

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE
OCHO PISOS EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Anderson Rolando Chávez Callupe

Stanley Gregory Macuri Mauricio

ASESOR:

Diego Villagómez Molero

Lima, Octubre, 2023

Informe de Similitud

Yo, Diego Villagómez Molero,

docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

Diseño estructural de una vivienda multifamiliar de ocho pisos en el distrito de Miraflores,

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

Anderson Rolando Chávez Callupe ,

Stanley Gregory Macuri Mauricio,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 13/11/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: 20/11/2023

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Villagómez Molero, Diego</u>	
DNI: 40746149	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0002-5439-5058	

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo realizar el análisis y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de ocho pisos en el distrito de Miraflores, departamento y provincia de Lima.

Dicho proyecto no cuenta con sótanos, y cuyo suelo presenta una capacidad portante de 45 t/m²; el sistema estructural de esta edificación es de muros estructurales de concreto armado.

Presenta losas aligeradas orientadas en una dirección, losas macizas dispuestas tanto en una dirección y una losa maciza en dos direcciones, cuenta con vigas peraltadas, vigas chatas, columnas y muros (placas); así como, en la respectiva cimentación, zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas.

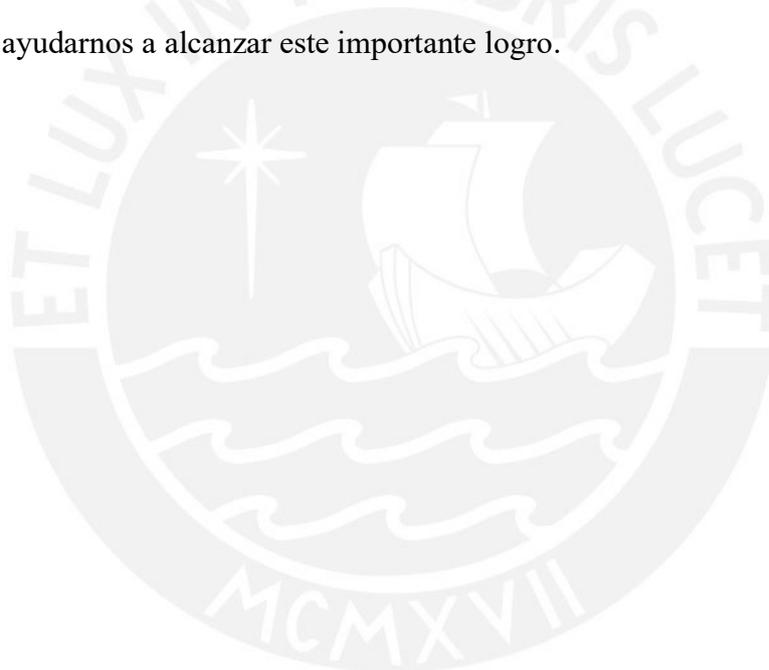
Para este caso, se tuvo la particularidad de que la vivienda multifamiliar estaba ubicada en una esquina, por ende, se tuvo dos zonas colindantes donde las cimentaciones no podían abarcar mayor espacio. Por lo que el arreglo de cimentaciones conectadas permitió solventar dicho asunto.

Asimismo, se recalca que se realizó el diseño de cada elemento estructural siguiendo los lineamientos de la Norma Técnica Peruana E.060.

DEDICATORIA

A nuestros padres, quienes, con su dedicación, enseñanza y sacrificio, nos permitieron conseguir innumerables logros. Sin ustedes, nada de esto sería posible. Gracias por ser nuestros pilares, consejeros y modelos a seguir.

A nuestro asesor, el Ing. Diego Villagómez Molero, por su invaluable orientación y soporte a lo largo de todo este proceso. Su experiencia, dedicación y paciencia han sido fundamentales en cada paso del camino. Estamos profundamente agradecidos por su contribución a nuestra educación y por ayudarnos a alcanzar este importante logro.



ÍNDICE

1. GENERALIDADES	1
1.1. Características principales	1
1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto	1
1.3. Propiedades de los materiales utilizados	3
1.3.1. Concreto	3
1.3.2. Acero de refuerzo	3
1.4. Aspectos generales del diseño	4
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	6
2.1. Predimensionamiento de losas	6
2.1.1. Losa aligerada	6
2.1.2. Losa maciza	7
2.2. Predimensionamiento de vigas peraltadas	7
2.3. Predimensionamiento de columnas	8
2.4. Predimensionamiento de muros de corte o placas	9
2.5. Predimensionamiento de escaleras	9
3. ANÁLISIS SÍSMICO	11
3.1. Generalidades	11
3.2. Parámetros del análisis sísmico	11
3.2.1. Zonificación	11
3.2.2. Parámetros de sitio (S, Tp y TI)	12
3.2.3. Factor de amplificación sísmica (C)	12
3.2.4. Categoría de la edificaciones y factor de uso (U)	13
3.2.5. Sistema estructural y coeficiente de reducción básico	13
3.2.6. Configuración estructural	13
3.3. Modelo estructural y comportamiento estructural	15
3.4. Análisis modal	17
3.5. Análisis de Irregularidades y Derivas	18
3.6. Análisis estático	22
3.7. Análisis dinámico	23
3.8. Junta Sísmica	25
4. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	26

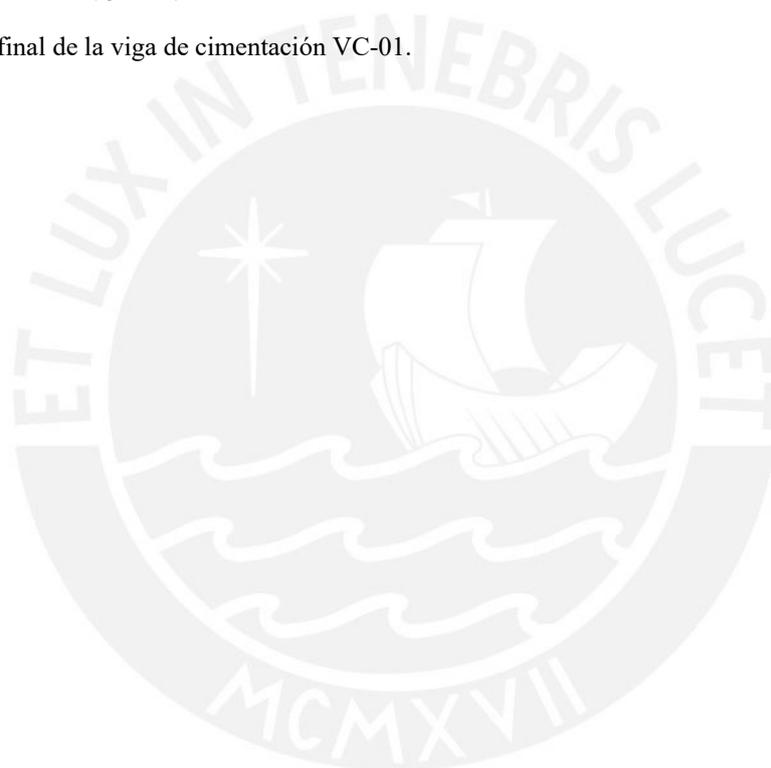
4.1. Diseño por flexión simple	26
4.2. Diseño por cortante	30
4.3. Diseño por capacidad	32
4.4. Diseño por flexocompresión	35
5. DISEÑO DE LOSAS	37
5.1. Diseño de losas aligeradas	37
5.1.1. Metrado de losas aligeradas	37
5.1.2. Diseño por flexión	38
5.1.3. Diseño por cortante	40
5.1.4. Refuerzo por contracción y temperatura	41
5.1.5. Corte de acero	41
5.1.6. Deflexión bajo cargas de servicio	42
5.2. Diseño de losas macizas	42
5.2.1. Metrado de losas macizas	43
5.2.2. Diseño por flexión	43
5.2.3. Diseño por cortante	45
6. DISEÑO DE VIGAS	46
6.1. Metrado de cargas	46
6.2. Diseño por flexión	46
6.3. Diseño por cortante y capacidad	48
6.4. Corte de acero	50
6.5. Deflexión bajo cargas de servicio	51
6.6. Diseño de vigas chatas	56
7. DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES	58
7.1. Diseño de columnas	58
7.1.1. Metrado de cargas	58
7.1.2. Elección del diseño para un elemento vertical	58
7.1.3. Diseño por flexocompresión	59
7.1.4. Diseño por cortante y capacidad	61
7.2. Diseño de muros de corte o placas	62
7.2.1. Metrado de cargas	64
7.2.2. Núcleos de confinamiento	64
7.2.3. Diseño por flexocompresión	65
7.2.4. Diseño por cortante y capacidad	69

