	51.04 m	0.617	31.49
14mm (Zapata)	100.51 m	1.208	121.42
16mm (Zapata)	92.09 m	1.578	145.32
Total	243.64 m		298.23

SOLUCIÓN CON RIOSTRAS

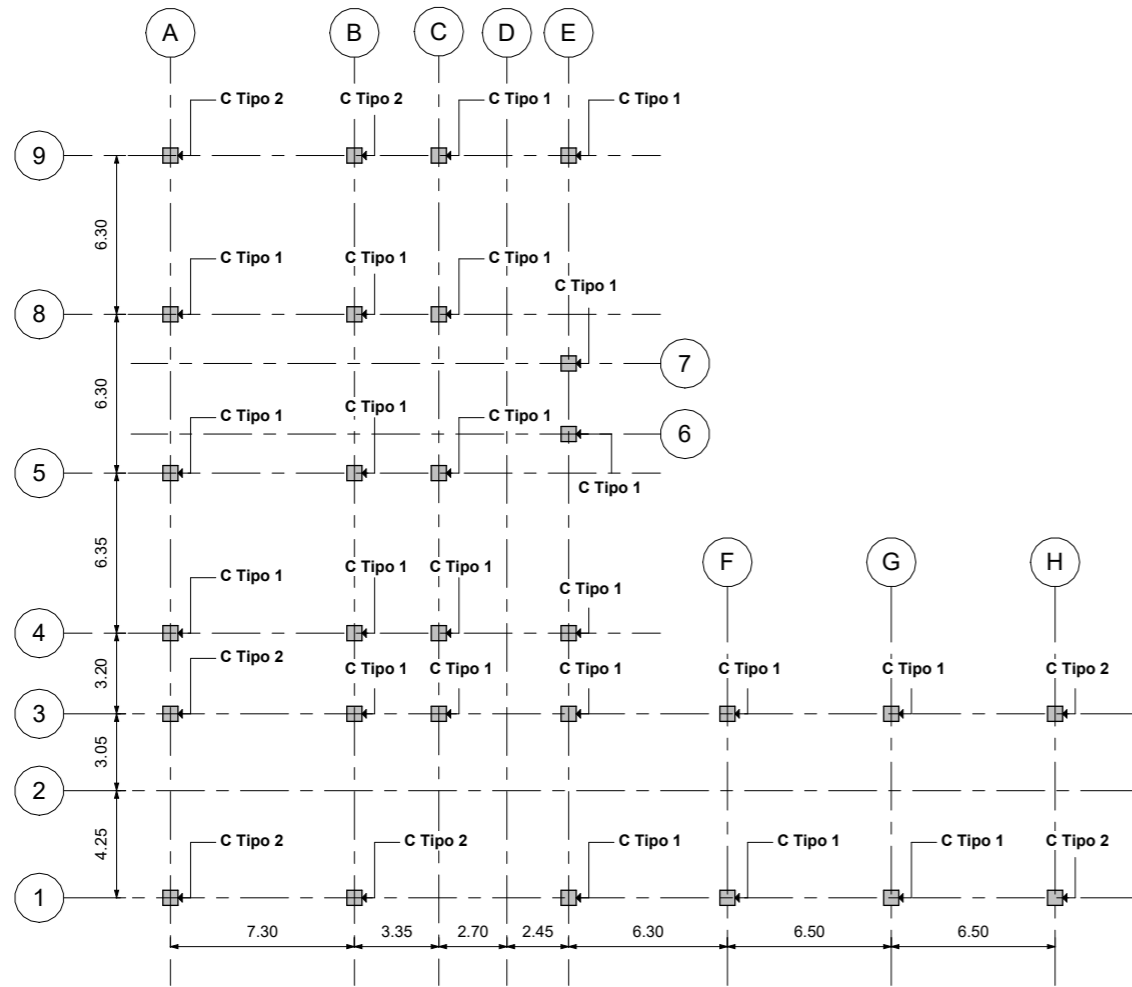
GENERAL - CIMENTACIÓN

Número de proyecto	0002
Fecha	19/05/2024
Dibujado por	David Ñauta - David Vélez
Revisado por	Ing. David Contreras

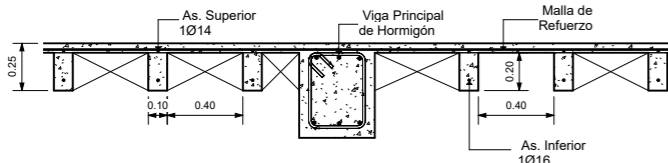
S.1
Escala Como se indica

David Ñauta Ayala
CI: 0105880348
Cel: 0978821170
@: david20631@gmail.com
Dir: Av. Amazonas

David Vélez Lliguisupa
CI: 0350093928
Cel: 0995278391
@: davelez2002@gmail.com
Dir: Av. Velasco Ibarra



1 PLANTA GENERAL
1 : 150



6 DETALLE LOSA NERVADA
1 : 20

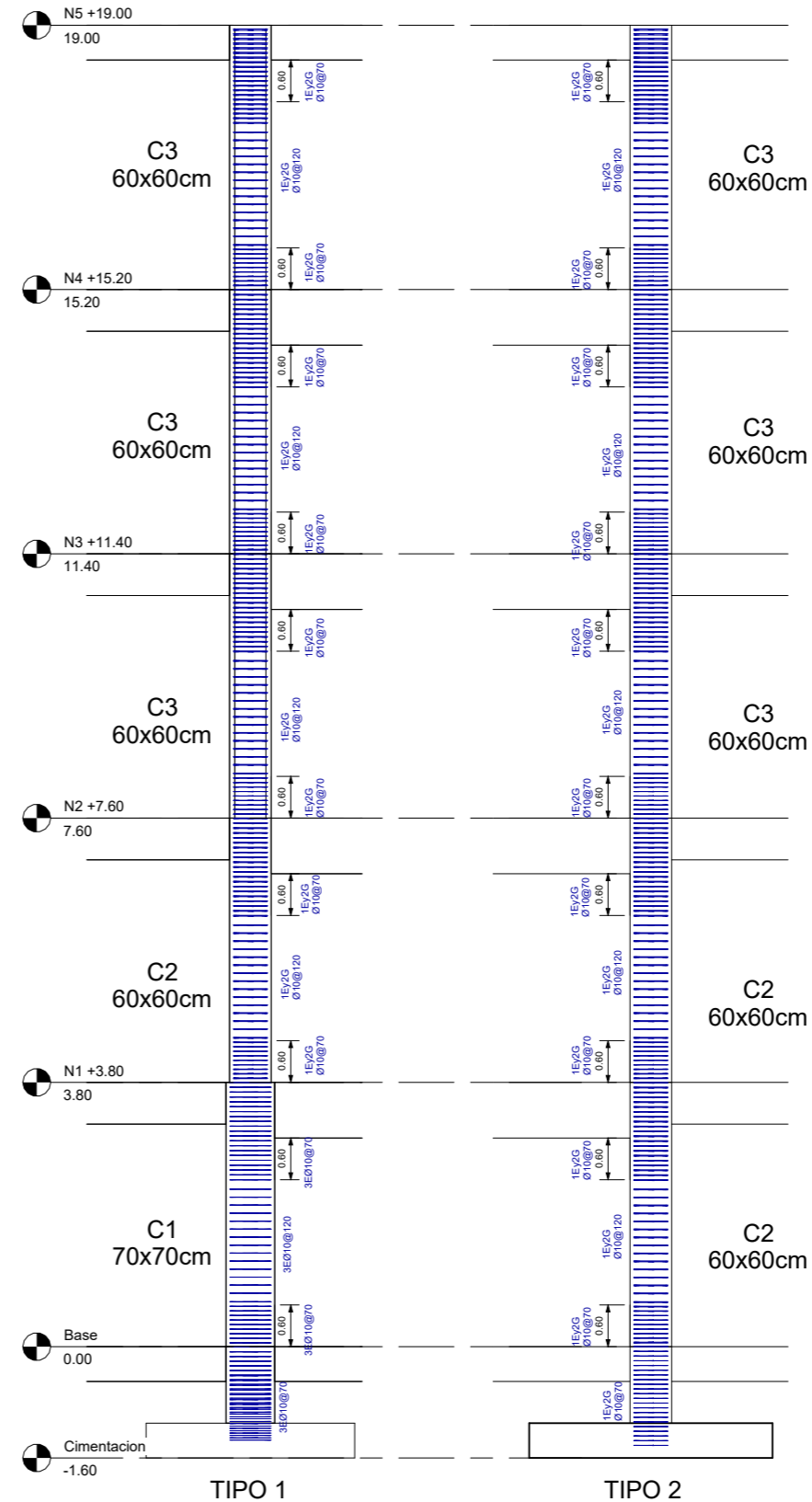
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V vigueta losa 10x20cm	936	12153.23	200.79 m³
Total	936	12153.23	200.79 m³

Tipo	Volumen
Loseta e=5cm	130.82 m³
Total	130.82 m³

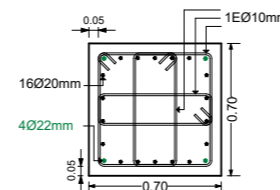
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
14mm (Losa)	12,395.95 m	1.208	14,974.31
16mm (Losa)	9,856.03 m	1.578	15,552.81
Total	22,251.98 m		30,527.12

Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
C1 60x60cm	160	547.20	196.99 m³
C2 70x70cm	14	34.10	16.71 m³
Total general: 174		581.30	213.70 m³

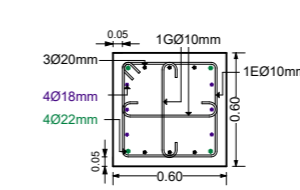
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Columna)	1,716.82 m	0.617	1,059.28
14mm (Columna)	329.06 m	1.208	397.51
18mm (Columna)	465.14 m	1.998	929.35
20mm (Columna)	1,280.12 m	2.466	3,156.78
22mm (Columna)	2,406.54 m	2.984	7,181.13
Total	6,197.69 m		12,724.04



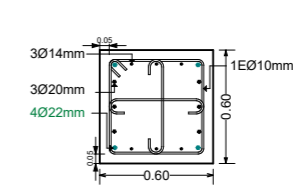
2 CORTE COLUMNA
1 : 50



3 SECCIÓN C1
1 : 20



4 SECCIÓN C2
1 : 20



5 SECCIÓN C3
1 : 20

SOLUCIÓN CON RIOSTRAS

COLUMNAS - LOSAS

Número de proyecto 0002

Fecha 19/05/2024

Dibujado por David Ñauta - David Vélez

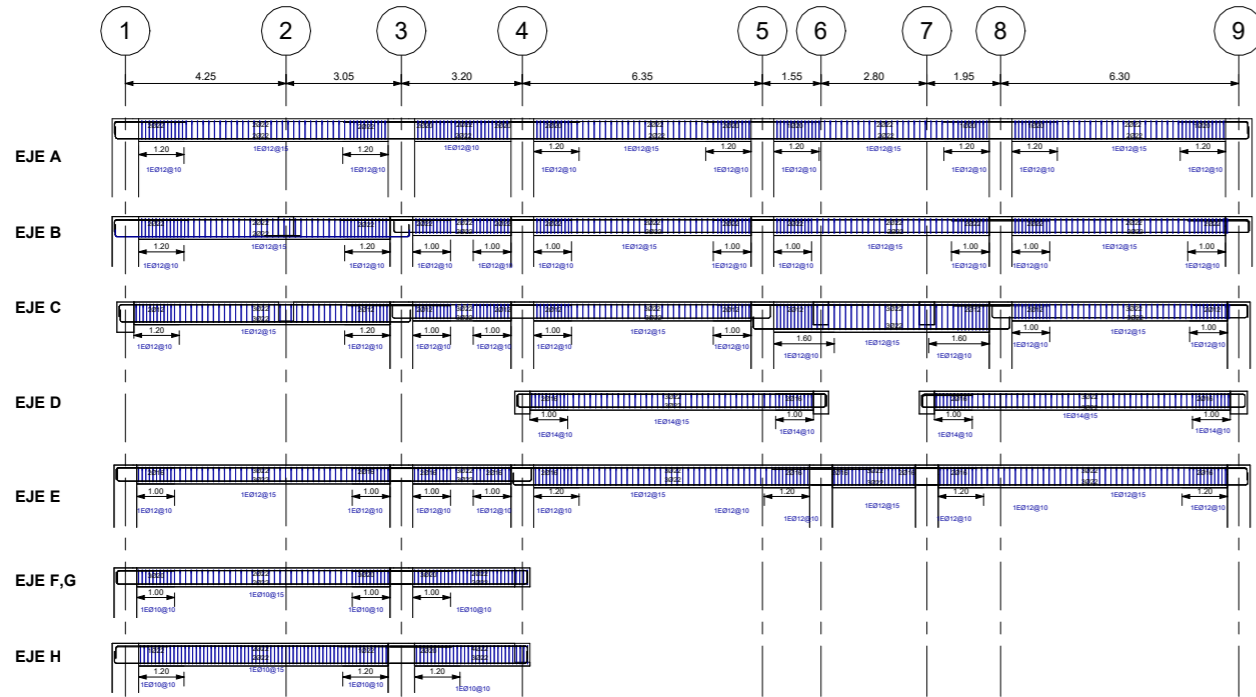
Revisado por Ing. David Contreras

S.2

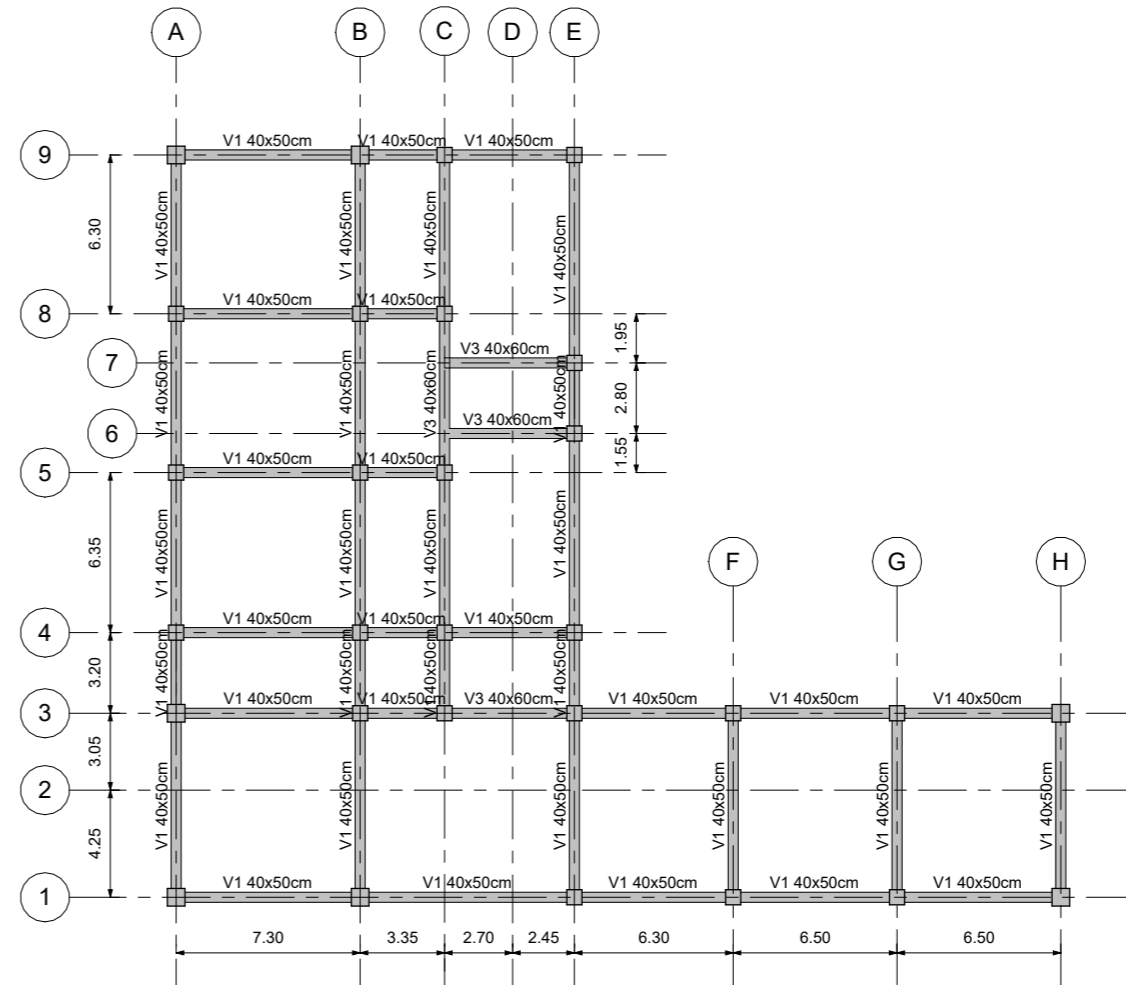
Escala Como se indica

David Ñauta Ayala
CI: 0105880348
Cel: 0978821170
@: david20631@gmail.com
Dir: Av. Amazonas