8. DISEÑO DE CIMENTACIONES	71
8.1. Metrado de cargas	71
8.2. Dimensionamiento	72
8.3. Verificación por corte por punzonamiento	73
8.4. Verificación por corte en una dirección	73
8.5. Diseño por flexión	74
8.6. Ejemplo de diseño de zapata aislada	74
8.7. Ejemplo de diseño de zapata conectada con una zapata combinada	78
8.8. Ejemplo de diseño de viga de cimentación	84
9. METRADO DE MATERIALES	85
9.1. Introducción	85
9.2. Valores de metrados del proyecto	85
9.2.1. Solado	85
9.2.2. Zapatas	85
9.2.3. Vigas de cimentación	85
9.2.4. Elementos verticales	86
9.2.5. Vigas	86
9.2.6. Losas	86
9.3. Resumen de resultados	86
10. CONCLUSIONES	88
11. BIBLIOGRAFÍA	90
ANEXO A: PLANOS DE ARQUITECTURA	91
ANEXO B: PLANOS DE ESTRUCTURAS	96
ANEXO C: METRADOS DE MATERIALES	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Planta arquitectónica del primer piso.	2
Figura 1.2. Planta arquitectónica típica de los pisos pares, salvo el octavo.	2
Figura 1.3. Planta arquitectónica típica de los pisos impares, salvo el primero.	2
Figura 1.4. Planta arquitectónica del octavo piso.	3
Figura 3.1. Mapa de zonificación sísmica del Perú.	11
Figura 3.2. Factores de amplificación sísmica.	12
Figura 3.3. Modelo del primer nivel en ETABS.	15
Figura 3.4. Modelo tridimensional en ETABS.	15
Figura 4.1. Bloque equivalente de compresiones.	27
Figura 4.2. Requerimientos de estribos en vigas.	34
Figura 4.3. Requerimientos de estribos en columnas.	35
Figura 5.1. Esquema de carga viva y muerta de la vigueta analizada.	38
Figura 5.2. Modelo de vigueta con sus momentos últimos respectivos.	38
Figura 5.3. Modelo de vigueta con sus cortantes últimas respectivas.	40
Figura 5.4. Relaciones prácticas para corte de acero en losas y vigas.	41
Figura 5.5. Presentación de diseño final de la losa aligerada analizada.	42
Figura 5.6. Resultados de los momentos de una losa en dos direcciones.	44
Figura 5.7. Resultados de las fuerzas cortantes de una losa en dos direcciones.	45
Figura 5.8. Presentación de diseño final de la losa maciza analizada.	45
Figura 6.1. Modelo de viga V-01 con sus momentos últimos respectivos.	47
Figura 6.2. Modelo de viga V-01 con sus cortantes últimas respectivas.	48
Figura 6.3. Diseño final de la Viga V-01.	52
Figura 6.4. Modelo de viga V-06 con sus momentos últimos respectivos.	52
Figura 6.5. Modelo de viga V-06 con sus cortantes últimas respectivas.	54
Figura 6.6. Diseño final de la Viga V-06.	55
Figura 6.7. Presentación de corte de la viga chata analizada.	57
Figura 7.1. Disposición de armadura y ejes locales para la columna C4 (eje D-3).	59

Figura 7.2. Diagramas de interacción para la columna C4 (eje D-3).	60
Figura 7.3. Presentación final de la columna C4 (eje D-3).	62
Figura 7.4. Disposición de armadura y ejes locales para la placa PL1 según cada nivel.	66
Figura 7.5. Diagrama de interacción para los pisos 1 y 2 de la placa analizada en dirección X e Y.	68
Figura 7.6. Diagrama de interacción para los pisos 3, 4 y 5 de la placa analizada en dirección X e Y.	69
Figura 7.7. Diagrama de interacción para los pisos 6, 7 y 8 de la placa analizada en dirección X e Y.	69
Figura 8.1. Diseño final de zapata para la columna C4 (eje D-3).	78
Figura 8.2. Diseño final de zapata lateral de la columna C1 (eje C-2) conectada a la zapata combinada de la placa PL1 y la columna C3 (eje C-2).	83
Figura 8.3. Diseño final de la viga de cimentación VC-01.	84



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Datos generales del proyecto.	1
Tabla 1.2. Propiedades resistentes del concreto.	3
Tabla 1.3. Propiedades resistentes del acero.	4
Tabla 1.4. Solicitaciones y sus respectivos factores.	4
Tabla 1.5. Combinaciones de carga.	5
Tabla 1.6. Cargas vivas para una vivienda multifamiliar.	5
Tabla 2.1. Predimensionamiento de losas aligeradas.	6
Tabla 2.2. Predimensionamiento de vigas.	7
Tabla 2.3. Predimensionamiento de columnas.	8
Tabla 3.1. Factor de suelo "S".	12
Tabla 3.2. Períodos T_P y T_L de acuerdo con el perfil de suelo.	12
Tabla 3.3. Análisis de fuerza cortante en muros y en toda la estructura.	14
Tabla 3.4. Categoría y regularidad de las edificaciones.	14
Tabla 3.5. Peso por piso de la estructura.	16
Tabla 3.6. Centro de masa y de rigidez por piso de la estructura.	16
Tabla 3.7. Período fundamental de la estructura y porcentaje de masa participativa.	17
Tabla 3.8. Período fundamental de la estructura en la dirección X (Restringido en XZ).	18
Tabla 3.9. Período fundamental de la estructura en la dirección Y (Restringido en YZ).	18
Tabla 3.10. Análisis de irregularidad de Masa o Peso.	19
Tabla 3.11. Irregularidad de rigidez y resistencia en la dirección X.	19
Tabla 3.12. Irregularidad de rigidez y resistencia en la dirección Y.	19
Tabla 3.13. Análisis de irregularidad torsional en la dirección X.	20
Tabla 3.14. Análisis de irregularidad torsional en la dirección Y.	20
Tabla 3.15. Desplazamientos y derivas inelásticas máximas en la dirección X.	22
Tabla 3.16. Desplazamientos y derivas inelásticas máximas en la dirección Y.	22
Tabla 3.17. Fuerza cortante basal de la estructura para la dirección X e Y.	23
Tabla 3.18. Factor de seguridad por volteo en la dirección X e Y.	23

Tabla 3.19. Resultado de fuerza cortante basal dinámica.	24
Tabla 3.20. Análisis de fuerza cortante basal y factor de escalamiento.	25
Tabla 4.1. Factor de reducción de resistencia.	30
Tabla 4.2. Deflexiones máximas admisibles.	30
Tabla 5.1. Resumen de metrado de cargas de losas aligeradas.	37
Tabla 5.2. Datos de la vigueta analizada en forma de “T”.	39
Tabla 5.3. Acero requerido por sección en losa aligerada analizada.	39
Tabla 5.4. Datos generales de la fuerza cortante y su verificación.	40
Tabla 5.5. Cuantía de acero a partir del tipo de barra.	41
Tabla 5.6. Peraltes o espesores mínimos de vigas o losas.	42
Tabla 5.7. Resumen de metrado de cargas de losas macizas.	43
Tabla 5.8. Análisis del área de acero requerido.	44
Tabla 5.9. Verificación del espesor ante fuerzas cortantes.	45
Tabla 6.1. Resumen de metrado de cargas de vigas peraltadas escogidas.	46
Tabla 6.2. Momentos internos en la viga V-01.	47
Tabla 6.3. Momentos últimos en la viga V-01.	47
Tabla 6.4. Diseño por flexión de la viga V-01.	48
Tabla 6.5. Determinación del ϕV_n para la viga V-01 según sendos espaciamientos escogidos.	49
Tabla 6.6. Fuerzas cortantes internas en la viga V-01.	49
Tabla 6.7. Diseño por cortante de la viga V-01.	50
Tabla 6.8. Diseño por capacidad de la viga V-01.	50
Tabla 6.9. Distancias de corte de acero para la viga V-01.	51
Tabla 6.10. Momentos internos en la viga V-06.	52
Tabla 6.11. Momentos últimos en la viga V-06.	53
Tabla 6.12. Diseño por flexión de la viga V-06.	53
Tabla 6.13. Determinación del ϕV_n para la viga V-06 según sendos espaciamientos escogidos.	54
Tabla 6.14. Fuerzas cortantes internas en la viga V-06.	54
Tabla 6.15. Diseño por cortante de la viga V-06.	54
Tabla 6.16. Diseño por capacidad de la viga V-06.	55
Tabla 6.17. Distancias de corte de acero para la viga V-06.	55

Tabla 6.18. Diseño por flexión de la viga chata analizada.	56
Tabla 6.19. Determinación del ϕV_c para la viga analizada.	56
Tabla 7.1. Resumen de metrado de cargas para columna analizada.	58
Tabla 7.2. Determinación del diseño para la columna C4 (eje D-3).	58
Tabla 7.3. Combinaciones de carga para la columna C4 (eje D-3).	60
Tabla 7.4. Valores para refuerzo mínimo de placas.	63
Tabla 7.5. Resumen de metrado de cargas de placa analizada.	64
Tabla 7.6. Distribución de acero y fuerzas correspondientes para la placa PL1.	66
Tabla 7.7. Combinaciones de cargas ampliadas en la base de la placa PL1.	67
Tabla 8.1. Resumen de metrado de cargas de cimentaciones.	71
Tabla 8.2. Cargas de gravedad y de sismo para columna C4 (eje D-3).	74
Tabla 8.3. Parámetros de la cimentación correspondiente.	75
Tabla 8.4. Primera verificación con fuerzas en gravedad.	75
Tabla 8.5. Segunda verificación con sismo en el eje X.	76
Tabla 8.6. Tercera verificación con sismo en el eje Y.	76
Tabla 8.7. Verificación de esfuerzos por punzonamiento.	77
Tabla 8.8. Verificación de esfuerzos por corte.	77
Tabla 8.9. Datos y resultados del diseño por flexión.	77
Tabla 8.10. Cargas de gravedad y de sismo para placa PL1 y columna C3 (eje C-2).	78
Tabla 8.11. Nuevas cargas de gravedad y sismo para cimentación combinada.	79
Tabla 8.12. Cargas de gravedad y de sismo para la columna C1 (eje A-2).	79
Tabla 8.13. Primera verificación con fuerzas en gravedad.	80
Tabla 8.14. Segunda verificación con sismo en longitudinal y antihorario.	80
Tabla 8.15. Tercera verificación con sismo en longitudinal y horario.	80
Tabla 8.16. Cuarta verificación con sismo en transversal.	81
Tabla 8.17. Verificación de esfuerzos por punzonamiento.	81
Tabla 8.18. Verificación de esfuerzos por corte en ambas zapatas.	82
Tabla 8.19. Datos y resultados del diseño por flexión.	82
Tabla 9.1. Metrado del solado ($e=0.05m$).	85
Tabla 9.2. Metrado de las zapatas.	85

Tabla 9.3. Metrado de las vigas de cimentación.	85
Tabla 9.4. Metrado de las columnas y placas.	86
Tabla 9.5. Metrado de las vigas.	86
Tabla 9.6. Metrado de las losas.	86
Tabla 9.7. Resumen del metrado de todo el proyecto.	86
Tabla 9.8. Ratios finales y diferencia porcentual.	87



1. GENERALIDADES

1.1. Características principales

El proyecto desarrollado en el actual documento es una edificación destinada a una vivienda multifamiliar de 8 pisos y que cuenta con una cisterna de agua. Este proyecto se ubica en la Av. Roca y Boloña N° 996, en el distrito de Miraflores, y colinda con 2 edificaciones aledañas. Asimismo, las divisiones de los departamentos son las siguientes: en el primer, tercer, quinto y séptimo piso existen dos departamentos donde uno es simple (1 piso) y el otro es el primer piso del dúplex (2 pisos). En el segundo, cuarto, sexto y octavo presentan un departamento simple y el segundo piso del dúplex (2 pisos).

A continuación, se detallará los datos relevantes del proyecto en la Tabla 1.1:

Tabla 1.1.

Datos generales del proyecto

Característica	Descripción
Tipo de proyecto	Viviendas multifamiliares
Área del terreno (m ²)	340
Área total construida (m ²)	218.75
Número de pisos	8
Número de departamentos	12
Altura de entrepiso (m)	2.70

1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto

Para el presente proyecto, se cuenta con una edificación de 8 pisos que colinda en la orientación Norte y Este con dos viviendas, ubicándose en una esquina; presenta 5 estacionamientos, áreas verdes, numerosos tragaluces y presenta diversos ambientes. A continuación, se presentan las plantas arquitectónicas en las Figuras 1.1, 1.2, 1.3 y 1.4:

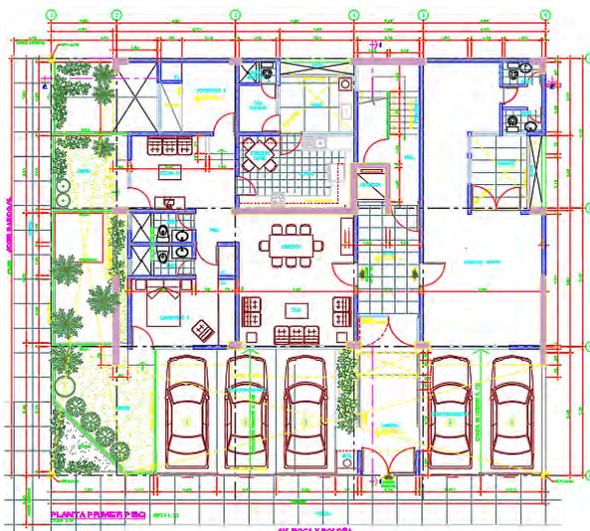


Figura 1.1. Planta arquitectónica del primer piso.

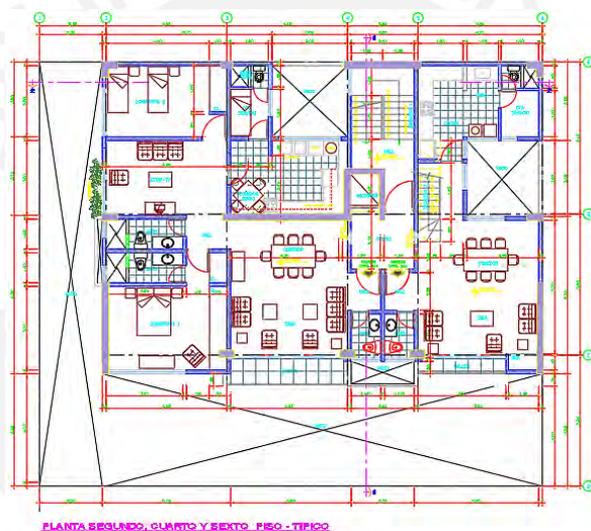


Figura 1.2. Planta arquitectónica típica de los pisos pares, salvo el octavo.

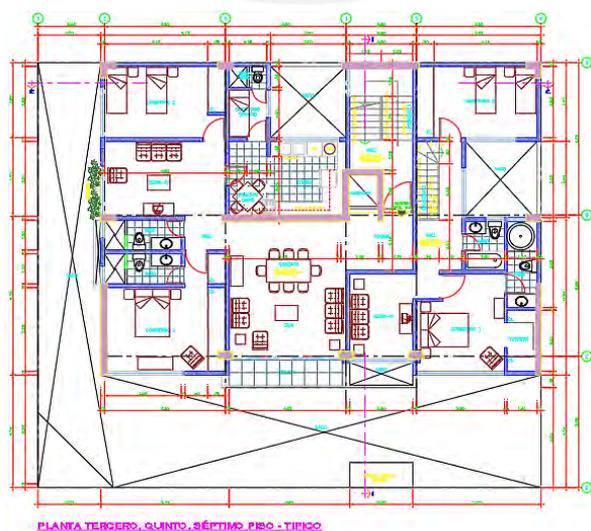


Figura 1.3. Planta arquitectónica típica de los pisos impares, salvo el primero.

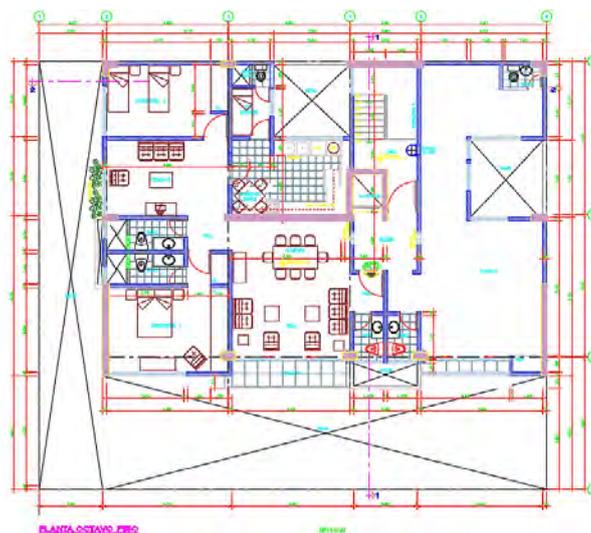


Figura 1.4. Planta arquitectónica del octavo piso.

1.3. Propiedades de los materiales utilizados

El material principal que se utilizará en el proyecto es el concreto armado que se encuentra compuesto por concreto y acero corrugado. Este material se rige a lo estipulado en la Norma E.060.