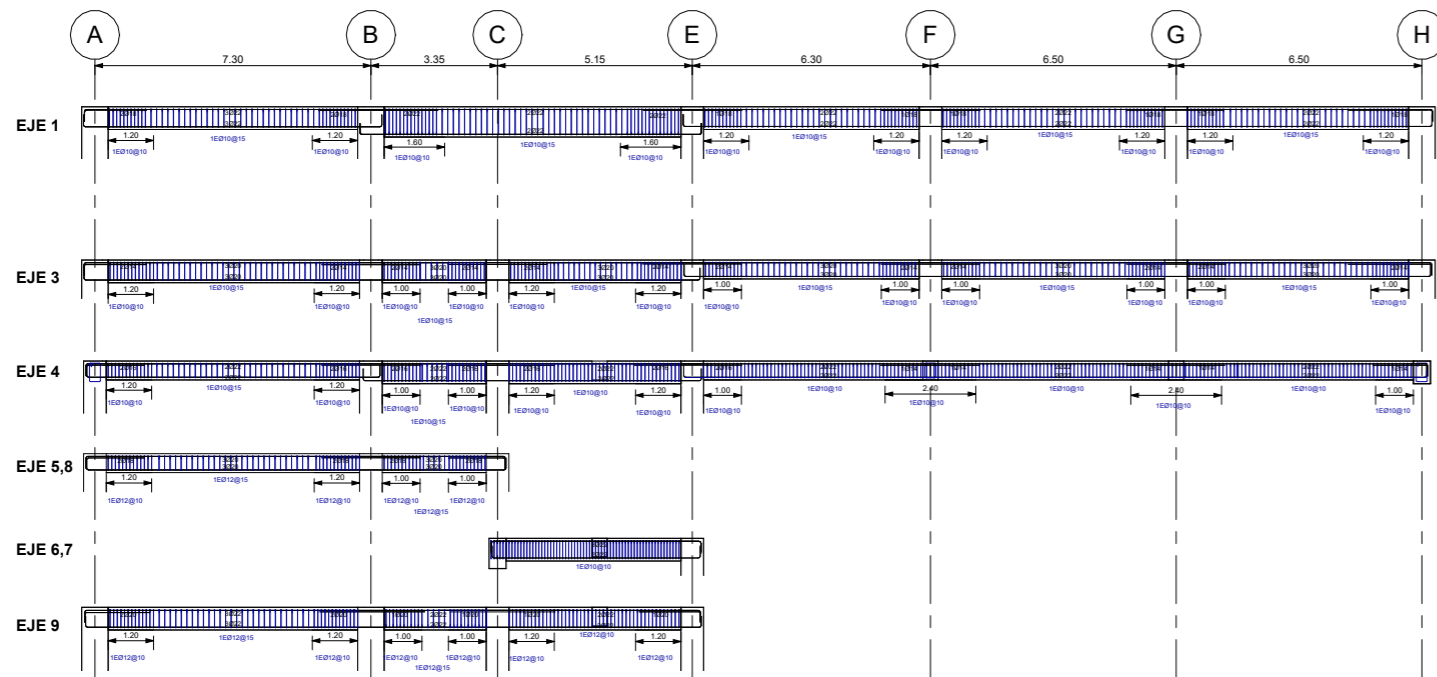
David Vélez Lliguisupa
CI: 0350093928
Cel: 0995278391
@: davelez2002@gmail.com
Dir: Av. Velasco Ibarra



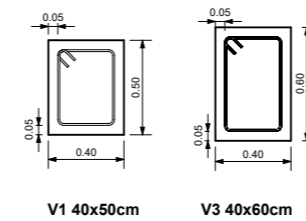
1 CORTE VIGAS EJE X
1 : 100



3 Base
1 : 150



2 CORTE VIGAS EJE Y
1 : 100



4 SECCIONES VIGAS H.A.
1 : 20

PLANILLA DE HORMIGÓN N0			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V1 40x50cm	41	244.05	43.72 m³
V3 40x60cm	4	21.75	4.74 m³
Total	45	265.80	48.46 m³

PLANILLA DE ACEROS N0			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Viga)	69.63 m	0.617	42.96
12mm (Vigas)	91.76 m	0.888	81.48
14mm (Viga)	37.64 m	1.208	45.47
16mm (Viga)	37.75 m	1.578	59.57
18mm (Viga)	22.37 m	1.998	44.70
20mm (Viga)	220.41 m	2.466	543.52
22mm (Viga)	641.65 m	2.984	1,914.68
Total	1,121.21 m		2,732.39

SOLUCIÓN CON RIOSTRAS

PLANTA N0 - VIGAS

Número de proyecto 0002

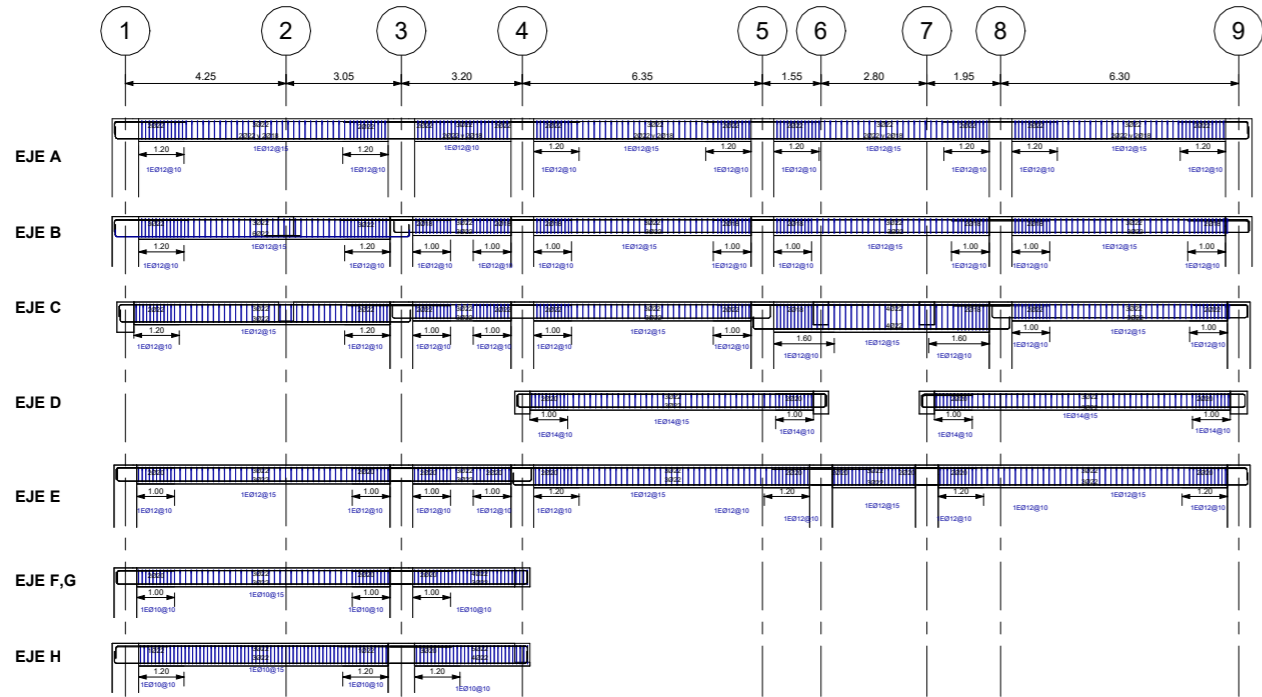
Fecha 19/05/2024

Dibujado por David Ñauta - David Vélez

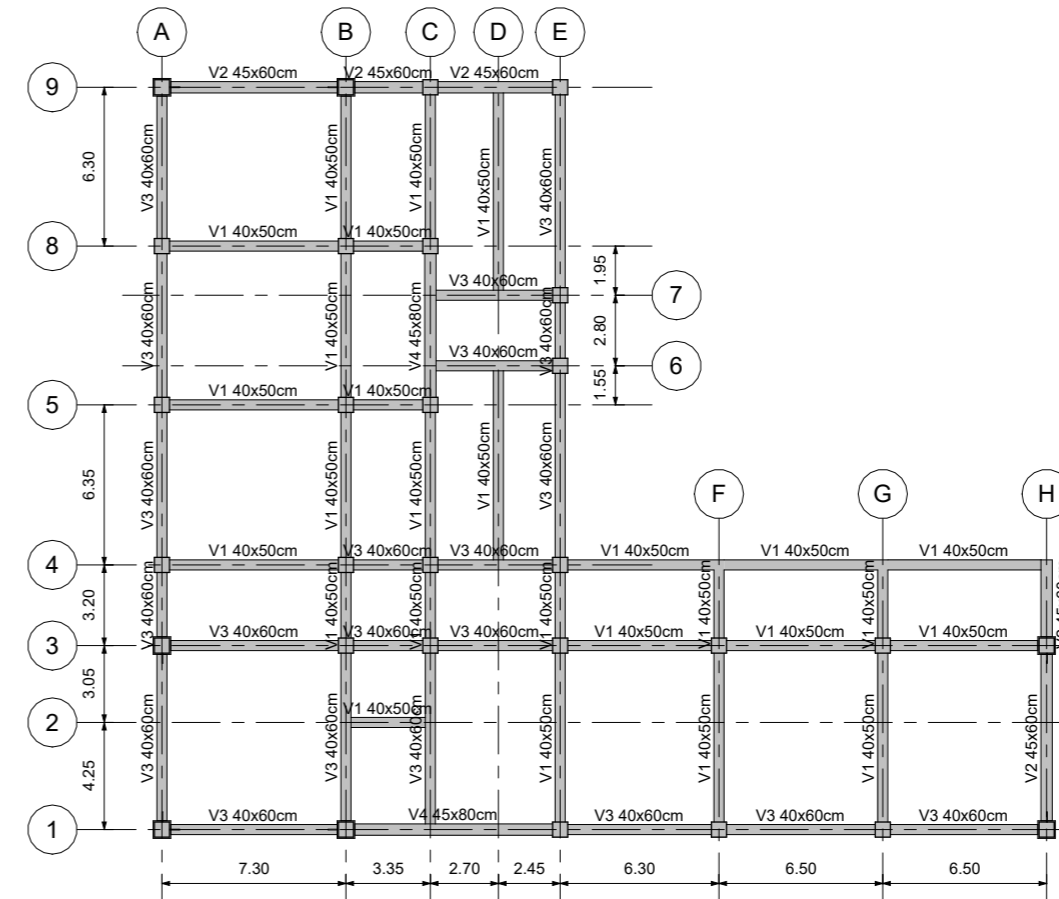
Revisado por Ing. David Contreras

S.3

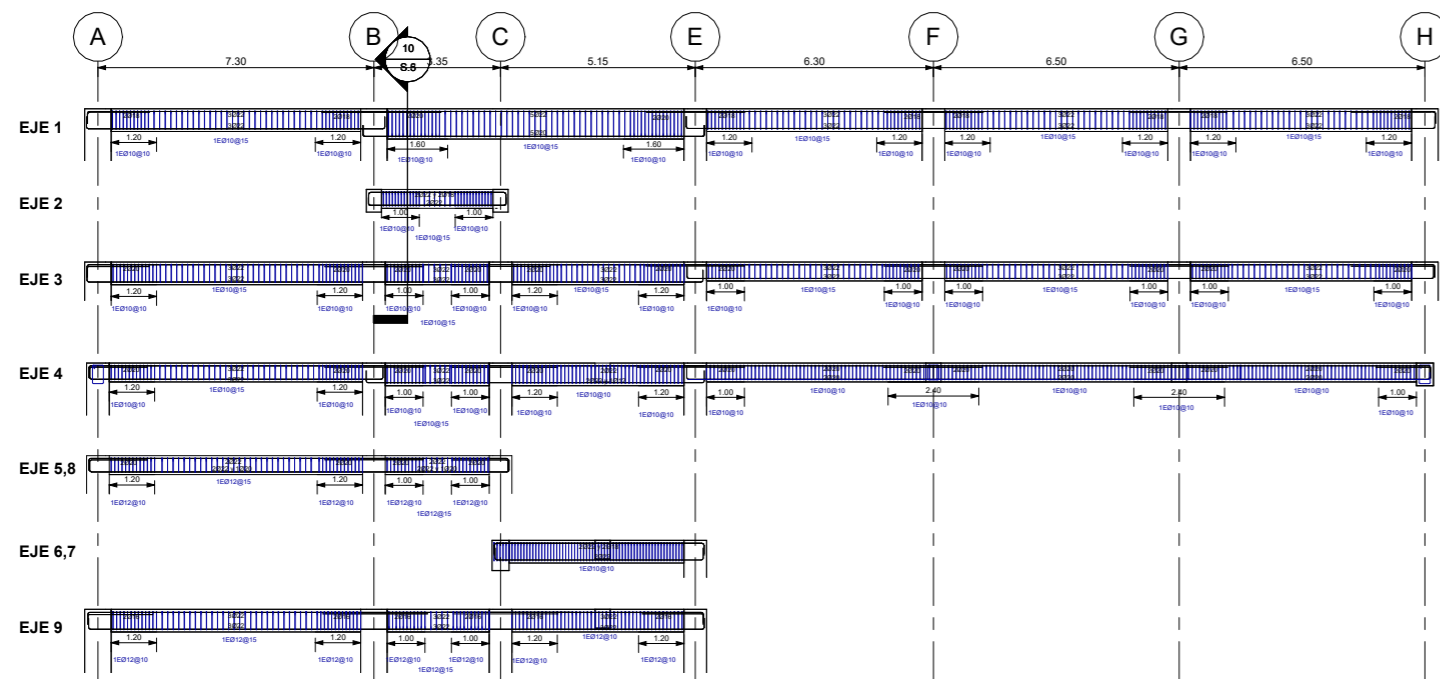
Escala Como se indica



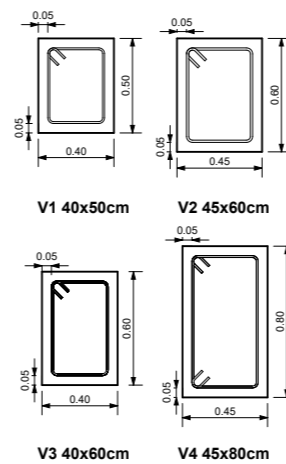
1 CORTE VIGAS EJE X
1 : 100



3 N1 +3.80
1 : 150



2 CORTE VIGAS EJE Y
1 : 100



4 SECCIONES VIGAS H.A.
1 : 20

PLANILLA DE HORMIGÓN N1			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V1 40x50cm	31	177.20	32.15 m³
V2 45x60cm	5	26.30	6.35 m³
V3 40x60cm	21	124.20	26.73 m³
V4 45x80cm	2	14.80	4.88 m³
Total	59	342.50	70.10 m³

PLANILLA DE ACEROS N1			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Viga)	104.98 m	0.617	64.77
12mm (Vigas)	149.21 m	0.888	132.50
14mm (Viga)	13.38 m	1.208	16.17
16mm (Viga)	9.91 m	1.578	15.64
18mm (Viga)	93.53 m	1.998	186.88
20mm (Viga)	186.87 m	2.466	460.82
22mm (Viga)	1,056.43 m	2.984	3,152.39
Total	1,614.32 m		4,029.18