1.3.1. Concreto

Para este caso, las características del concreto a emplear son las que se muestran en la Tabla 1.2:

Tabla 1.2.
Propiedades resistentes del concreto

Propiedad	Respuesta
Resistencia del concreto (kg/cm ²)	210
Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	$15000 \times \sqrt{f'_c} = 217370$
Deformación unitaria del concreto	0.003
Módulo de Poisson	0.15

1.3.2. Acero de refuerzo

El refuerzo de acero estructural que será utilizado en el proyecto es el ASTM A615 - Grado 60, el cual presenta las características detalladas en la Tabla 1.3:

Tabla 1.3.
Propiedades resistentes del acero

Propiedad	Respuesta
Resistencia del acero en fluencia (kg/cm ²)	4200
Módulo de elasticidad del acero (kg/cm ²)	2000000
Deformación unitaria del acero	0.0021
Curva de comportamiento	Comportamiento bilineal, ignorando la resistencia del endurecimiento

1.4. Aspectos generales del diseño

Las cargas y resistencias de los materiales son aleatorias y difíciles de predecir con exactitud. Por ello es preferible contar con elementos que funcionen como factores de seguridad, ya sea reduciendo las resistencias nominales de los elementos o amplificando las cargas muertas, vivas, de sismo y entre otras.

La resistencia nominal es la capacidad de resistencia de la sección que ofrecen los materiales colocados (acero y concreto en este caso) frente a algunas solicitaciones. Estos factores de reducción a la resistencia nominal se deben a la variabilidad de la resistencia de los materiales, diferencias de secciones entre lo planteado y lo construido, incertidumbre de los análisis y del modelo, entre otros. A continuación, en la Tabla 1.4, se mostrarán los factores o agentes de reducción indicados en el artículo 9.3.2 de la Norma E.060, de acuerdo con las solicitaciones que tendrá el elemento:

Tabla 1.4.
Solicitaciones y sus respectivos factores

Solicitaciones	Factor ϕ
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Compresión y Flexo-Compresión:	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Nota. Recuperado de "Concreto Armado", del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2009.

Las cargas son amplificadas por distintas combinaciones indicadas en el artículo 9.2 de la Norma E.060. Estos factores son utilizados debido a que en el metrado de cargas se obvian o simplifican algunos elementos, se estiman las cargas vivas, no se conoce a exactitud la

interacción entre elementos, etc. Acto seguido, se muestra en la Tabla 1.5 las distintas combinaciones que propone la Norma E.060:

Tabla 1.5.
Combinaciones de carga

Combinaciones de cargas
1.4 CM + 1.7 CV
1.25 (CM + CV) ± CS
0.9 CM ± CS

Nota. Recuperado de “Concreto Armado”, del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2009.

Donde:

CM: Carga o Peso muerto

CV: Carga o Peso vivo

CSx: Carga por sismo en el eje X

CSy: Carga por sismo en el eje Y

Respecto a las sobrecargas, se empleará (como mínimo) los valores indicados en la Tabla 1, del capítulo 3, artículo 6 de la Norma E.020, detallado en el presente documento en la Tabla 1.6:

Tabla 1.6.
Cargas vivas para una vivienda multifamiliar

Ocupación o uso	Carga viva repartida (kg/m ²)
Vivienda	200
Corredores y escaleras	200
Azotea	100

Nota. Recuperado de “Cargas”, del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006.

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

En base a los parámetros y los planos de arquitectura obtenidos para el actual documento, se realizó la estructuración del edificio considerando los elementos estructurales tales como losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y muros de concreto armado (placas). Asimismo, se consideraron los criterios de estructuración mencionados en el libro del ingeniero Antonio Blanco Blasco para obtener una estructura sismorresistente, tales como simplicidad y simetría, rigidez lateral, resistencia y ductilidad, y entre otros. De la misma manera, se emplea este recurso para lo concerniente al predimensionamiento de todos los elementos estructurales, pues es más afín a la normativa peruana y confiere valores cercanos a las dimensiones propicias en cuestiones experimentales. Entonces, acto seguido, se muestra la manera de determinar los elementos mediante predimensionamiento:

2.1. Predimensionamiento de losas

2.1.1. Losa aligerada

En esta situación, se desarrollará el predimensionamiento de este elemento con las pautas indicadas por el Ing. Blanco en su libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” (1994), el cual indica tomar en consideración la longitud del lado más corto del paño analizado. Lo cual se presenta seguidamente en la Tabla 2.1:

Tabla 2.1.
Predimensionamiento de losas aligeradas

Peralte “h” (m)	Luces Máximas (m)
0.17	$L < 4 \text{ m}$
0.20	$4 \text{ m} < L < 5.5 \text{ m}$
0.25	$5.0 \text{ m} < L < 6.5 \text{ m}$
0.30	$6.0 \text{ m} < L < 7.5 \text{ m}$

Nota. Recuperado de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, de Blanco, A.,1996.

En este caso, se tienen luces de 4.65 m como máximo. Por ende, el peralte seleccionado de las losas aligeradas será de 20 cm.

2.1.2. Losa maciza

Análogo al caso previo, los principios para predimensionamiento de losas macizas son múltiples. En este caso, se usará el método señalado por el ingeniero Blanco (1994), que obtiene el peralte como el resultado del perímetro del paño (suma de sus 4 lados) dividido entre 180: $h = p / 180$; en este caso, el mayor perímetro es el de 14.40 m, dividido entre 180 es igual a 0.08 m. No obstante, por condiciones de resistencia y control de vibraciones, además de homogeneizar con el espesor de las losas aligeradas, se consideró emplear un espesor de **20 cm**. Estas losas macizas se ubicarán en los baños y al costado del ascensor, para evitar inconvenientes con las diversas instalaciones y por temas de rigidez.

2.2. Predimensionamiento de vigas peraltadas

Empleando las pautas indicadas por el Ing. Blanco (1994), para este predimensionamiento se establece que el peralte se obtendrá dividiendo la luz de la viga respectiva entre 10 o 12. Entonces, en esta ocasión, para calcular el peralte de las vigas, se optó por dividir la mayor luz libre entre 11. Cabe mencionar que las bases de las vigas serán de 20, 25 y 30 cm. Así, se ve en la Tabla 2.2:

Tabla 2.2.
Predimensionamiento de vigas

Vigas	Luces máximas (m)	Peralte mínimo (m)	Sección (base x peralte)
V-01	4.48	0.41	0.30 x 0.55
V-02	5.68	0.52	0.25 x 0.55
V-03	4.65	0.42	0.25 x 0.55
V-04	4.43	0.40	0.25 x 0.55
V-05	5.50	0.50	0.25 x 0.55
V-06	5.85	0.53	0.30 x 0.55
V-07	5.20	0.47	0.30 x 0.55
V-08	5.85	0.53	0.25 x 0.55
V-09	5.50	0.50	0.20 x 0.55

Se decidió uniformizar todas las vigas del proyecto a un mismo peralte, en este caso, al de 55 cm para una mayor facilidad constructiva y, puesto que, muchas de esas vigas pueden tener responsabilidad sísmica, por lo que es más favorable que dispongan de un peralte considerable.

2.3. Predimensionamiento de columnas

Para este predimensionamiento se empleó también la regla expuesta en el libro del Ing. Blanco que indica lo siguiente: el área de columna necesaria para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones está dada por la Ecuación 1:

$$\text{Área de columna} = P_{\text{servicio}} / (0.45 \times f'c) \quad (\text{Ecuación 1})$$

Asimismo, para ese tipo de edificios, pero para columnas exteriores o esquineras se empleará la Ecuación 2:

$$\text{Área de columna} = P_{\text{servicio}} / (0.35 \times f'c) \quad (\text{Ecuación 2})$$

La carga de servicio se logra determinar mediante la Ecuación 3:

$$P_{\text{servicio}} = \text{Área tributaria (m}^2) \times \text{Peso} \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) \times N^{\circ} \text{ pisos} \quad (\text{Ecuación 3})$$

Cabe mencionar que, según datos estadísticos, el peso por área techada de una edificación no esencial es de 1 t/m², y será el valor empleado para el presente documento. De esa forma se obtiene la Tabla 2.3 con el análisis y las dimensiones de las columnas del proyecto.

Tabla 2.3.
Predimensionamiento de columnas

Columna	Área tributaria (m ²)	Carga de servicio (t)	f'c (kg/cm ²)	Coficiente	Área columna (cm ²)	Dimensión 1 (cm)	Dimensión 2 (cm)	Dimensiones propuestas
C1 (eje A-2)	8.92	71.4	210	0.35	972	25	39	L
C2	9.41	75.3		0.35	1025	25	41	25 x 45
C1 (eje A-6)	10.97	87.8		0.35	1195	25	48	L
C3 (eje C-2)	11.36	90.9		0.35	1237	25	50	25 x 60
C3 (eje C-6)	10.90	87.2		0.35	1187	25	48	25 x 60
C4 (eje D-3)	20.88	167.0		0.45	1768	30	59	30 x 60
C4 (eje D-4)	16.33	130.6		0.45	1383	30	47	30 x 60
C4 (eje D-5)	15.73	125.8		0.45	1332	30	45	30 x 60

Si bien las columnas esquineras C1 (eje A-2) y C1 (eje A-6) presentan menor carga axial y se podría emplear una forma rectangular de 25 cm x 50 cm, esta sección no permitirá que las vigas puedan empotrar y desarrollar momentos en ambas direcciones. Por ello, se optó por emplear columnas esquineras en forma de L (de 60 cm de largo para ambas direcciones). De igual manera para el resto de las columnas, se optó por darle una mayor dimensión de la obtenida mediante el predimensionamiento, con el fin de controlar las derivas y que se cumpliera el criterio de viga débil - columna fuerte.

2.4. Predimensionamiento de muros de corte o placas

Las placas (conocidas así principalmente en el medio peruano) son elementos rígidos destinados a contrarrestar las fuerzas laterales provocadas por el sismo. Así, mientras más placas estén en una orientación, más resistente será y permitirá controlar de mejor las deformaciones laterales. Para determinar la longitud y espesor de estos elementos se puede realizar un análisis traslacional, en el cual se aplican fuerzas por piso y se obtienen desplazamientos laterales que serán controlados según la cantidad de placas que se coloquen en la misma orientación. Se debe considerar que este método es preliminar y debe ser corroborado mediante el análisis sísmico dinámico de la estructura. Asimismo, para el diseño se puede considerar un espesor mínimo de 20 cm, dicho valor también permite un proceso constructivo adecuado. Para este caso, se emplearán placas con espesores de 20 y 25 cm, lo cual posteriormente se deberá comprobar con el análisis sísmico.

2.5. Predimensionamiento de escaleras

La Norma A.010, en su artículo 23, especifica que los pasos de escaleras para una edificación multifamiliar no pueden ser menor a 25 cm. Además, el contrapaso debe tener como máxima dimensión 18 cm; y para el número de pasos de la escalera se usa la Ecuación 4:

$$\text{N}^\circ \text{ de pasos} = H (\text{piso-piso}) / H \text{ contrapaso} \quad (\text{Ecuación 4})$$

Entonces, el número de pasos será igual a $2.7 / 0.18 = 15$. Por lo que es posible corroborar la altura de contrapaso definitiva, empleando la Ecuación 5:

$$H \text{ contrapaso final} = H (\text{piso-piso}) / N^{\circ} \text{ de pasos} = 2.7 / 15 = 0.18 \text{ m} \quad (\text{Ecuación 5})$$

Ancho de garganta: Distancia Inclinada / 25 = $2.39 / 25 = 0.10$ m; no obstante, se escogerá un valor recomendado de **0.15 m** para el ancho de garganta en este proyecto.



3. ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. Generalidades

Perú se localiza en una zona de alta actividad sísmica debido a la constante colisión de las placas de Nazca y la Sudamericana. Por ello, el análisis sísmico en las estructuras es importante en países como el Perú. Dicho análisis sísmico en el país está regido por la Norma E.030, donde señala que la doctrina del diseño sismorresistente busca evitar la pérdida de vidas humanas y disminuir el daño estructural que algún sismo pueda ocasionar. Además, según su categoría, la estructura debe tener un desempeño adecuado frente a los sismos moderados y severos.

3.2. Parámetros del análisis sísmico

3.2.1. Zonificación

Para definir el factor de zonificación, primero es necesario conocer la ubicación del proyecto, a partir de ese dato, se conocerá el riesgo sísmico al que estará expuesto. Este proyecto se ubica en el distrito de Miraflores, en la ciudad de Lima; por ende, según el mapa de zonificación sísmica que se encuentra en la Norma E.030 (Figura 3.1), esta edificación se encuentra en la zona 4 y, por esta razón, le corresponde al factor **Z** un valor de **0.45**.



Figura 3.1. Mapa de zonificación sísmica del Perú. Recuperado de “Diseño sismorresistente”, del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016.

3.2.2. Parámetros de sitio (S, T_P y T_L)

Para el presente proyecto, según el estudio de mecánica de suelos, se obtuvo que el tipo de suelo se cataloga como S1; entonces, los parámetros respectivos se obtienen de la Tabla 3.1 y 3.2:

Tabla 3.1.

Factor de suelo "S"

ZONA/SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.05	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.05	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.05	2.00

Nota. Recuperado de "Diseño sismorresistente", del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016.

Tabla 3.2.

Periodos T_P y T_L de acuerdo con el perfil de suelo

Factores	Perfil del suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Nota. Recuperado de "Diseño sismorresistente", del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016.

De esta manera, se obtienen los siguientes valores para el tipo de suelo S1 y Z4:

S = 1, T_P = 0.4 s y T_L = 2.5 s.

3.2.3. Factor de amplificación sísmica (C)

Se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. En la Norma E.030, en su artículo 11, presenta 3 expresiones en función del período fundamental de la estructura (T) y los parámetros T_P y T_L (mostrados en la sección 3.2.2) para obtener el factor C. Estas expresiones están en la Figura 3.2.:

$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Figura 3.2. Factores de amplificación sísmica. Recuperado de "Diseño sismorresistente", del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016.

3.2.4. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

El factor de uso (U) depende de la importancia de la edificación, tal cual se especifica en el artículo 12 de la Norma E.030, donde se cataloga a las edificaciones en 4 tipos: esenciales (A), edificaciones importantes (B), edificaciones comunes (C) y edificaciones temporales (D). El presente proyecto, una vivienda multifamiliar, corresponde a una edificación común (C). Por esta razón, el factor de uso **U** es igual a **1**.

3.2.5. Sistema estructural y coeficiente de reducción básico

Para una edificación común, tipo C, se permite cualquier sistema estructural, tal cual como se señala en el artículo 14 de la Norma E.030, por lo que se podrían emplear pórticos, sistemas duales o muros de concreto armado. Asimismo, el artículo 15 de la Norma E.030 indica que los factores o agentes de reducción básicos son: **$R_o = 8$** para pórticos, **$R_o = 7$** para sistema dual y **$R_o = 6$** para muros estructurales de concreto armado. Este factor se seleccionará posteriormente mediante el porcentaje de fuerza cortante que toman tanto los muros como las columnas en la base de la edificación.

3.2.6. Configuración estructural

Se debe verificar que el factor de reducción básico sea el correspondiente; por ello, se calcula el porcentaje de fuerza cortante que es resistido tanto por los muros como por las columnas en un análisis sísmico preliminar. Según el artículo 13.1.1. de la Norma E.030, para que el sistema estructural resistente se considere como “Pórticos”, el porcentaje de fuerza cortante que resisten las columnas de los pórticos debe ser por lo menos el 80% de la cortante total de la estructura; se considera como “Sistema Dual”, cuando el porcentaje de fuerza cortante que toman los muros se encuentre entre 20% y 70%; y, finalmente, si el porcentaje de fuerza cortante que toman los muros es mayor al 70%, se considera que el sistema es “Muros Estructurales”.

En el modelo sísmico preliminar se asignó un mismo “Pier” a todos los muros, con la finalidad de obtener la fuerza cortante que toman en conjunto. Este valor se compara con la cortante que dispone toda la estructura en su base, de esta manera, se definirá el sistema estructural. Los resultados para este proyecto se encuentran a detalle en la Tabla 3.3.:

Tabla 3.3.
Análisis de fuerza cortante en muros y en toda la estructura

Caso Sismo	Toda la estructura		Muros		%Vb muros	Sistema Estructural
	VX (t)	VY (t)	VX (t)	VY (t)		
SISMOXXMY+	178.80	60.87	166.14	58.53	92.9%	MUROS
SISMOXXMY-	153.25	55.67	142.82	53.37	93.2%	
SISMOYYMX+	55.60	125.35	51.41	119.00	94.9%	
SISMOYYMX-	57.31	116.82	51.71	110.78	94.8%	

Según se indica en el artículo 14 de la Norma E.030, el sistema estructural para este tipo de edificación (categoría C) y esta zona sísmica (zona 4) puede ser cualquier sistema (principalmente sistema de Pórticos, Duales o de Muros de Concreto Armado), y como se obtuvo el sistema tanto en el sentido X como en el Y de muros estructurales, se cumple esa condición; por ende, los coeficientes o factores de reducción de fuerza sísmica serán para **R_{ox}** y **R_{oy}** iguales a **6**.

Asimismo, el artículo 18.1 de la Norma E.030 indica que una edificación de categoría C que se ubica en la zona 4 no permite irregularidades extremas en planta ni en altura, como se detalla en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4.
Categoría y regularidad de las edificaciones

Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificaciones de hasta 2 pisos u ocho metros de altura
	1	Sin restricciones

Nota. Recuperado de “Diseño sismorresistente”, del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016.