N.º	Descripción	Fecha

Propietario
SOLUCIÓN CON RIOSTRAS
PLANTA N1 - VIGAS

Número de proyecto 0002

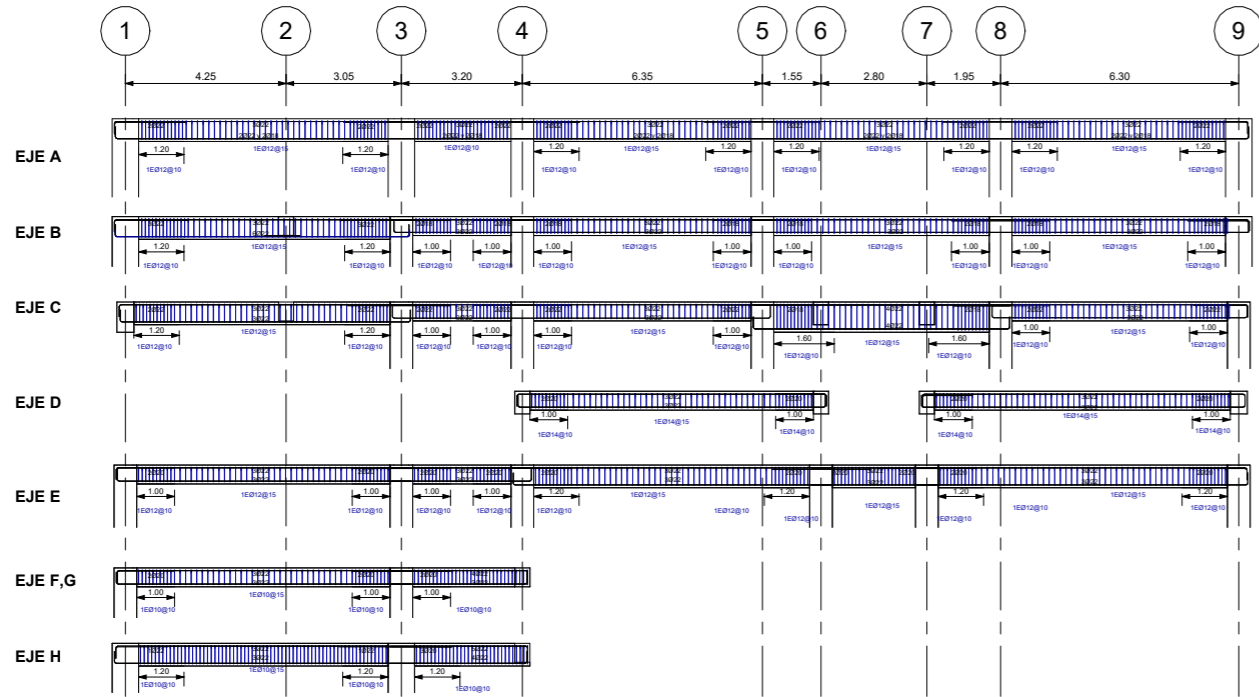
Fecha 19/05/2024

Dibujado por David Ñauta - David Vélez

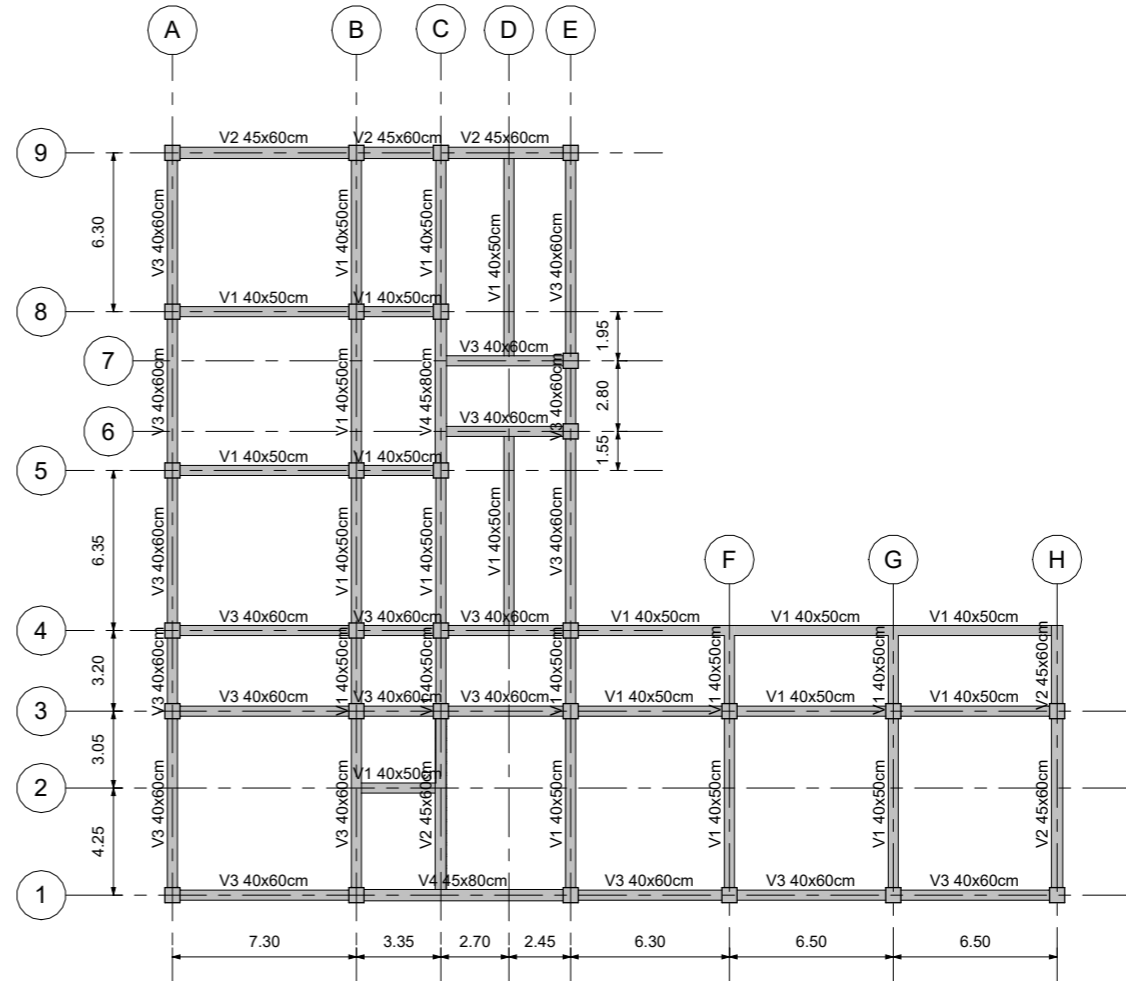
Comprobado por Ing. David Contreras

S.4

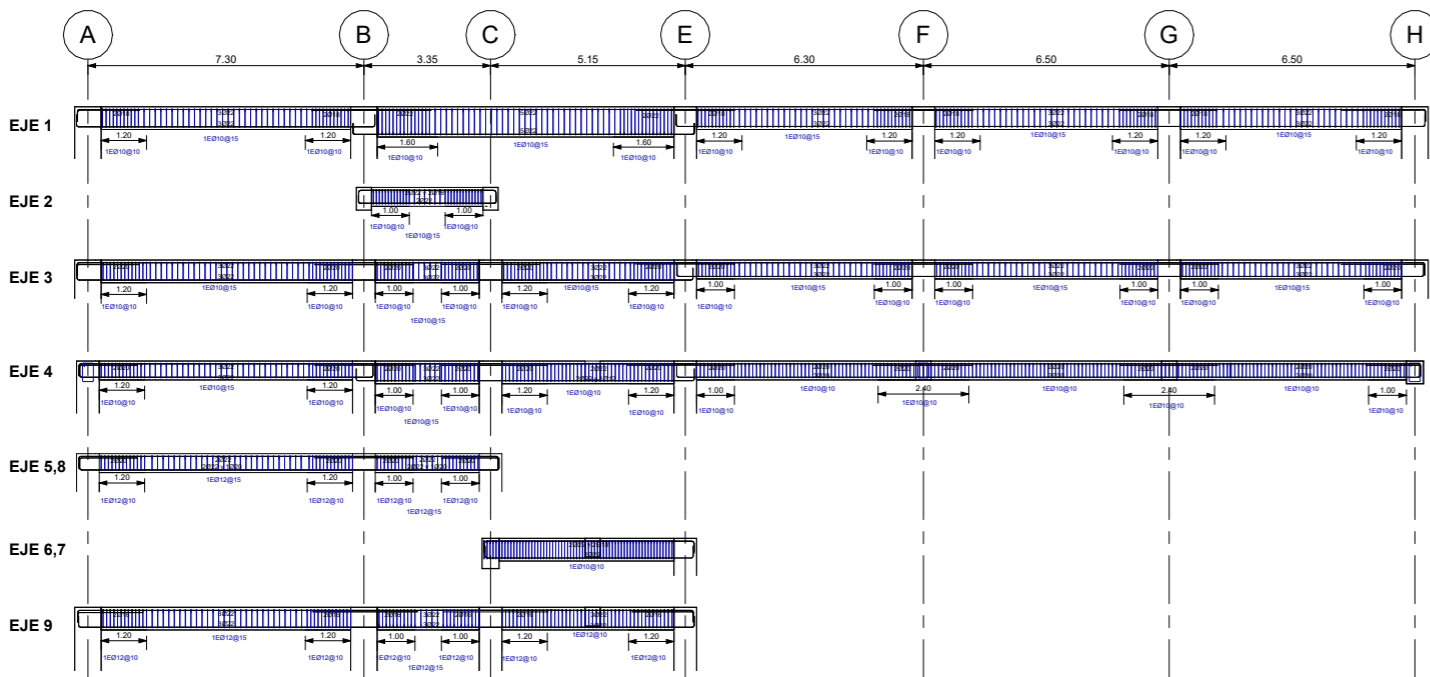
Escala Como se indica



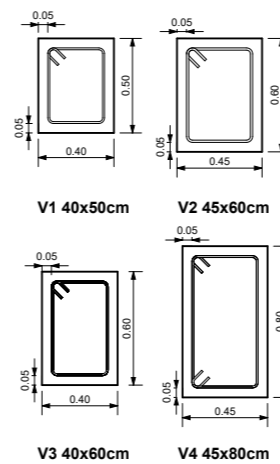
1 CORTE VIGAS EJE X
1 : 100



2 N2 +7.60, N3 +11.40, N2
+15.20
1 : 150



2 CORTE VIGAS EJE Y
1 : 100



4 SECCIONES VIGAS H.A.
1 : 20

PLANILLA DE HORMIGÓN N 2,3,4			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V1 40x50cm	22	127.90	23.31 m³
V2 45x60cm	6	33.60	8.24 m³
V3 40x60cm	21	124.20	26.82 m³
V4 45x80cm	2	14.80	4.90 m³
Total	51	300.50	63.26 m³

PLANILLA DE ACEROS N2,3,4			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Viga)	90.74 m	0.617	55.98
12mm (Vigas)	107.08 m	0.888	95.09
14mm (Viga)	38.65 m	1.208	46.68
18mm (Viga)	99.64 m	1.998	199.08
20mm (Viga)	199.23 m	2.466	491.29
22mm (Viga)	1,099.85 m	2.984	3,281.95
Total	1,635.17 m		4,170.08

N.º	Descripción	Fecha

SOLUCIÓN CON RIOSTRAS

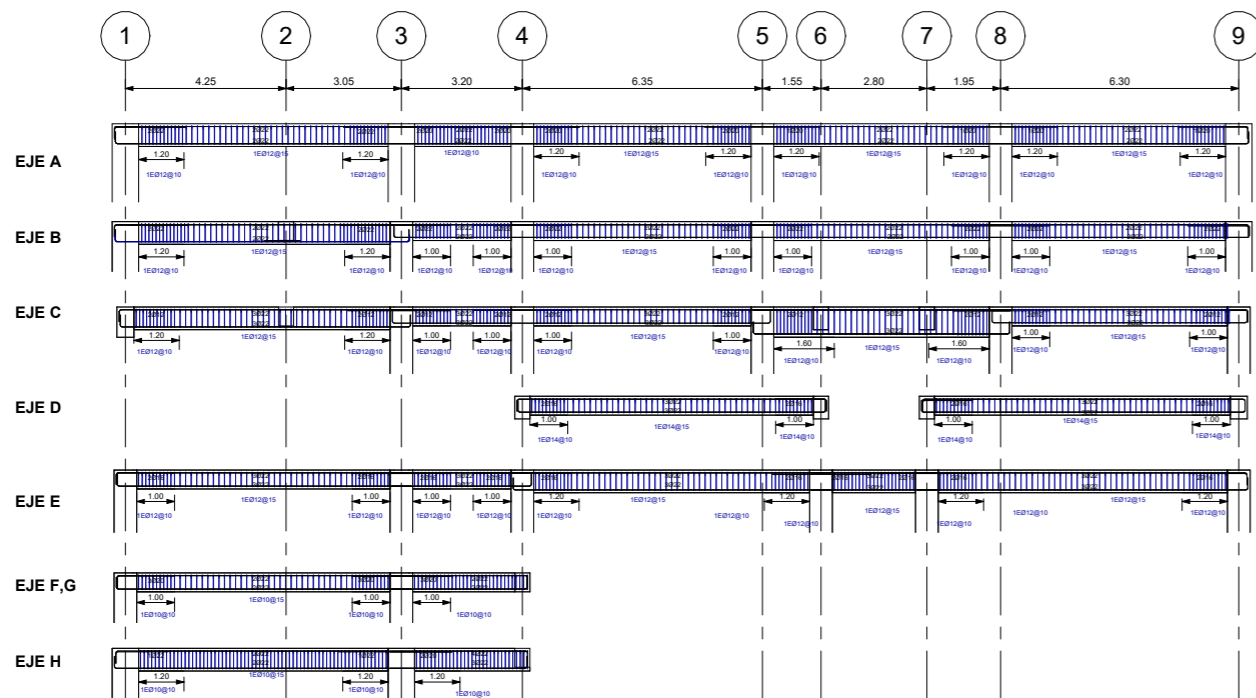
PLANTA N 2,3,4 - VIGAS

Número de proyecto	0002
Fecha	19/05/2024
Dibujado por	David Ñauta - David Vélez
Revisado por	Ing. David Contreras

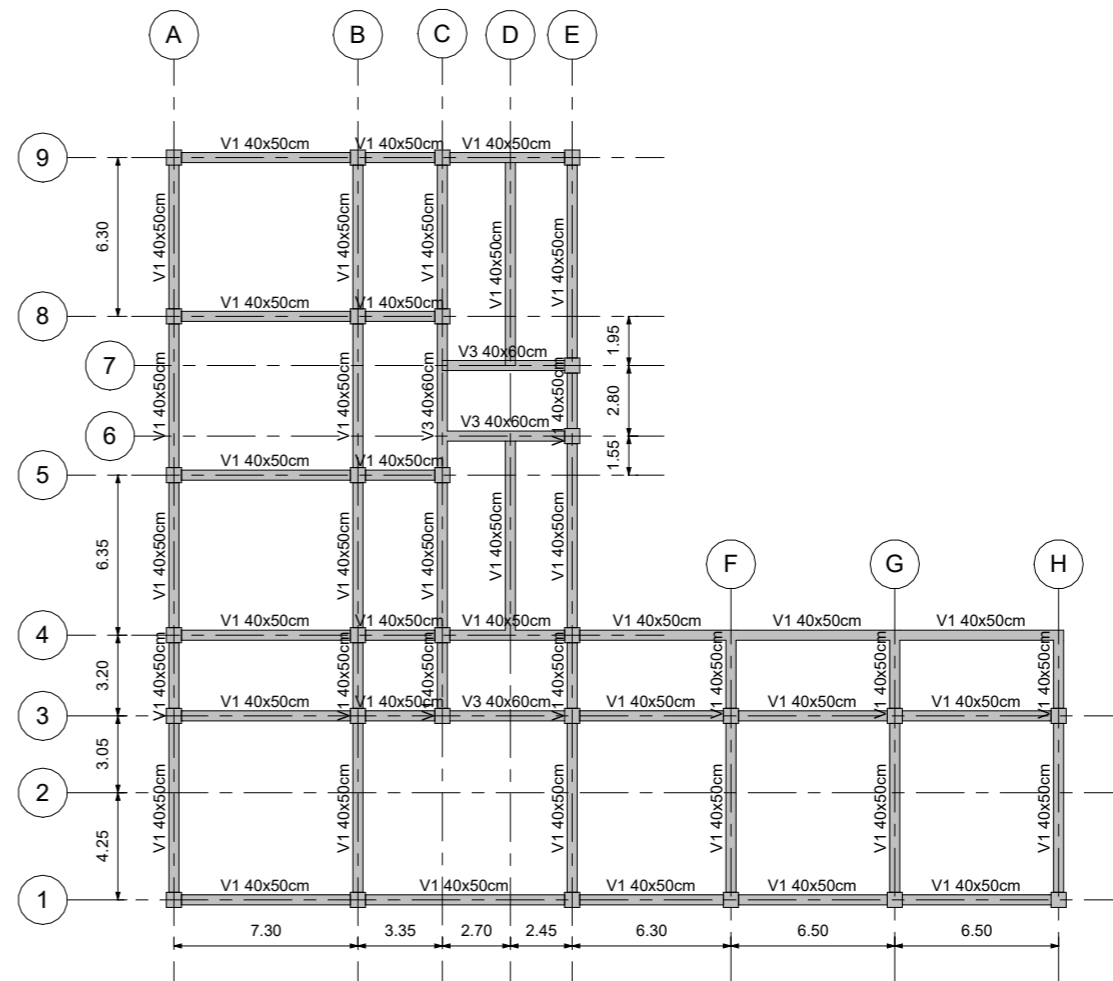
S.5	
Escala	Como se indica

David Ñauta Ayala
CI: 0105880348
Cel: 0978821170
@: david20631@gmail.com
Dir: Av. Amazonas

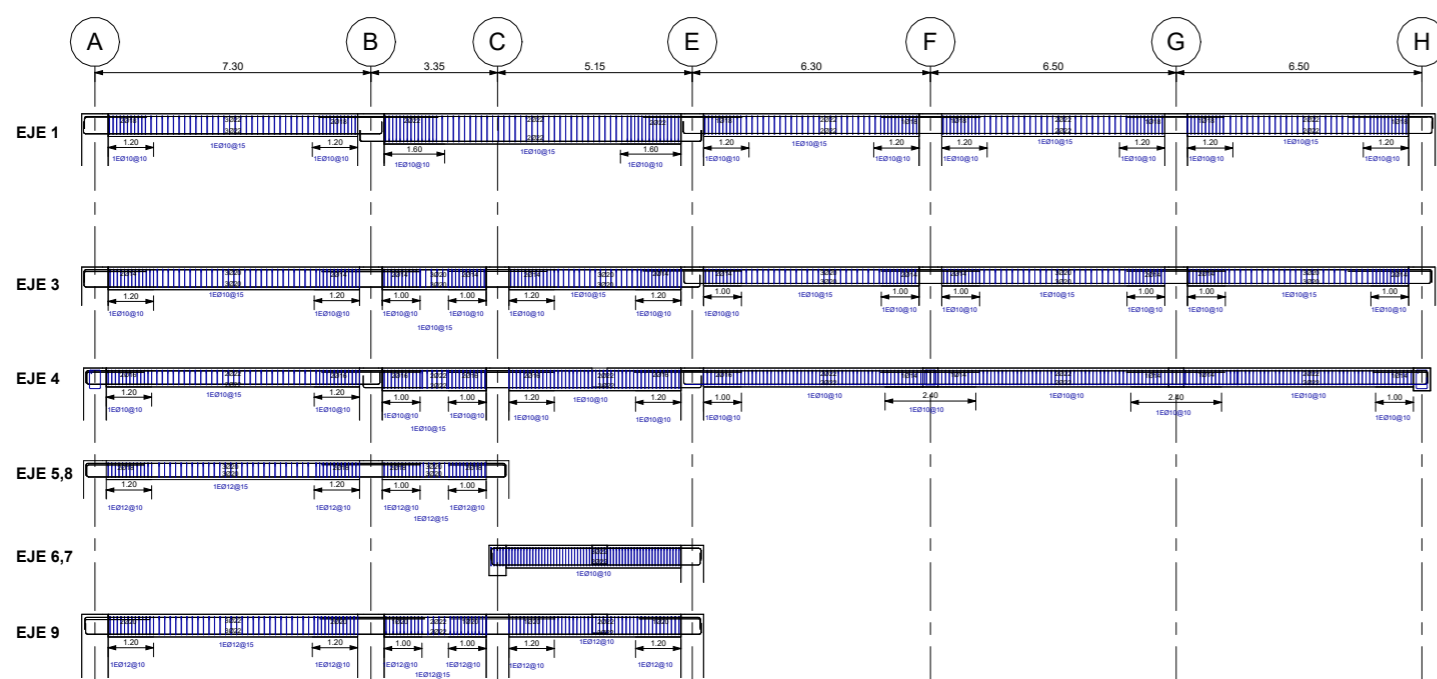
David Vélez Lliguisupa
CI: 0350093928
Cel: 0995278391
@: davelez2002@gmail.com
Dir: Av. Velasco Ibarra