3.3. Modelo estructural y comportamiento estructural

Para realizar el modelado estructural del proyecto, se emplea el programa ETABS, donde en primera instancia se procede a definir el número de pisos, el espaciamiento entre grillas y alturas. Luego, se definieron los materiales empleados, los cuales serían concreto armado y acero de refuerzo; luego, los elementos estructurales correspondientes al proyecto, donde se contemplan vigas, columnas, placas y losas; donde dichos elementos concuerdan con el plano de estructuración. A continuación, se aprecia la planta del primer piso en la Figura 3.3 y el modelo tridimensional en la Figura 3.4.

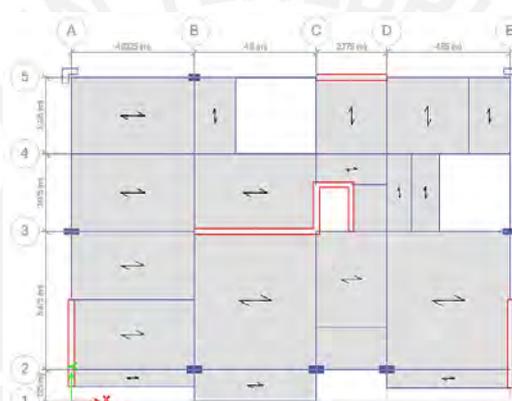


Figura 3.3. Modelo del primer nivel en ETABS

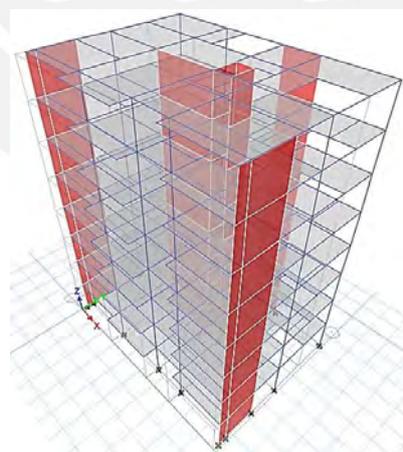


Figura 3.4. Modelo tridimensional en ETABS

Luego, se colocaron las cargas o pesos muertos y vivos en las losas de todo el proyecto, incluyendo el de la escalera. En todas las losas (aligeradas, macizas y las de escalera) se colocó un espesor despreciable con cargas muertas (peso propio + peso del piso terminado y, si es que

hubiese, carga proveniente de la tabiquería) de manera manual. Finalmente, se establecieron las combinaciones de cargas señaladas en la Tabla 1.5 del presente documento.

Peso de la Estructura:

La Norma E.030 establece como obtener el peso de una estructura en su artículo 23; allí se detalla que el peso para una estructura de categoría C es igual a la totalidad de la carga o peso muerto más un 25% de la carga o peso vivo. A continuación, se aprecia el resumen del peso sísmico en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5.
Peso por piso de la estructura

Piso	Diafragma	Masa X (t-s ² /m)	Masa Y (t-s ² /m)	Peso (t/m ²)
T8	D8	19.01	19.01	0.83
T7	D7	23.68	23.68	1.03
T6	D6	23.96	23.96	1.04
T5	D5	23.68	23.68	1.03
T4	D4	23.96	23.96	1.04
T3	D3	23.68	23.68	1.03
T2	D2	23.96	23.96	1.04
T1	D1	23.68	23.68	1.03
TOTAL (t)		185.61	185.61	

Centro de Masas y de Rigidez:

A continuación, se presentan los centros de masa y de rigidez para cada nivel, con su respectivo diafragma, tal cual como se indica en la Tabla 3.6:

Tabla 3.6.
Centro de masa y de rigidez por piso de la estructura

Piso	Diafragma	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
T8	D8	8.60	6.72	8.47	7.60
T7	D7	8.37	6.72	8.48	7.57
T6	D6	8.45	6.68	8.50	7.54
T5	D5	8.37	6.72	8.53	7.51
T4	D4	8.45	6.68	8.55	7.50
T3	D3	8.37	6.72	8.58	7.53
T2	D2	8.45	6.68	8.60	7.67
T1	D1	8.37	6.72	8.61	8.15

Donde se evidencia una notable similitud entre los centros de masa y de rigidez de la dirección X; no obstante, en la dirección Y, se aprecia que los centros no coinciden por una margen

considerable. Sin embargo, al no haber irregularidad por torsión, esta comparativa resulta ser no tan considerable.

3.4. Análisis modal

Se realizó este análisis con el fin de conseguir los períodos fundamentales de vibración en cada sentido de la edificación. Estos modos de vibración y el período fundamental de una estructura son inherentes a esta y solo dependen de su masa y rigidez. Entonces, mediante el programa ETABS, se obtuvieron los modos de vibración y los porcentajes de masa participativa para la estructura analizada, sin restringir ningún eje de análisis y sin considerar la excentricidad accidental de masa. Tal cual como se detalla en la Tabla 3.7.:

Tabla 3.7.
Período fundamental de la estructura y porcentaje de masa participativa

Modo	Período (s)	UX	UY
1	0.81	6%	64%
2	0.65	7%	2%
3	0.52	58%	4%
4	0.19	2%	15%
5	0.16	1%	1%
6	0.13	16%	1%
7	0.08	1%	6%
8	0.07	1%	1%
9	0.06	5%	0%
10	0.05	1%	2%
11	0.04	1%	1%
12	0.04	1%	0%
13	0.03	1%	1%
14	0.03	0%	1%
15	0.03	1%	0%
16	0.02	0%	0%
17	0.02	0%	1%
18	0.02	0%	0%
19	0.02	0%	0%
20	0.02	0%	0%
21	0.02	0%	0%
22	0.02	0%	0%
23	0.02	0%	0%
24	0.01	0%	0%

No obstante, para obtener la cortante estática basal, se determinará el período traslacional en la orientación X e Y, restringiendo los desplazamientos en las orientaciones perpendiculares; ello se aprecia en la Tabla 3.8 y 3.9, respectivamente.

Tabla 3.8.

Período fundamental de la estructura en la dirección X (Restringido en XZ)

Case	Modo	Período (s)	UX	UY
Modal	1	0.53	70%	0
Modal X+	1	0.53	70%	0
Modal X-	1	0.53	70%	0
Modal Y+	1	0.53	70%	0
Modal Y-	1	0.53	70%	0

Tabla 3.9.

Período fundamental de la estructura en la dirección Y (Restringido en YZ)

Case	Modo	Período (s)	UX	UY
Modal	1	0.75	0	70%
Modal X+	1	0.75	0	70%
Modal X-	1	0.75	0	70%
Modal Y+	1	0.75	0	70%
Modal Y-	1	0.75	0	70%

Entonces, se obtuvo que el período fundamental en el sentido X es de 0.53 segundos, mientras que para Y es de 0.75 segundos; bastante próximos entre sí, puesto que en ambos sentidos predomina los muros estructurales; en síntesis, ambos sentidos son bastante rígidos.

3.5. Análisis de Irregularidades y Derivas

Irregularidades

Irregularidades en Altura (IA):

Irregularidad Geométrica Vertical: No se presenta, pues todas las plantas cuentan con prácticamente la misma geometría en toda la altura de la edificación.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: No se presenta, pues las placas y columnas prácticamente mantienen su misma sección a través de toda la altura de la edificación.

Irregularidad de Masa o Peso: Se debe verificar que la relación entre las masas de dos pisos contiguos no sea mayor a 1.5. Esta irregularidad se analiza en la Tabla 3.10.:

Tabla 3.10.
Análisis de irregularidad de Masa o Peso

Nivel	Masa (tf-s ² /m)	Relación	$\zeta < 1.5?$
T8	19.01	1.25	SI
T7	23.68	1.01	SI
T6	23.96	1.01	SI
T5	23.68	1.01	SI
T4	23.96	1.01	SI
T3	23.68	1.01	SI
T2	23.96	1.01	SI
T1	23.68	-	-

Al ser las relaciones menores a 1.5, se corrobora que no se presenta esta irregularidad.

Irregularidad de Rigidez y Resistencia: Para presentar esta irregularidad se debe tener la rigidez lateral de un entrepiso menor al 70% del entrepiso inmediato superior o menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores adyacentes. Todo ello se analizará, en ambas orientaciones, en la Tabla 3.11 y 3.12:

Tabla 3.11.
Irregularidad de rigidez y resistencia en la dirección X

Nivel	Rigidez (t/m)	SISMO XX+			SISMO XX-			
		>0.7 Ki-1	>0.8 Promedio 3Ki	¿Cumple?	>0.7 Ki-1	>0.8 Promedio 3Ki	¿Cumple?	
T8	19479.2	-	-	-	17355.5	-	-	-
T7	35420.3	1.82	-	SI	31202.2	1.80	-	SI
T6	47032.1	1.33	-	SI	40829.0	1.31	-	SI
T5	57344.2	1.22	1.69	SI	48908.3	1.20	1.64	SI
T4	70052.2	1.22	1.50	SI	58775.8	1.20	1.46	SI
T3	89117.1	1.27	1.53	SI	73776.9	1.26	1.49	SI
T2	125521.8	1.41	1.74	SI	103747.2	1.41	1.72	SI
T1	266874.9	2.13	2.81	SI	228487.7	2.20	2.90	SI

Tabla 3.12
Irregularidad de rigidez y resistencia en la dirección Y

Nivel	Rigidez (t/m)	SISMO YY+			SISMO YY-			
		>0.7 Ki-1	>0.8 Promedio 3Ki	¿Cumple?	>0.7 Ki-1	>0.8 Promedio 3Ki	¿Cumple?	
T8	10629.1	-	-	-	9795.4	-	-	-
T7	17272.1	1.62	-	SI	17303.3	1.77	-	SI
T6	21328.3	1.23	-	SI	21671.9	1.25	-	SI
T5	24966.8	1.17	1.52	SI	25509.4	1.18	1.57	SI
T4	30176.2	1.21	1.42	SI	30816.2	1.21	1.43	SI
T3	38997.1	1.29	1.53	SI	39889.4	1.29	1.53	SI
T2	58109.6	1.49	1.85	SI	59514.3	1.49	1.86	SI
T1	144632.4	2.49	3.41	SI	148036.7	2.49	3.41	SI

Entonces, se aprecia que no habría, por ambos criterios, irregularidad de este tipo.

Finalmente, al no presentar ninguna de las posibles irregularidades en altura, el valor de Ia será igual a 1.

Irregularidades en Planta (IP):

Irregularidad Torsional: Se analizará la ratio, obtenida con las derivas máximas y el promedio de derivas, tanto para la dirección X como Y, ello se plasma en la Tabla 3.13 y 3.14 a continuación:

Tabla 3.13.
Análisis de irregularidad torsional en la dirección X

Nivel	Sismo	Deriva Máxima (m)	Deriva Promedio (m)	Ratio
T8	SISMO XX+	0.0019	0.0019	1.03
T8	SISMO XX-	0.0021	0.0018	1.14
T7	SISMO XX+	0.0021	0.0020	1.03
T7	SISMO XX-	0.0022	0.0019	1.15
T6	SISMO XX+	0.0022	0.0021	1.05
T6	SISMO XX-	0.0023	0.0020	1.16
T5	SISMO XX+	0.0022	0.0020	1.06
T5	SISMO XX-	0.0023	0.0020	1.17
T4	SISMO XX+	0.0020	0.0019	1.07
T4	SISMO XX-	0.0022	0.0019	1.18
T3	SISMO XX+	0.0018	0.0017	1.07
T3	SISMO XX-	0.0020	0.0017	1.19
T2	SISMO XX+	0.0014	0.0013	1.07
T2	SISMO XX-	0.0015	0.0013	1.18
T1	SISMO XX+	0.0007	0.0006	1.04
T1	SISMO XX-	0.0007	0.0006	1.15

Tabla 3.14.
Análisis de irregularidad torsional en la dirección Y

Nivel	Sismo	Deriva Máxima (m)	Deriva Promedio (m)	Ratio
T8	SISMO YY+	0.0033	0.0028	1.16
T8	SISMO YY-	0.0033	0.0028	1.21
T7	SISMO YY+	0.0035	0.0030	1.16
T7	SISMO YY-	0.0035	0.0029	1.21
T6	SISMO YY+	0.0036	0.0031	1.16
T6	SISMO YY-	0.0037	0.0030	1.21
T5	SISMO YY+	0.0036	0.0031	1.16
T5	SISMO YY-	0.0037	0.0031	1.22
T4	SISMO YY+	0.0035	0.0030	1.17
T4	SISMO YY-	0.0036	0.0029	1.22
T3	SISMO YY+	0.0030	0.0026	1.17
T3	SISMO YY-	0.0031	0.0026	1.23
T2	SISMO YY+	0.0022	0.0019	1.17
T2	SISMO YY-	0.0023	0.0019	1.24
T1	SISMO YY+	0.0009	0.0008	1.17
T1	SISMO YY-	0.0010	0.0008	1.25

Entonces, se aprecia que la ratio no llega a ser mayor a 1.3, lo que significa que no existirá irregularidad torsional en ninguna de las dos orientaciones analizadas. Aunque la norma, para este tipo de edificación, permite la existencia de irregularidades que no sean extremas, al no contar con irregularidad alguna, se favorece al comportamiento estructural, lo que permite un mayor grado de seguridad.

Esquinas Entrantes: El proyecto en desarrollo no presenta ninguna irregularidad de esquina entrante.

Discontinuidad del Diafragma: El proyecto no presenta aberturas que superen el 50% del área total de la planta, ni presenta una reducción del 50% de la losa en una sección.

Sistemas no Paralelos: En el presente proyecto, ambas direcciones de análisis, se cuenta con ejes de pórticos o muros completamente paralelos entre sí, por lo que no se cuenta con esta irregularidad.

Finalmente, al no presentar ninguna de las posibles irregularidades en planta, el valor de I_p será igual a 1.

Entonces, se puede indicar que la estructura es regular tanto en altura como en planta, por lo que se cumple el artículo 18.1 de la Norma E.030. A partir de estos datos se obtuvo que el factor de reducción de fuerza sísmica en ambas orientaciones como se ve en la Ecuación 6 y 7.

$$R_x = R_{ox} \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 1 = 6 \quad (\text{Ecuación 6})$$

$$R_y = R_{oy} \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 1 = 6 \quad (\text{Ecuación 7})$$

Derivas

Se procedió a determinar las derivas, tanto para la dirección en el eje X como en Y, para verificar que se cumpla con lo indicado en el artículo 29 de la Norma E.030; caso contrario, se modifica el modelo hasta que cumpla con la deriva máxima para concreto armado que es 0.007.

En la Tabla 3.5 se puede apreciar las mayores derivas en la orientación X.

Tabla 3.15.
Desplazamientos y derivas inelásticas máximas en la dirección X

Nivel	Desplazamiento en X (m)	Deriva en X
T8	0.068	3.19 x 10⁻³
T7	0.059	3.41 x 10⁻³
T6	0.049	3.57 x 10⁻³
T5	0.039	3.60 x 10⁻³
T4	0.028	3.45 x 10⁻³
T3	0.019	3.04 x 10⁻³
T2	0.010	2.30 x 10⁻³
T1	0.003	1.07 x 10⁻³
Máximo Valor:	6.81 cm	3.60 x 10⁻³

Asimismo, se realizó el análisis de derivas en la orientación Y, tal cual se aprecia así:

Tabla 3.16.
Desplazamientos y derivas inelásticas máximas en la dirección Y

Nivel	Desplazamiento en Y (m)	Deriva en Y
T8	0.108	5.18 x 10⁻³
T7	0.094	5.49 x 10⁻³
T6	0.078	5.72 x 10⁻³
T5	0.062	5.78 x 10⁻³
T4	0.045	5.54 x 10⁻³
T3	0.029	4.88 x 10⁻³
T2	0.015	3.63 x 10⁻³
T1	0.005	1.57 x 10⁻³
Máximo Valor:	10.83 cm	5.78 x 10⁻³

3.6. Análisis estático

La Norma E.030, en su artículo 25.1.2, especifica que este tipo de análisis se permite para cualquier edificación, ya sea regular o irregular, ubicada en la zona sísmica 1; donde también menciona consideraciones para las otras zonas sísmicas. El presente proyecto, al estar ubicado en la zona sísmica 1, puede ser analizado por este procedimiento.