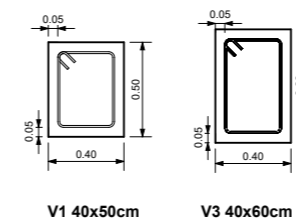
1 CORTE VIGAS EJE X
1 : 100



3 N5 +19.00
1 : 150



2 CORTE VIGAS EJE Y
1 : 100



4 SECCIONES VIGAS H.A.
1 : 20

PLANILLA DE HORMIGÓN N5			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V1 40x50cm	49	289.10	52.46 m³
V3 40x60cm	4	21.75	4.74 m³
Total	53	310.85	57.20 m³

PLANILLA DE ACEROS N5			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Viga)	89.03 m	0.617	54.93
12mm (Vigas)	90.51 m	0.888	80.37
14mm (Viga)	155.62 m	1.208	187.99
16mm (Viga)	38.03 m	1.578	60.01
18mm (Viga)	23.68 m	1.998	47.31
20mm (Viga)	236.56 m	2.466	583.36
22mm (Viga)	868.77 m	2.984	2,592.41
Total	1,502.20 m		3,606.38

SOLUCIÓN CON RIOSTRAS

PLANTA N5 - VIGAS

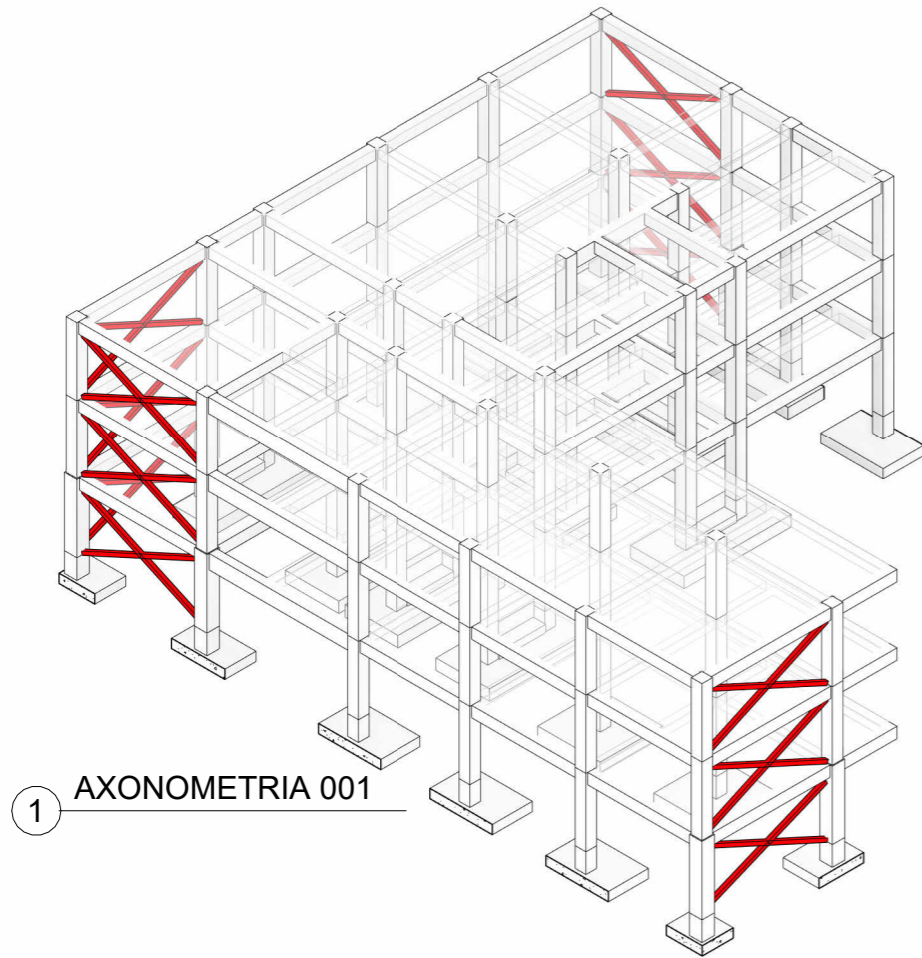
Número de proyecto	0002
Fecha	19/05/2024
Dibujado por	David Ñauta - David Vélez
Revisado por	Ing. David Contreras

S.6

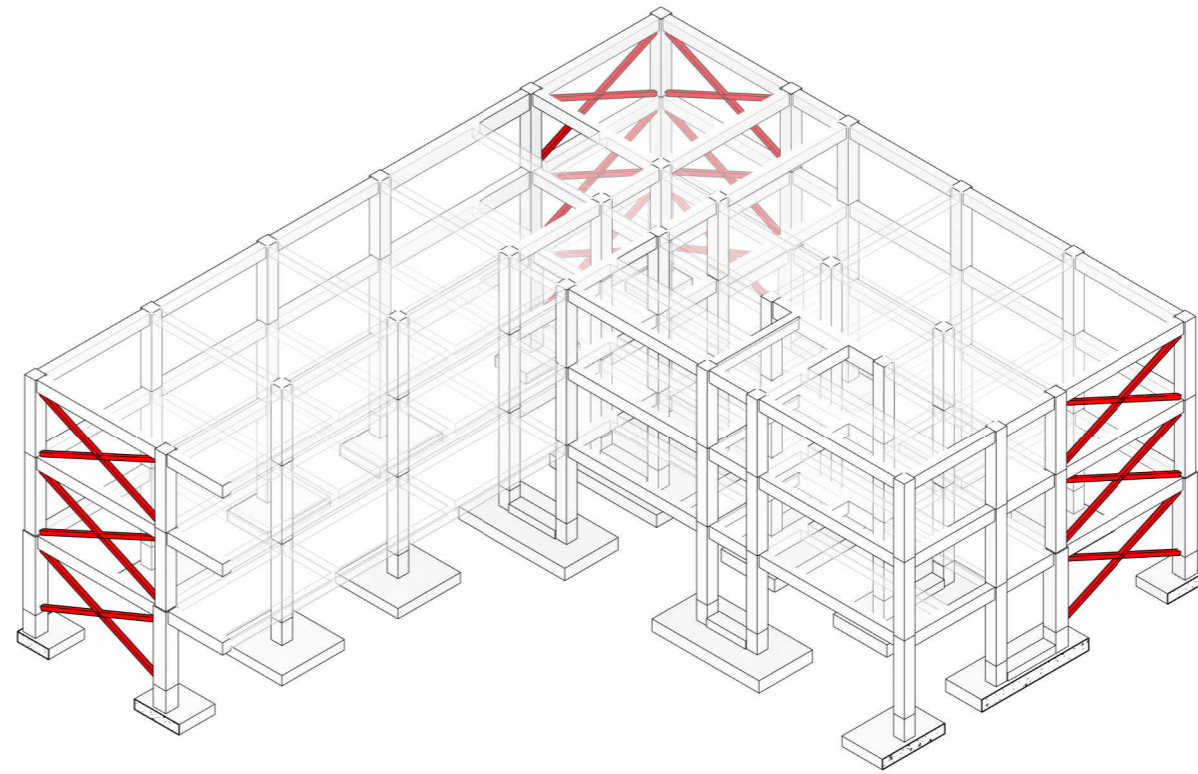
Escala Como se indica

David Ñauta Ayala
 CI: 0105880348
 Cel: 0978821170
 @: david20631@gmail.com
 Dir: Av. Amazonas

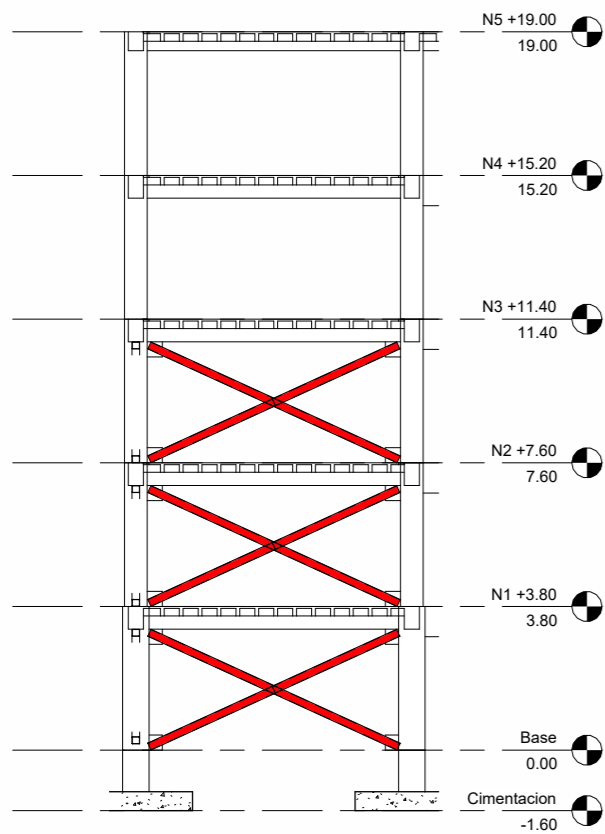
David Vélez Lliguisupa
 CI: 0350093928
 Cel: 0995278391
 @: davelez2002@gmail.com
 Dir: Av. Velasco Ibarra



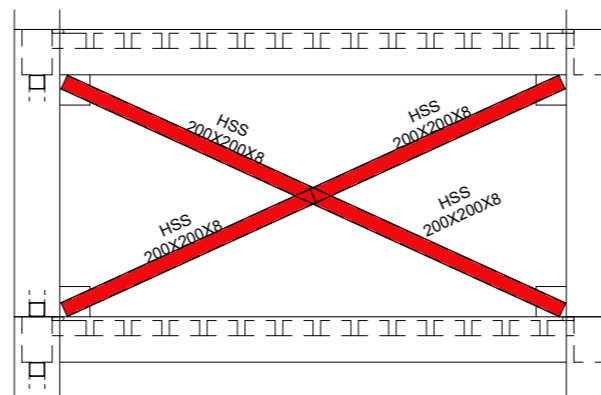
1 AXONOMETRIA 001



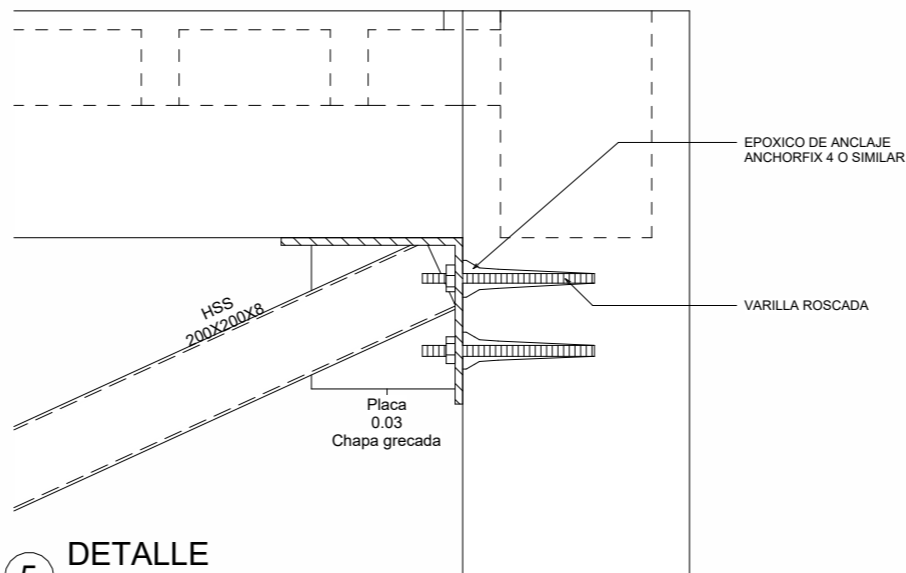
2 AXONOMETRIA 002



3 ELEVACION
1 : 100



4 ELEVACION - 1
1 : 50



5 DETALLE
1 : 10

PLANILLA RIOSTRAS

Tipo	Longitud	PESO ESP. KG/ML	PESO TOTAL
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.95	47.71	188.37
HSS 200X200X8	3.95	47.71	188.37
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.95	47.71	188.37
HSS 200X200X8	3.95	47.71	188.37
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	6.93	47.71	330.49
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
HSS 200X200X8	3.62	47.71	172.71
Total general	171.32		8173.52

N.º	Descripción	Fecha

SOLUCIÓN CON RIOSTRAS

RIOSTRAS

Número de proyecto 002

Fecha 19/05/2024

Dibujado por David Ñauta - David Vélez

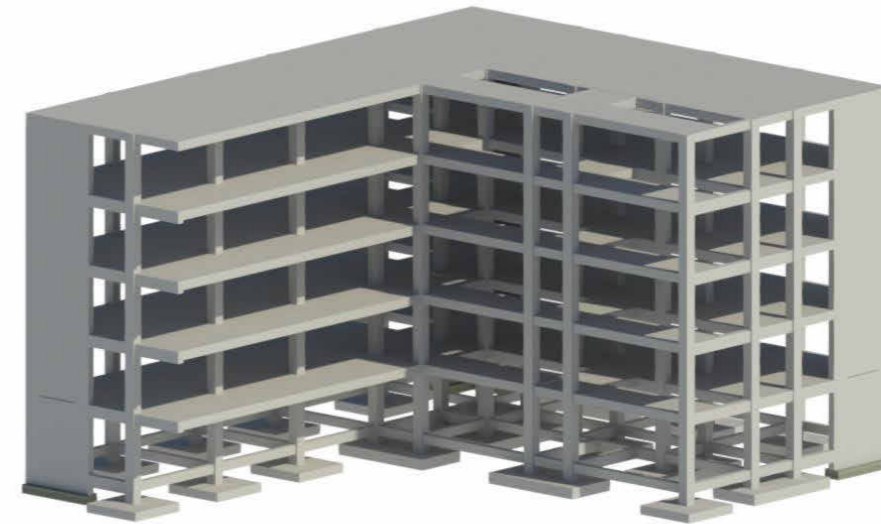
Revisado por Ing. David Contreras

S.7

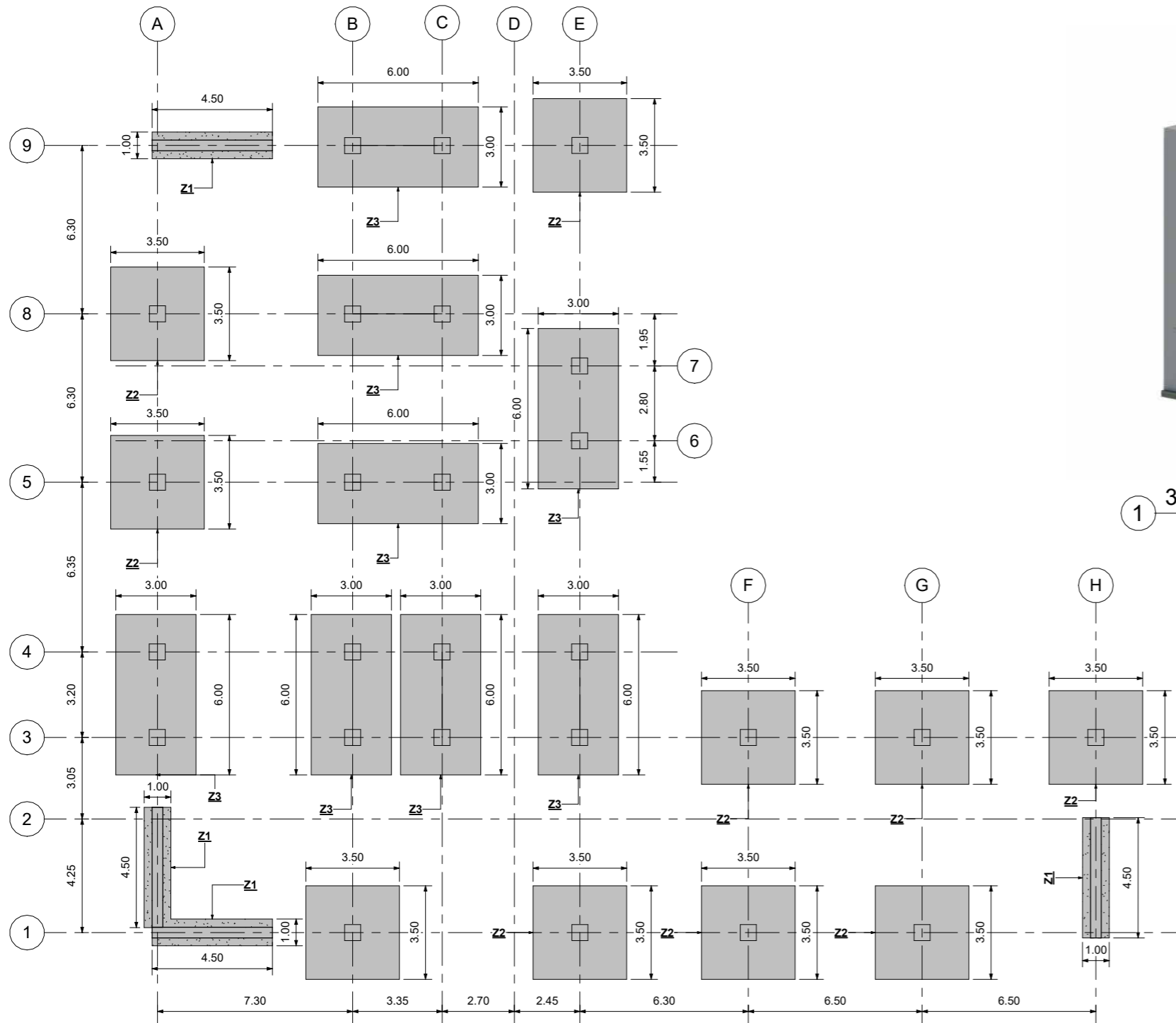
Escala Como se indica

David Ñauta Ayala
CI: 0105880348
Cel: 0978821170
@: david20631@gmail.com
Dir: Av. Amazonas

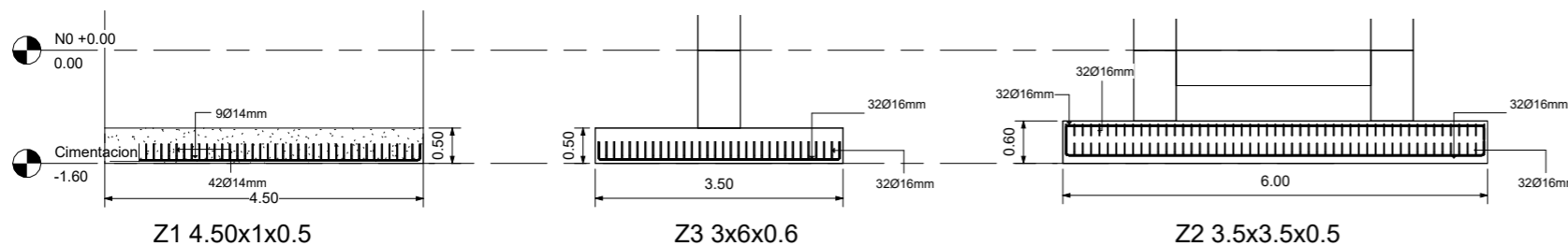
David Vélez Lliguisupa
CI: 0350093928
Cel: 0995278391
@: davelez2002@gmail.com
Dir: Av. Velasco Ibarra



1 3D EDIFICIO



2 CIMENTACIÓN
1 : 100



3 CORTE ZAPATAS
1 : 50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 1.-RESISTENCIA CILINDRICA DEL HORMIGON SIMPLE:
 COLUMNAS , ZAPATAS, MUROS, VIGAS: F'c=280 Kgf/cm2.
 2.-LIMITE DE FLUENCIA HIERRO REDONDO CORRUGADO Fy=4200 Kgf/cm2.
 3.-LIMITE DE FLUENCIA DE ACERO:
 Estructura Principal: A572Gr50 Fy=3500 Kgf/cm2
 4.-RECUBRIMIENTOS MINIMOS (si no se indica en planos): ZAPATAS (5cm). COLUMNAS Y VIGAS (5cm). LOSAS (2.5cm) Y MUROS (5cm).
 5.-TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO 3/4".
 6.-RESISTENCIA ADMISIBLE DEL SUELO 3.12 Kgf/cm2.(VERIFICAR EN OBRA)
NORMAS TÉCNICAS:
 • Norma Ecuatoriana de la Construcción.
 • NEC-SE-HM-2015 (Hormigón Armado)
 • NEC-SE-AC-2015 (Acero Estructural)
 • NEC-SE-DS-2015 (Peligro sísmico)
 • NEC-SE-CG-2015 (Cargas No Sísmicas)
 • ACI 318-19
 • ANSI/AISC 360,341
NOTAS GENERALES:
 • Nivel de cimentación mínimo de 1.60 m por debajo del nivel del terreno.
 • Capacidad admisible del suelo: Teórica (Asumido 3 kgf/cm2). Valor corde a estudio de mecanica de suelos. Para mas detalle dirigirse al estudio.
 • Las cantidades expuestas en la presente propuesta no contemplan desperdicios.
 • El Consultor dispone del acceso en nube al modelo 3D como método referencial para mejora en la interpretación en caso de requerirse.

PLANILLA CIMENTACION		
Tipo	Recuento	Volumen
Z1 1X4.5X0.5 m	4	8.89 m³
Z2 3.5X3.5X0. 50	10	61.25 m³
Z3 3X6X0.60	8	86.40 m³
Total	22	156.54 m³

PLANILLA DE CIMENTACION			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Zapata)	47.85 m	0.617	29.52
14mm (Zapata)	118.48 m	1.208	143.13
16mm (Zapata)	76.67 m	1.578	120.99
Total	243.01 m		293.64

SOLUCIÓN CON MUROS

GENERAL - CIMENTACIÓN

Número de proyecto 0001

Fecha 19/05/2024

Dibujado por David Ñauta - David Vélez

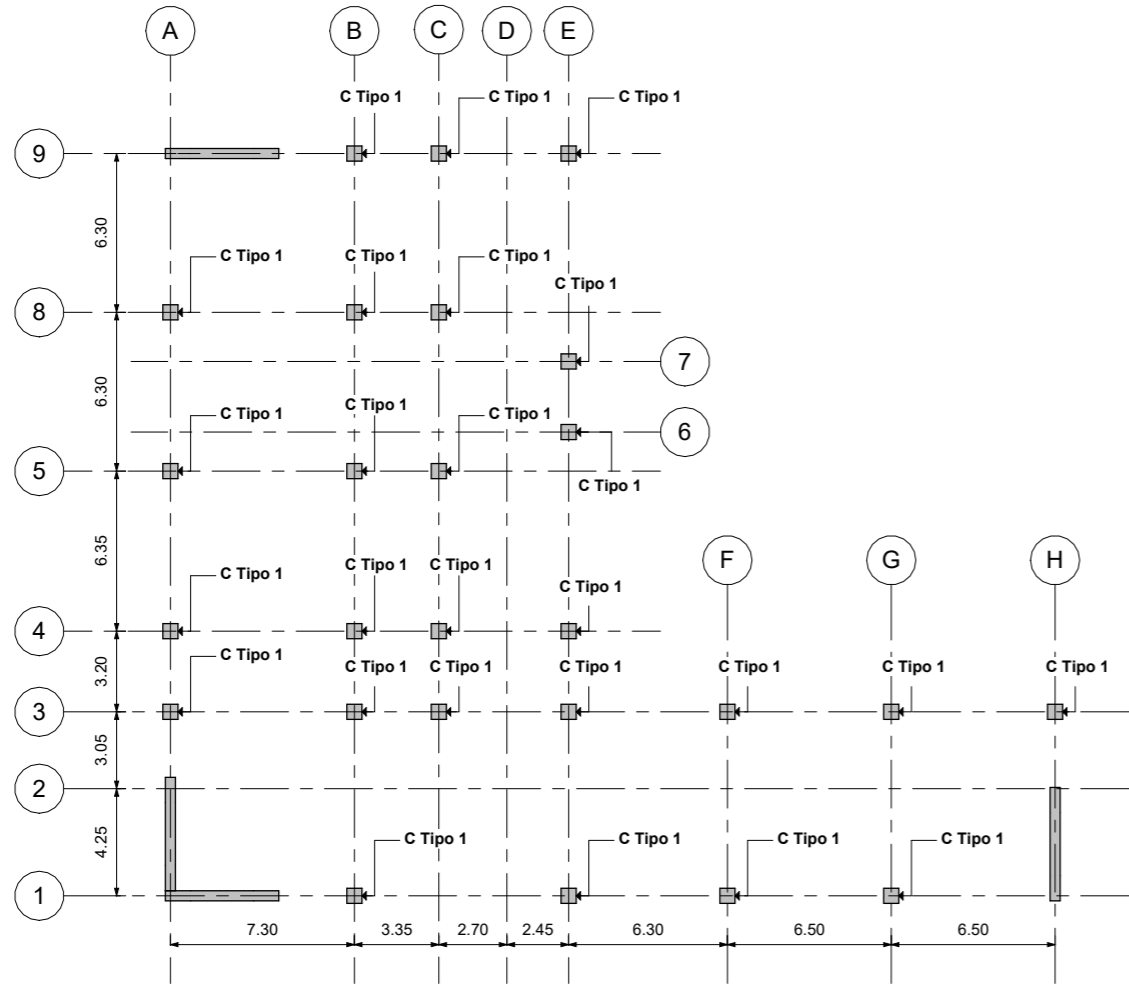
Revisado por Ing. David Contreras

S.1

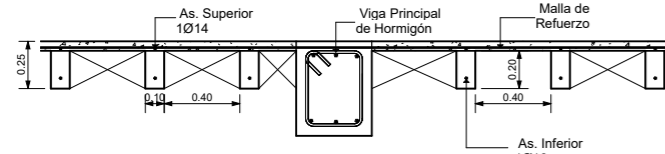
Escala Como se indica

David Ñauta Ayala
CI: 0105880348
Cel: 0978821170
@: david20631@gmail.com
Dir: Av. Amazonas

David Vélez Lliguisupa
CI: 0350093928
Cel: 0995278391
@: davelez2002@gmail.com
Dir: Av. Velasco Ibarra



1 PLANTA GENERAL
1 : 150



5 DETALLE LOSA NERVADA
1 : 20

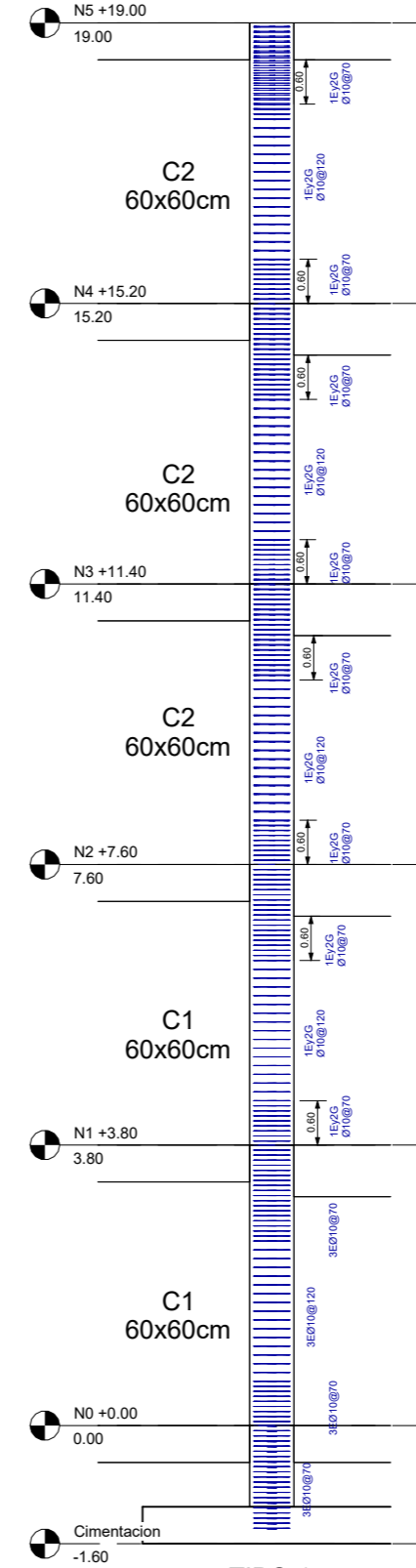
PLANILLA HORMIGÓN C			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
C2 60x60cm	156	521.00	187.56 m ³
C5 MURO 1x0.4m	40	160.80	64.30 m ³
Total general:	196	681.80	251.86 m³

PLANILLA DE HORMIGÓN L			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V vigueta losa 10x20cm	936	12153.24	200.85 m ³
Total	936	12153.24	200.85 m³

PLANILLA LOSETA	
Tipo	Volumen
Loseta e=5cm	130.93 m ³
Total	130.93 m³

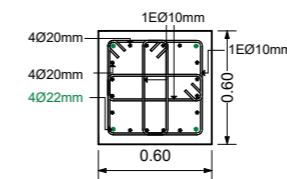
PLANILLA DE ACEROS L			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
14mm (Losa)	12,383.82 m	1.208	14,959.65
16mm (Losa)	9,855.38 m	1.578	15,551.78
Total	22,239.19 m		30,511.43

PLANILLA DE ACEROS C			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Columna)	1,723.42 m	0.617	1,063.35
20mm (Columna)	2,181.59 m	2.466	5,379.80
22mm (Columna)	2,186.42 m	2.984	6,524.27
Total	6,091.43 m		12,967.43

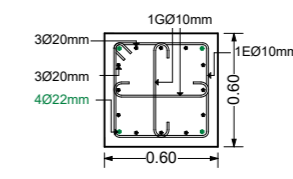


TIPO 1

2 CORTE COLUMNA
1 : 50



4 SECCIÓN C1 60x60cm
1 : 20



3 SECCIÓN C2 60x60cm
1 : 20

SOLUCIÓN CON MUROS

COLUMNAS - LOSAS

Número de proyecto: 0001

Fecha: 19/05/2024

Dibujado por: David Ñauta - David Vélez

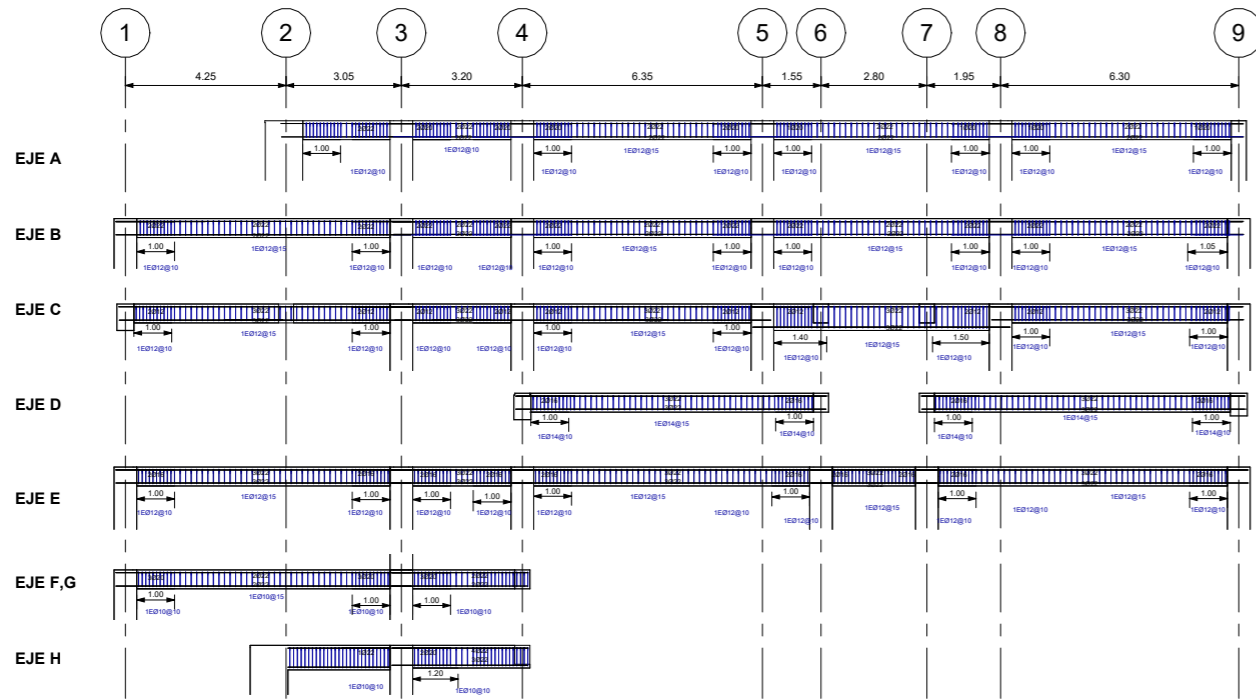
Revisado por: Ing. David Contreras

S.2

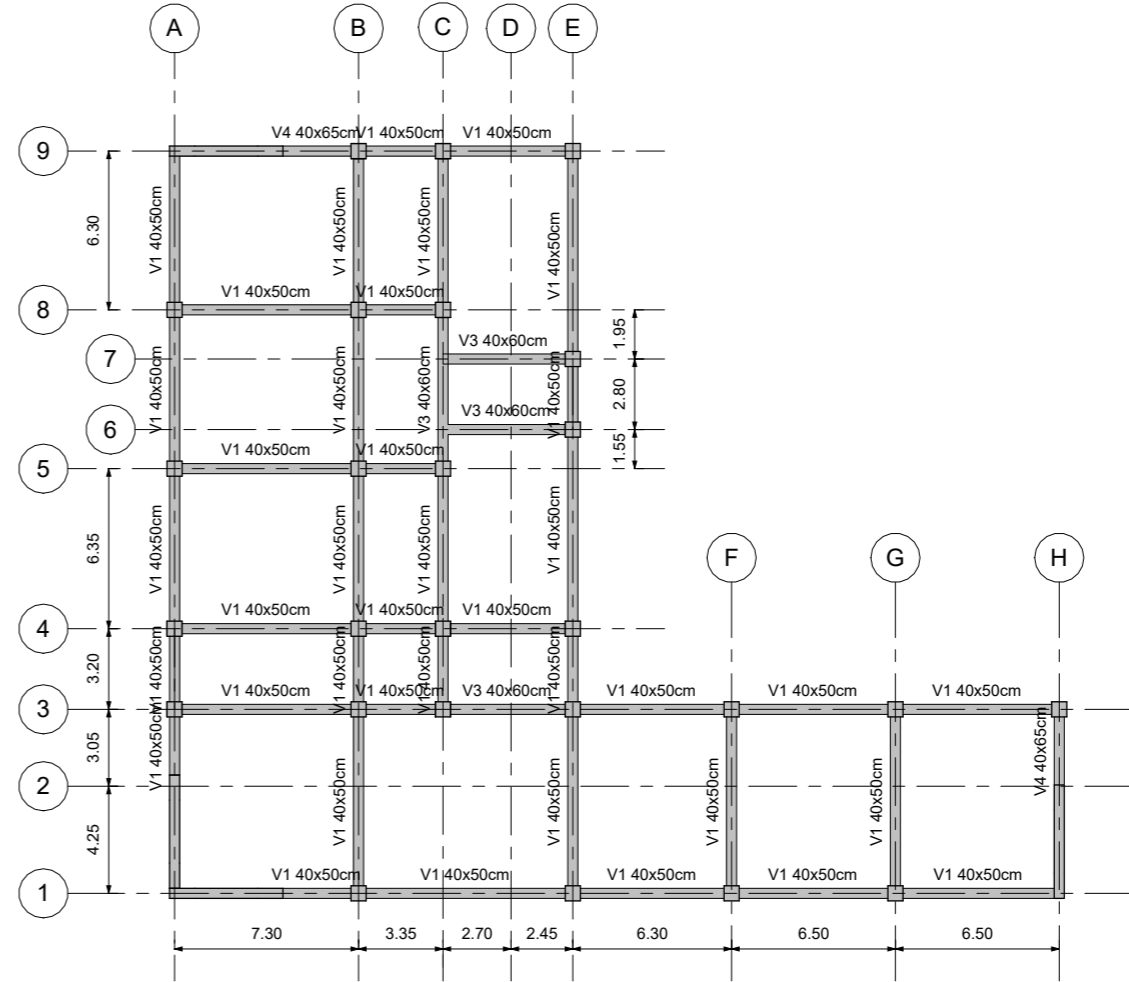
Escala: Como se indica

David Ñauta Ayala
CI: 0105880348
Cel: 0978821170
@: david20631@gmail.com
Dir: Av. Amazonas

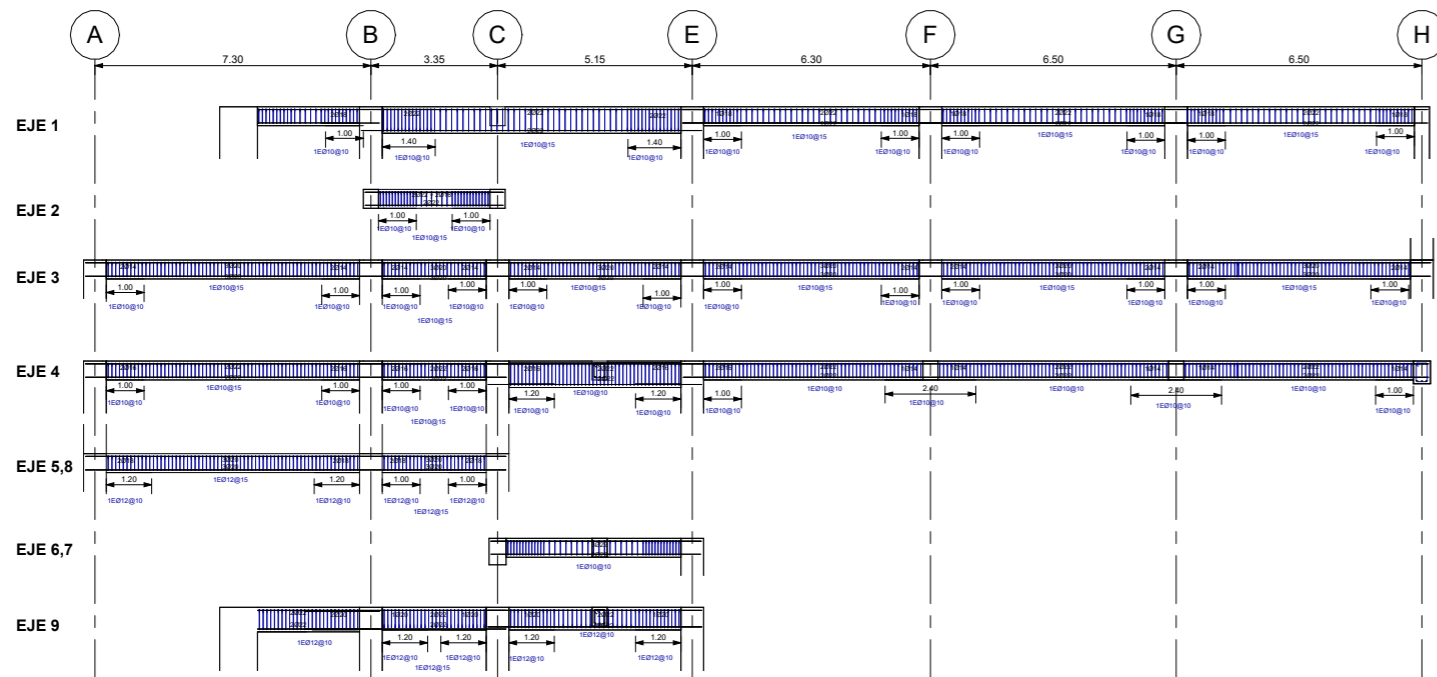
David Vélez Lliguisupa
CI: 0350093928
Cel: 0995278391
@: davelez2002@gmail.com
Dir: Av. Velasco Ibarra



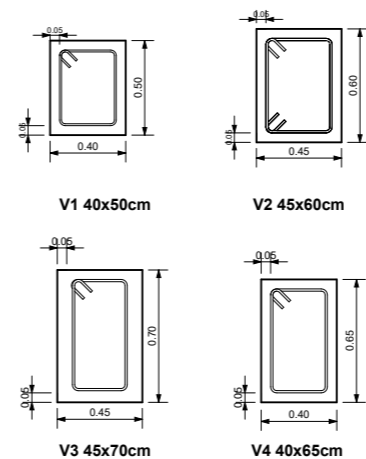
1 CORTE VIGAS EJE X
1 : 100



3 N0 +0.00
1 : 150



2 CORTE VIGAS EJE Y
1 : 100



4 SECCIONES VIGAS H. A.
1 : 20

PLANILLA DE HORMIGÓN N1			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V1 40x50cm	47	266.39	48.22 m³
V2 45x60cm	3	11.70	2.81 m³
V3 45x70cm	3	19.95	5.71 m³
V4 40x65cm	2	6.00	1.40 m³
Total	55	304.04	58.14 m³

PLANILLA DE ACEROS N1			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Viga)	106.02 m	0.617	65.42
12mm (Vigas)	85.39 m	0.888	75.82
14mm (Viga)	54.63 m	1.208	65.99
18mm (Viga)	38.70 m	1.998	77.33
20mm (Viga)	165.81 m	2.466	408.89
22mm (Viga)	989.75 m	2.984	2,953.42
Total	1,440.30 m		3,646.86

N.º	Descripción	Fecha

SOLUCIÓN CON MUROS

PLANTA N0 - VIGAS

Número de proyecto 0001

Fecha 19/05/2024

Dibujado por David Ñauta - David Vélez

Revisado por Ing. David Contreras

S.3

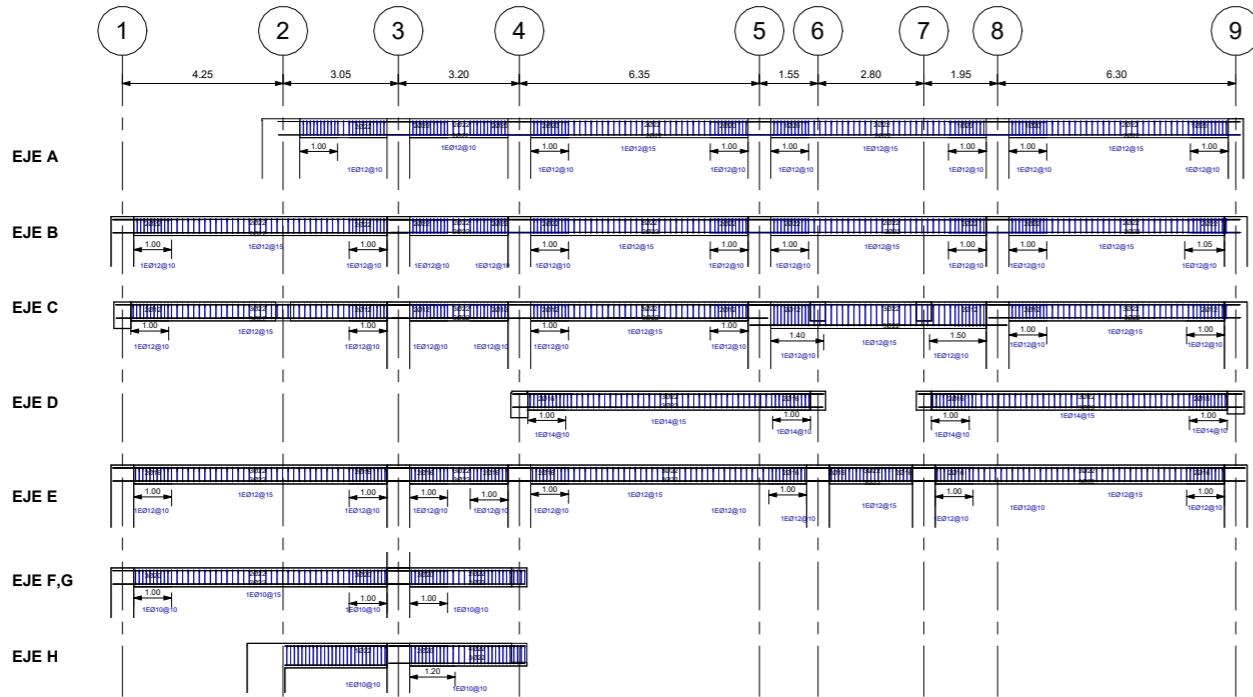
Escala Como se indica



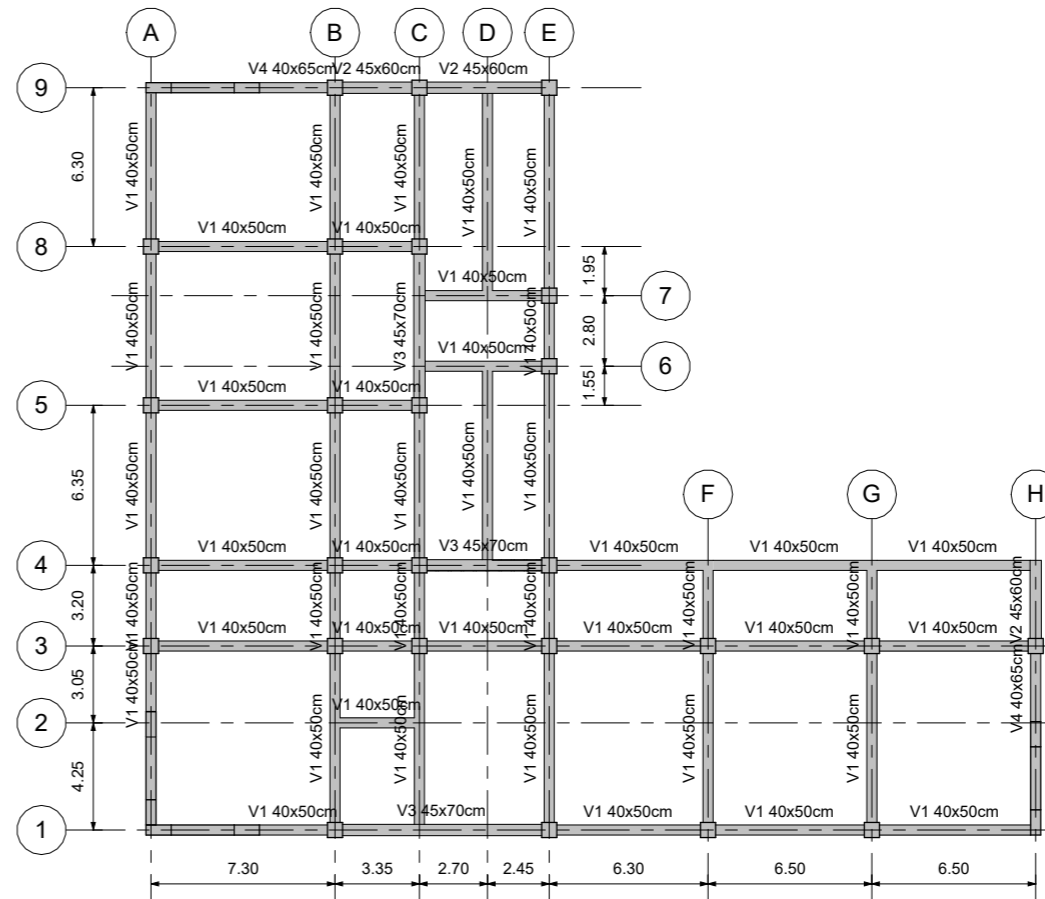
www.uazuay.edu.ec

David Ñauta Ayala
CI: 0105880348
Cel: 0978821170
@: david20631@gmail.com
Dir: Av. Amazonas

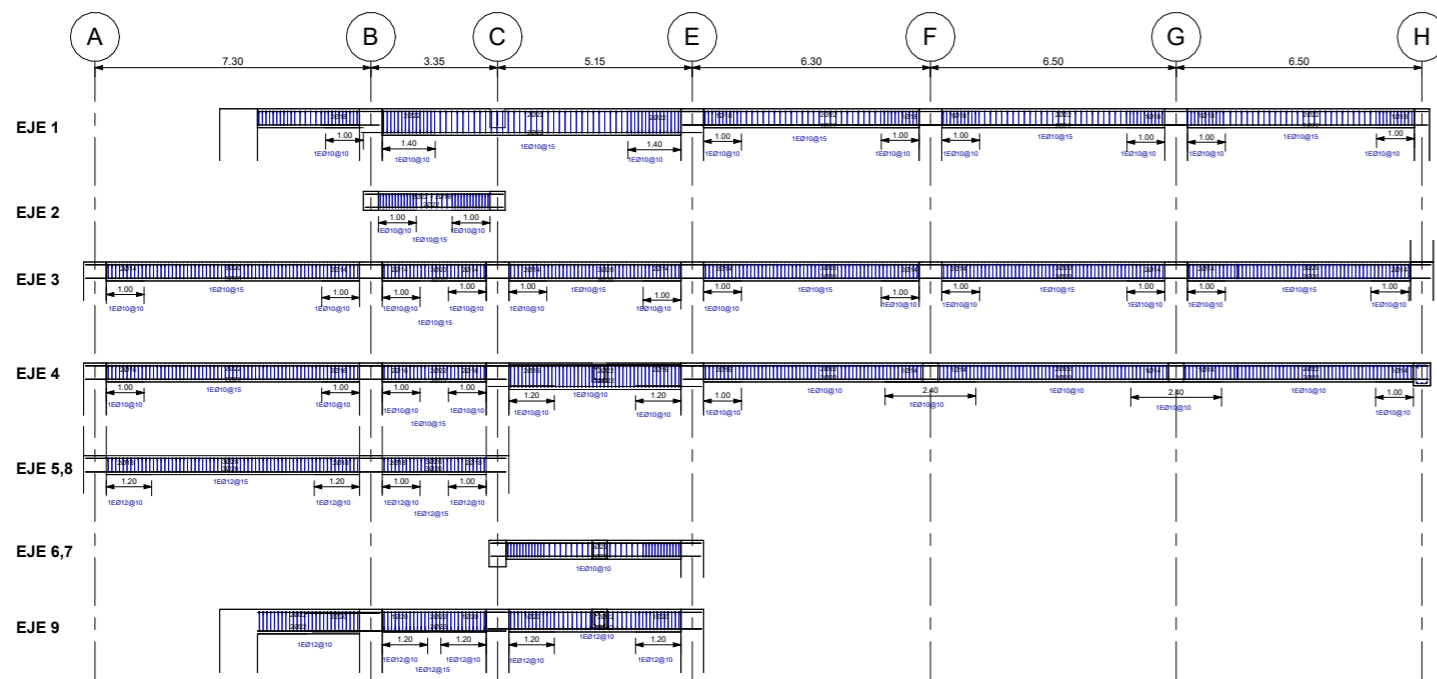
David Vélez Lliguisupa
CI: 0350093928
Cel: 0995278391
@: davelez2002@gmail.com
Dir: Av. Velasco Ibarra



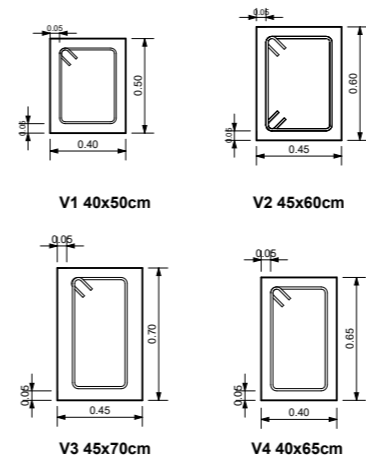
1 CORTE VIGAS EJE X
1 : 100



3 N1 +3.80
1 : 150



2 CORTE VIGAS EJE Y
1 : 100



4 SECCIONES VIGAS H. A.
1 : 20

PLANILLA DE HORMIGÓN N1			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V1 40x50cm	47	266.39	48.22 m³
V2 45x60cm	3	11.70	2.81 m³
V3 45x70cm	3	19.95	5.71 m³
V4 40x65cm	2	6.00	1.40 m³
Total	55	304.04	58.14 m³

PLANILLA DE ACEROS N1			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Viga)	106.02 m	0.617	65.42
12mm (Vigas)	85.39 m	0.888	75.82
14mm (Viga)	54.63 m	1.208	65.99
18mm (Viga)	38.70 m	1.998	77.33
20mm (Viga)	165.81 m	2.466	408.89
22mm (Viga)	989.75 m	2.984	2,953.42
Total	1,440.30 m		3,646.86

N.º	Descripción	Fecha

SOLUCIÓN CON MUROS

PLANTA N1 - VIGAS

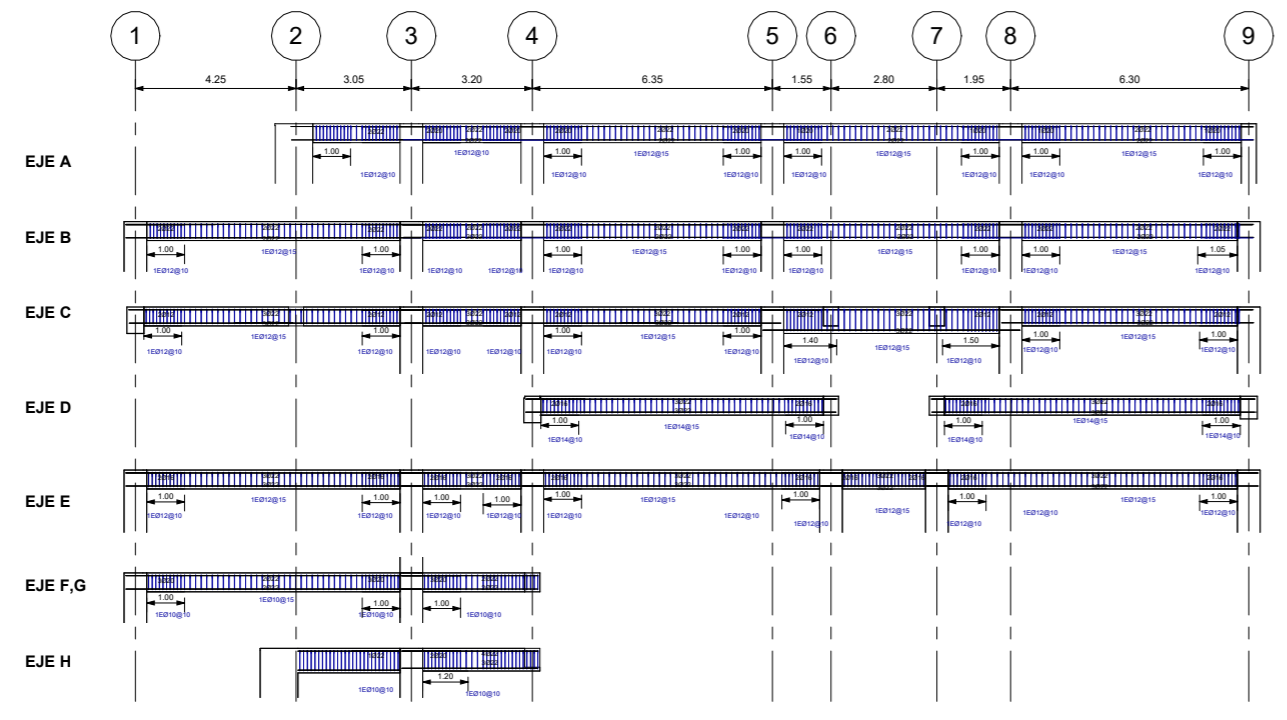
Número de proyecto	0001
Fecha	19/05/2024
Dibujado por	Autor
Revisado por	Verificador

S.4

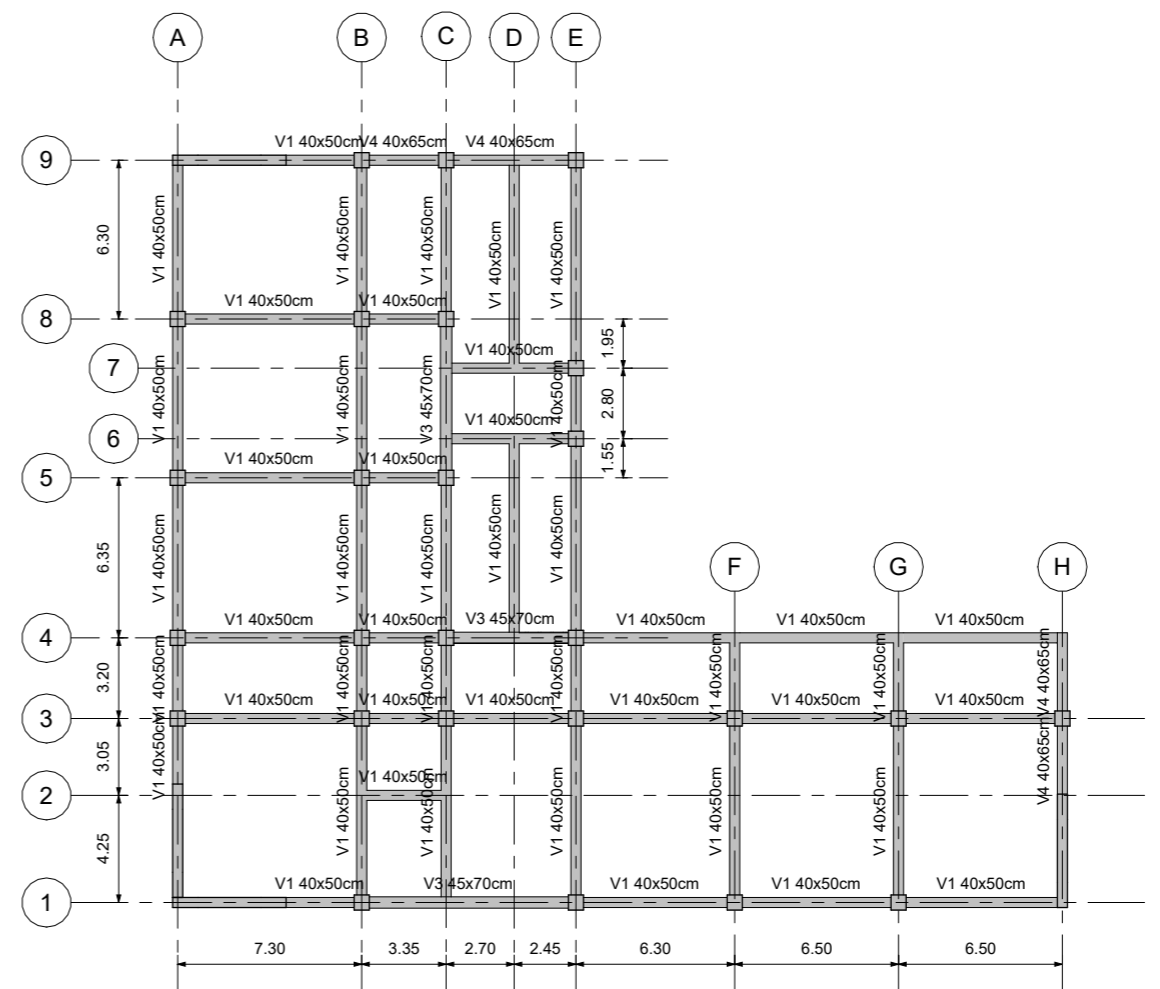
Escala Como se indica

David Ñauta Ayala
 CI: 0105880348
 Cel: 0978821170
 @: david20631@gmail.com
 Dir: Av. Amazonas

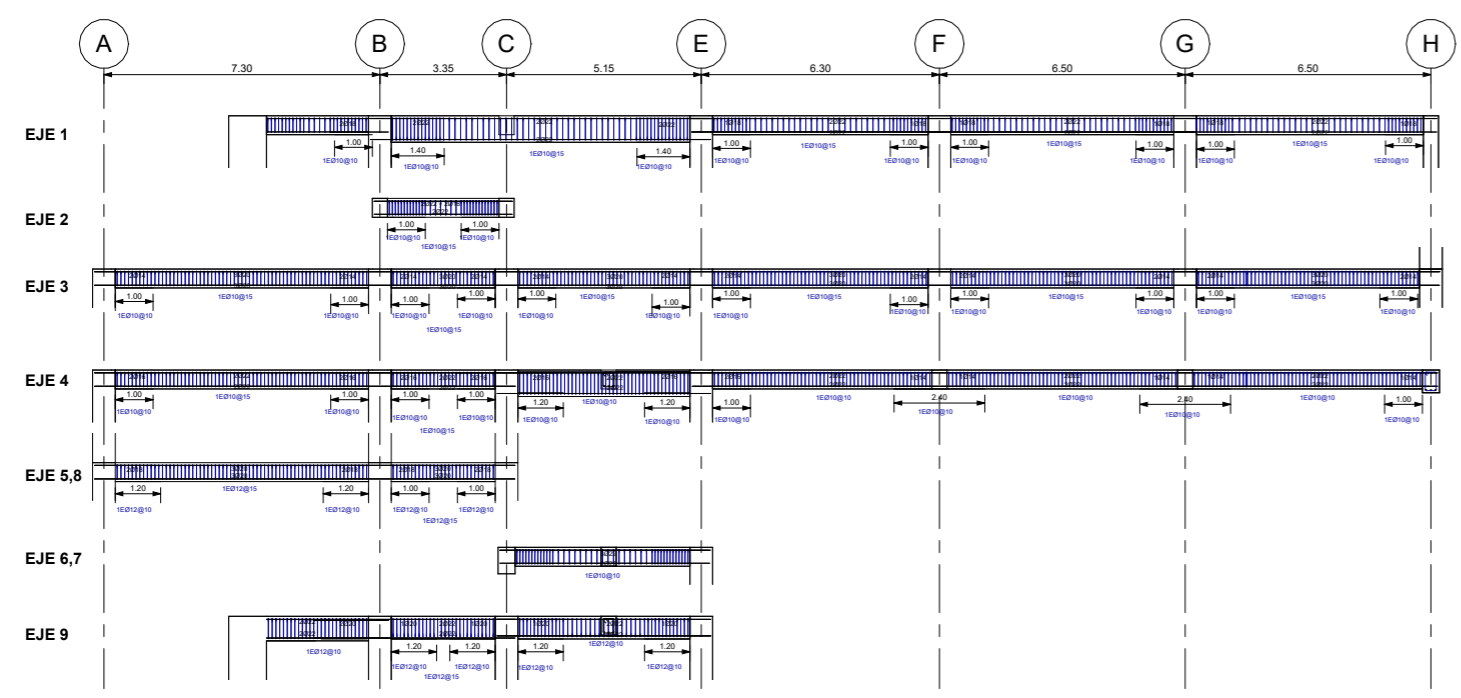
David Vélez Lliguisupa
 CI: 0350093928
 Cel: 0995278391
 @: davelez2002@gmail.com
 Dir: Av. Velasco Ibarra



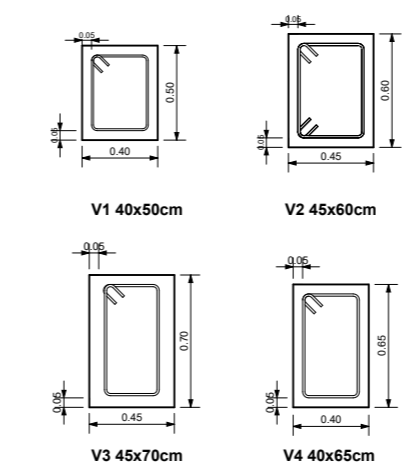
1 CORTE VIGAS EJE X
 1 : 100



3 N2, N3, N4
 1 : 150



2 CORTE VIGAS EJE Y
 1 : 100



4 SECCIONES VIGAS H. A.
 1 : 20

PLANILLA DE HORMIGÓN N 2,3,4			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V1 40x50cm	48	269.39	48.77 m³
V3 45x70cm	3	19.95	5.71 m³
V4 40x65cm	4	14.70	3.41 m³
Total	55	304.04	57.89 m³

PLANILLA DE ACEROS N2,3,4			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Viga)	95.38 m	0.617	58.85
12mm (Vigas)	88.14 m	0.888	78.27
14mm (Viga)	37.59 m	1.208	45.41
16mm (Viga)	35.84 m	1.578	56.55
18mm (Viga)	112.83 m	1.998	225.43
20mm (Viga)	763.27 m	2.466	1,882.23
22mm (Viga)	754.58 m	2.984	2,251.65
Total	1,887.63 m		4,598.40

N.º	Descripción	Fecha

SOLUCIÓN CON MUROS

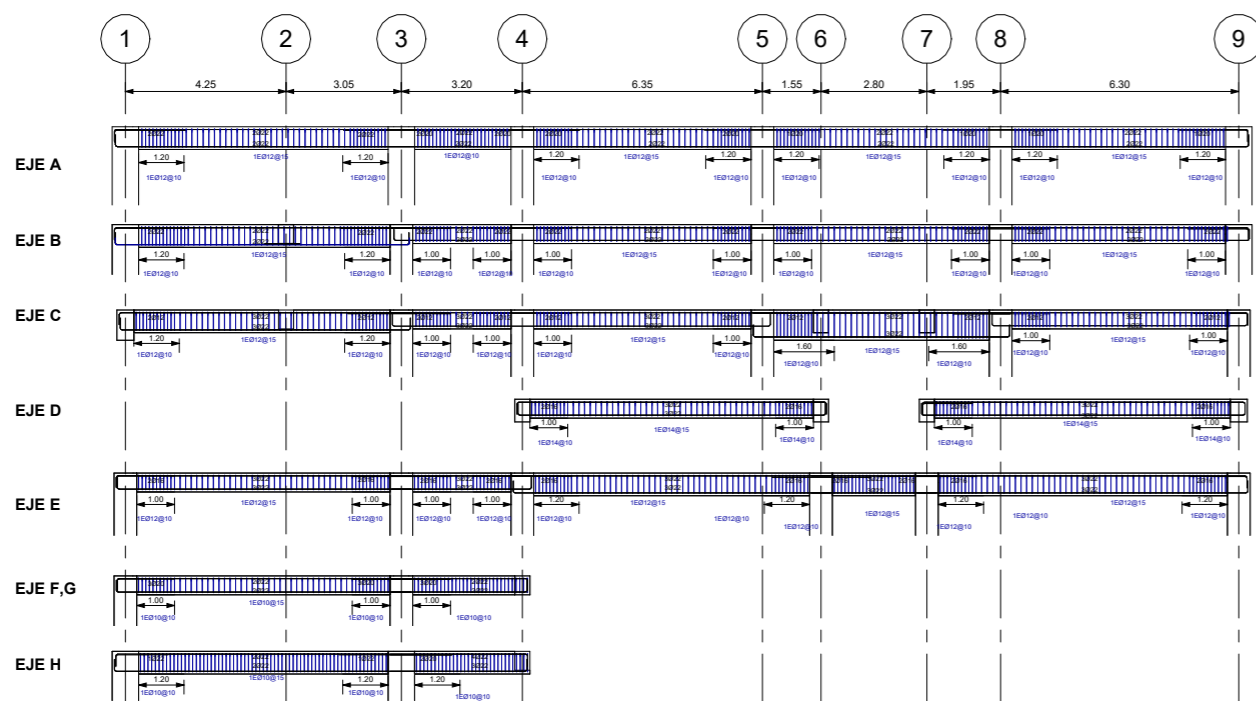
PLANTA N2,3,4 - VIGAS

Número de proyecto	0001
Fecha	19/05/2024
Dibujado por	David Ñauta - David Vélez
Revisado por	Ing. David Contreras

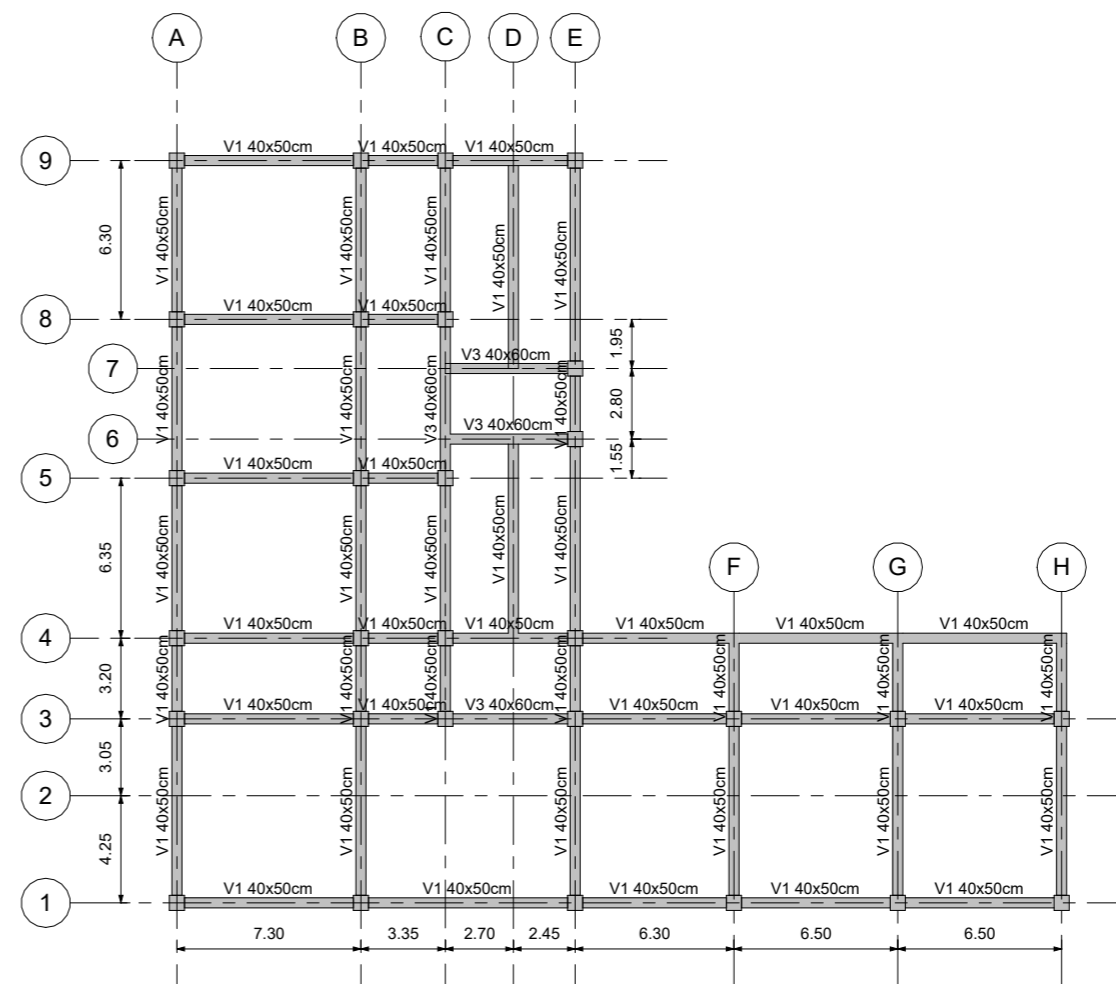
S.5
 Escala Como se indica

David Ñauta Ayala
CI: 0105880348
Cel: 0978821170
@: david20631@gmail.com
Dir: Av. Amazonas

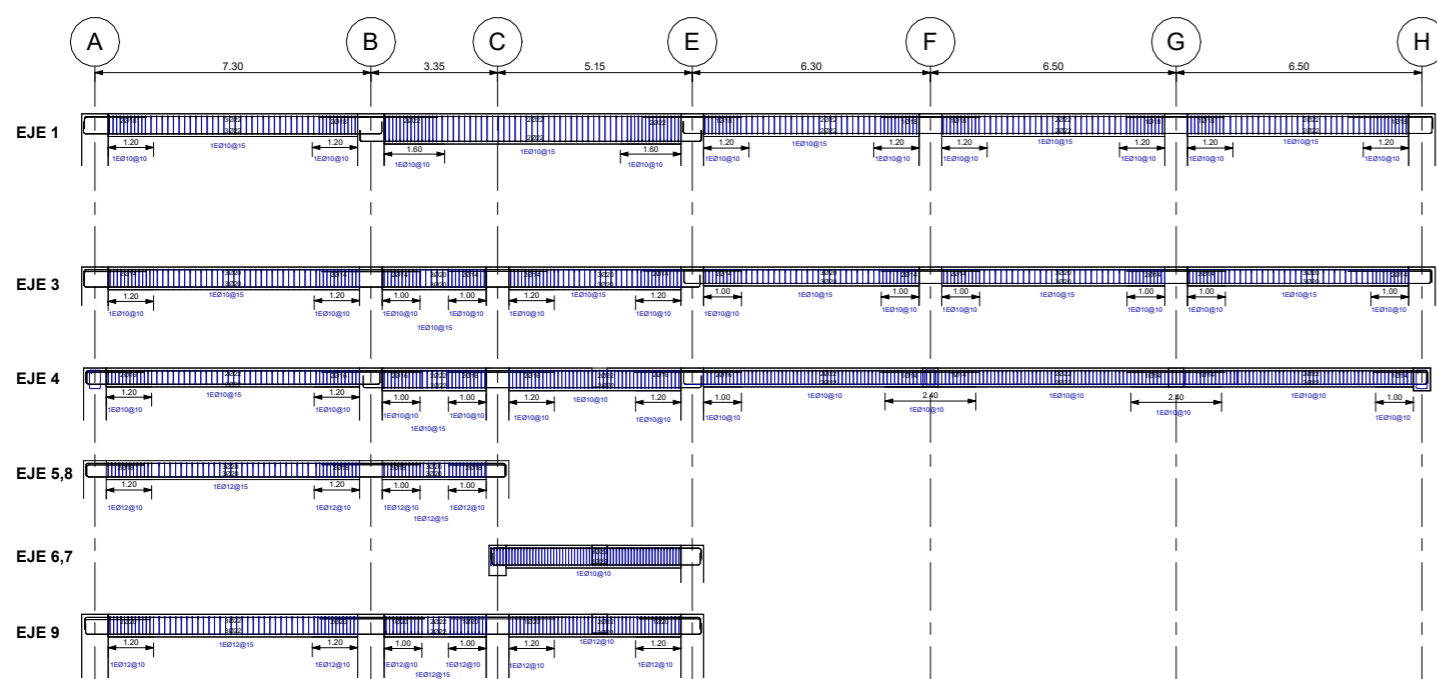
David Vélez Lliguisupa
CI: 0350093928
Cel: 0995278391
@: davelez2002@gmail.com
Dir: Av. Velasco Ibarra



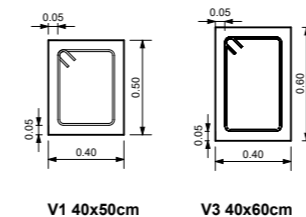
1 CORTE VIGAS EJE X
1 : 100



3 N5 +19.00
1 : 150



2 CORTE VIGAS EJE Y
1 : 100



4 SECCIONES VIGAS H.A.
1 : 20

PLANILLA DE HORMIGÓN N5			
Tipo	Recuento	Longitud	Volumen
V1 40x50cm	49	289.10	52.46 m³
V3 40x60cm	4	21.75	4.74 m³
Total	53	310.85	57.20 m³

PLANILLA DE ACEROS N5			
TIPO	LONGITUD TOTAL	PESO KG/ML	PESO TOTAL (KG)
10mm (Viga)	89.03 m	0.617	54.93
12mm (Vigas)	90.51 m	0.888	80.37
14mm (Viga)	155.62 m	1.208	187.99
16mm (Viga)	38.03 m	1.578	60.01
18mm (Viga)	23.68 m	1.998	47.31
20mm (Viga)	236.56 m	2.466	583.36
22mm (Viga)	868.77 m	2.984	2,592.41
Total	1,502.20 m		3,606.38

SOLUCIÓN CON MUROS

PLANTA N5 - VIGAS

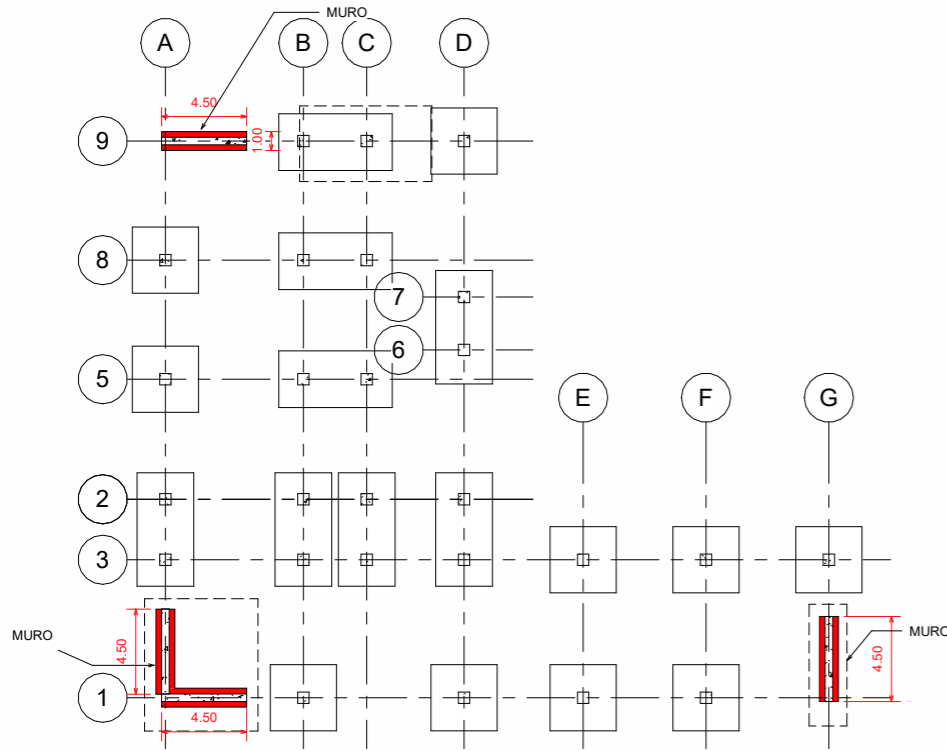
Número de proyecto 0001
Fecha 19/05/2024
Dibujado por David Ñauta - David Vélez
Revisado por Ing. David Contreras

S.6

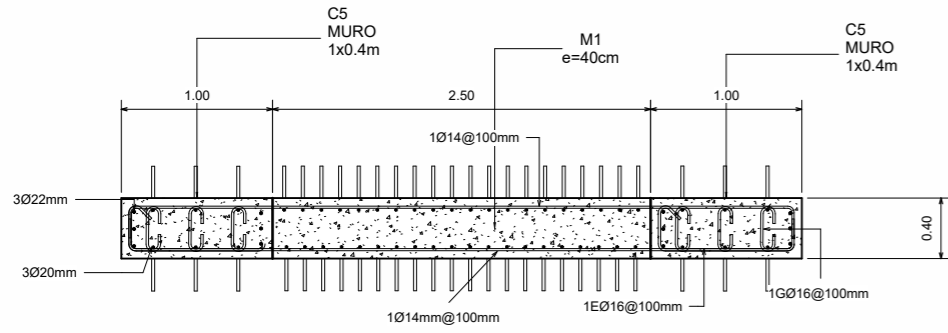
Escala Como se indica

David Ñauta Ayala
 Cl: 0105880348
 Cel: 0978821170
 @: david20631@gmail.com
 Dir: Av. Amazonas

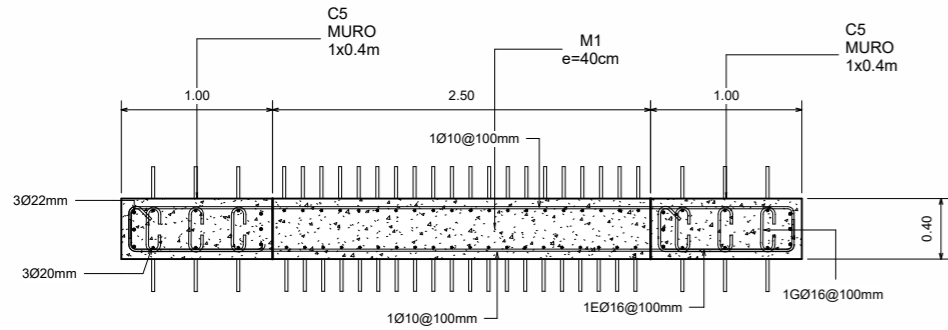
David Véliz Lliguisupa
 Cl: 0350093928
 Cel: 0995278391
 @: davelez2002@gmail.com
 Dir: Av. Velasco Ibarra



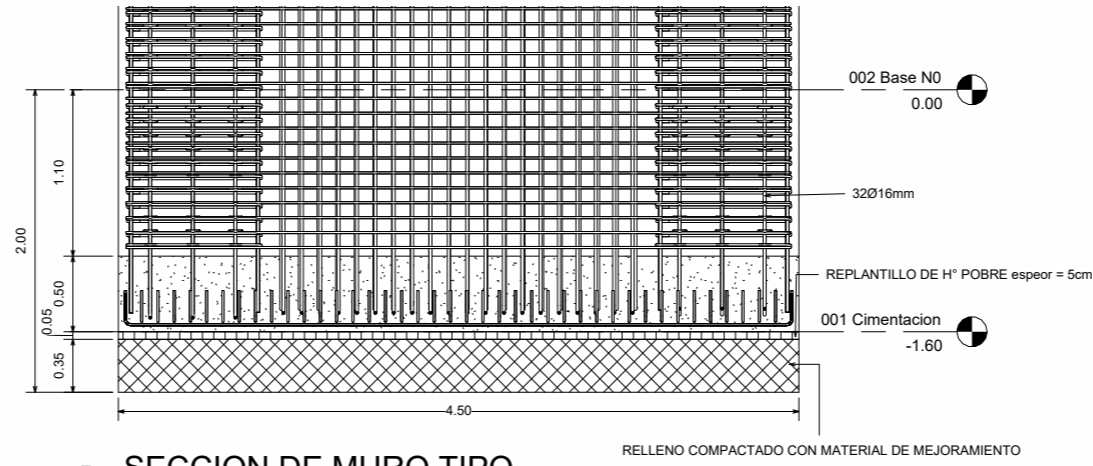
1 002 Base-MUROS
1 : 200



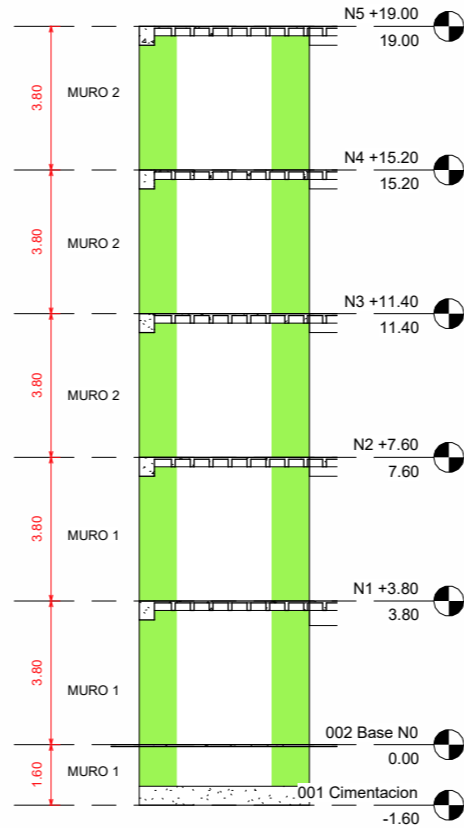
2 PLANTA MURO TIPO 1
1 : 25



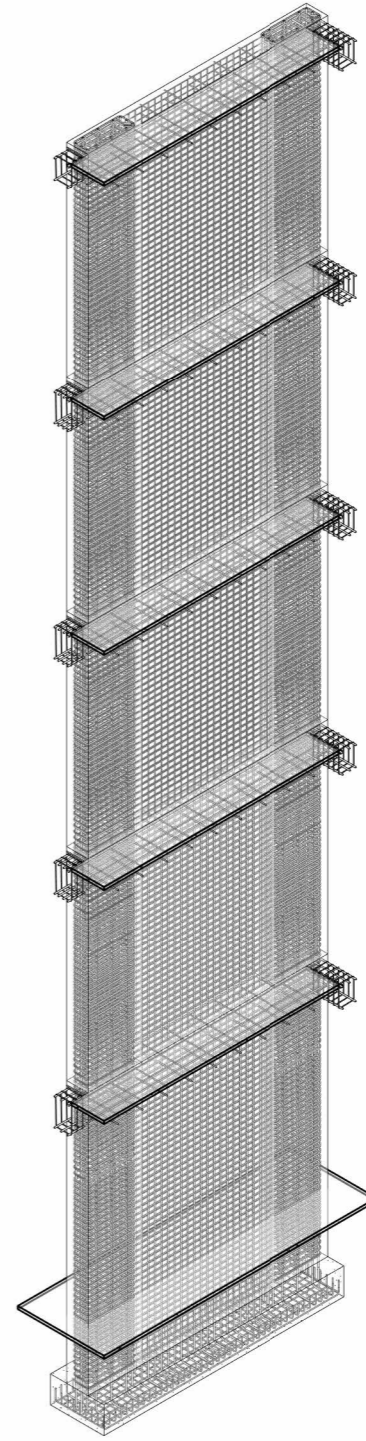
3 PLANTA MURO TIPO 2
1 : 25



4 SECCION DE MURO TIPO
1 : 25



5 ELEVACION MURO
1 : 100



6 3D MURO

Tipo	Volumen
M1 e=40cm	83.67 m ³
Total general	83.67 m ³

Tipo	Volumen
C2 60x60cm	187.56 m ³
C5 MURO 1x0.4m	64.32 m ³
Total general	251.88 m ³

Tipo	Longitud de barra	PESO, ESP KG/ML	PESO TOTAL
10mm (Muro)	135.58 m	0.617	83.65
12mm (Muro)	88.80 m	0.888	78.85
14mm (Muro)	57.14 m	1.208	69.03
16mm (Muro)	691.62 m	1.578	1,091.38
20mm (Muro)	404.78 m	2.466	998.18
22mm (Muro)	327.53 m	2.984	977.36
Total general	1705.46 m		3,298.46

N.º	Descripción	Fecha

SOLUCIÓN CON MUROS

MUROS

Número de proyecto	0001
Fecha	19/05/2024
Dibujado por	David Ñauta - David Véliz
Revisado por	Ing. David Contreras

S.7

Escala Como se indica

ANEXO 12

Videos de los dos primeros modos de vibrar de los distintos modelos en ETABS



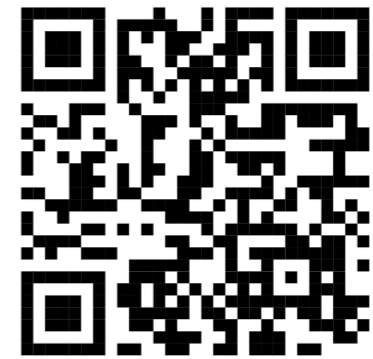
Primer modo de vibrar de la estructura sin soluciones



Segundo modo de vibrar de la estructura sin soluciones



Primer modo de vibrar juntas 1



Segundo modo de vibrar juntas 1



Primer modo de vibrar juntas 2



Segundo modo de vibrar Juntas 2



Primer modo de vibrar juntas 3



Segundo modo de vibrar juntas 3



Primer modo de vibrar riostras



Segundo modo de vibrar riostras



Primer modo de vibrar muros



Segundo modo de vibrar muros