Fuerza Cortante Basal Estática:

Según se establece en el artículo 25.2 de la Norma E.030, la fuerza cortante basal se obtiene con la Ecuación 8:

$$V_{basal} = \frac{Z*U*C*S}{R} * P \quad (\text{Ecuación 8})$$

Se debe tener en cuenta que el valor de C/R no debe ser menor que 0.11 ($C/R \geq 0.11$), entonces se procede a determinar la fuerza cortante en la base de la edificación, como se aprecia en la Tabla 3.17.:

Tabla 3.17.
Fuerza cortante basal de la estructura para dirección X e Y

Valores	Dirección X	Dirección Y
Z	0.45	0.45
U	1	1
S	1	1
T	0.53	0.75
T _P	0.4	0.4
T _L	2.5	2.5
I _P	1	1
I _A	1	1
R	6	6
C	1.89	1.34
C/R	0.32	0.22
P (tf-s ² /m)	185.61	185.61
V basal (t)	258.16	183.06

Factor de Seguridad al Volteo:

Se determinó este factor según se indica en el artículo 43 de la Norma E.030, donde menciona que se obtendrá a partir de las fuerzas actuantes por los sismos y por los pesos de la estructura. Asimismo, el factor de seguridad mínimo que requiere la norma es de 1.2, el análisis de volteo y verificación de su factor de seguridad para la edificación se aprecia en la Tabla 3.18.:

Tabla 3.18.
Factor de seguridad por volteo en la dirección X e Y

SISMO	Masa (tf-s ² /m)	Xcm/Ycm	Momento X o Y	FS	¿Mayor a 1.2?
XX+	185.61	8.60	2848.04	5.50	SI
XX-	185.61	8.60	2435.23	6.43	SI
YY+	185.61	6.72	1893.44	6.46	SI
YY-	185.61	6.72	1772.42	6.91	SI

3.7. Análisis dinámico

El análisis dinámico se especifica como el análisis dinámico modal espectral y el análisis dinámico tiempo-historia. Es importante resaltar que en la Norma E.030, en su artículo 24.3, no se exige un análisis dinámico tiempo-historia ni permite que este sustituya al análisis

dinámico modal espectral, menciona que podría emplearse con fines de verificación. El análisis dinámico modal espectral requiere del uso de un espectro inelástico de pseudo aceleraciones. El espectro que se utilizó cumple con las especificaciones de la Norma E.030, como así se indica en la Ecuación 9:

$$s_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (\text{Ecuación 9})$$

El valor de S_a es de magnitud variable, pues el valor de C varía con respecto al periodo de vibración (T); como se menciona en el acápite 3.2.3. del presente documento.

Excentricidad accidental (Efectos de Torsión)

La ubicación del centro de masa varía por cada nivel del proyecto y dicha localización presenta una considerable incertidumbre; por esta razón, la Norma E.030, en su artículo 26.5, considera que se aplique una excentricidad accidental de 0.05 veces de la dimensión del edificio en la orientación perpendicular a la dirección del análisis; considerando el signo más desfavorable.

Fuerza cortante basal mínima

La fuerza cortante basal no debe ser menor al 80% de la fuerza cortante del análisis estático si la estructura es regular o al 90% si la estructura fuese irregular, según lo indicado en el artículo 26.4.1 de la Norma E.030. En caso se presente una situación adversa, se realizará un escalamiento proporcional de las magnitudes de todos los resultados con la excepción de los desplazamientos. En base a ello, en la Tabla 3.19 se presenta los resultados de la fuerza cortante basal dinámica del edificio para ambas orientaciones.

Tabla 3.19.
Resultado de fuerza cortante basal dinámica

SISMO	Cortante dinámica (t)
XX+	178.80
XX-	153.25
YY+	125.35
YY-	116.82

El edificio analizado no cuenta con ningún tipo de irregularidad; por ende, deberá ser mayor al 80% del cortante basal del análisis estático, lo cual se analiza en la Tabla 3.20.:

Tabla 3.20.
Análisis de fuerza cortante basal y factor de escalamiento

SISMO	V estática (t)	V dinámica (t)	V mínimo (t)	80% V estático (t)	Factor
XX+	258.16	178.80	90.13	206.53	1.155
XX-	258.16	153.25	90.13	206.53	1.348
YY+	183.06	125.35	90.13	146.45	1.168
YY-	183.06	116.82	90.13	146.45	1.254

Así, se obtuvo que la fuerza cortante basal dinámica es menor al 80% del estático, por ello, se determinaron factores de escalamiento para todos los casos de sismo aplicados en ambas direcciones, los cuales aplicarán para los resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

3.8 Junta Sísmica

La junta sísmica evita el contacto entre edificaciones colindantes ante eventos sísmicos. En caso no hubiese junta sísmica, se pueden efectuar el efecto de martilleo o el de golpeteo en el edificio. Por ello, la Norma E.030, en su artículo 30.3, señala que la distancia mínima para la separación entre ambas estructuras deberá ser: en primer lugar, mayor a los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de las estructuras colindantes; mientras que, en segundo lugar, $S = 0.006h \geq 0.03 \text{ m}$, donde h es igual a la altura del edificio que se mide desde el nivel del terreno. Entonces, como el desplazamiento máximo en X es 6.81 cm, mientras que en Y es 10.83 cm. Acto seguido, se presenta los cálculos en la Ecuación 10 y 11 para los desplazamientos de la edificación en análisis.

$$S/2_x = 6.81 \times \frac{2}{3} = 4.54 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 10})$$

$$S/2_y = 10.83 \times \frac{2}{3} = 7.22 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 11})$$

La altura de la edificación desde el nivel del suelo es de 23.20 m, entonces se obtendrá un valor de S igual a $0.0006 \times 23.20 = 13.92 \text{ cm}$; redondeándolo a 14 cm, mientras que la distancia de la junta sísmica desde el límite de propiedad (S/2) es 7 cm. Finalmente, para homogeneizar la junta sísmica en ambas direcciones, se escoge un valor mayor a los obtenidos y de preferencia múltiplo de 5 cm; entonces se cuenta con junta sísmica de **10 cm** tanto para X como para Y.

4. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

En la actualidad, el diseño en elementos de concreto armado se basa en el diseño por resistencia. Este diseño obliga a que las resistencias de los elementos cumplan con lo siguiente: que la resistencia de diseño (ϕR_n) cuente con un mayor valor que el de la resistencia requerida (R_u), como se aprecia en la Ecuación 12:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (\text{Ecuación 12})$$

La resistencia de diseño es el resultado de la resistencia nominal (R_n) y el factor de reducción de resistencia (ϕ). Por un lado, la resistencia nominal depende de las propiedades de los materiales, tales como el esfuerzo efectivo a compresión del concreto (f'_c), esfuerzo de fluencia del acero (f_y), cuantía de acero y dimensiones de la sección transversal del elemento. Por otro lado, la magnitud del factor de reducción de resistencia dependerá del tipo de sollicitación para el elemento, estos valores se mencionaron en la Tabla 1.4 del presente documento.

La resistencia requerida (R_u) es la proveniente del metrado de cargas con sus respectivas amplificaciones, esto se realiza con el fin de llevar a la estructura a condiciones últimas. Las combinaciones para lograr estas condiciones ya fueron indicadas en la Tabla 1.5 del presente documento.

4.1 Diseño de flexión simple

La Norma E.060, en su artículo 10.2, presenta estas hipótesis para elementos que trabajan a flexión:

- La hipótesis de Navier indica que las secciones planas permanecen planas, por eso se asume que las deformaciones del concreto y del acero son directamente proporcionales a lo medido desde el eje neutro.
- La deformación unitaria máxima que puede alcanzar el concreto es de 0.003.

- El diagrama constitutivo del acero estructural se asume elastoplástico. El módulo de elasticidad del acero multiplicado con la deformación unitaria del acero es igual al esfuerzo del acero, donde el máximo valor que puede asumir es el correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero.
- El aporte del esfuerzo del concreto en tracción es despreciable.
- La relación entre el esfuerzo en compresión y la deformación del concreto se puede asumir como forma rectangular, trapezoidal, parabólico u otra forma que cuente con resultados similares a los experimentales.
- El esfuerzo del concreto en compresión se asumirá como una distribución rectangular de $0.85 f'_c$ que se ubica desde el borde de la sección transversal con una longitud de $a = \beta_1 x$ c, donde el valor de β_1 es igual a 0.85 cuando el f'_c es 210 kg/cm^2 (resistencia empleada para el presente proyecto).

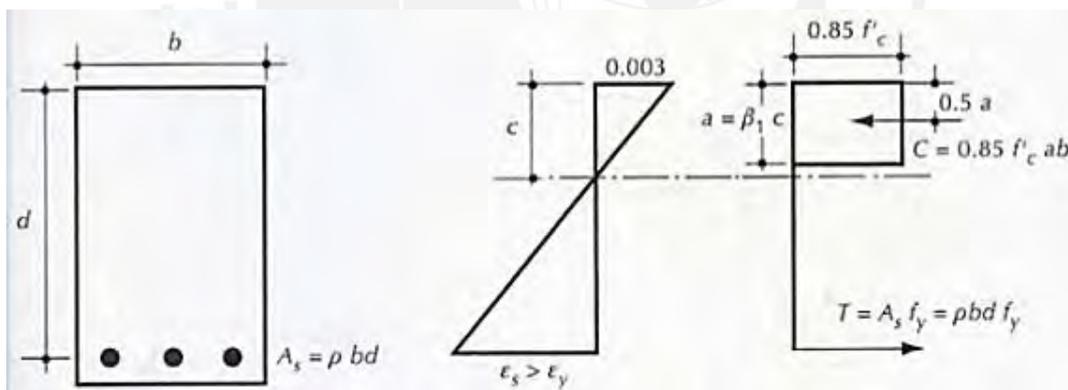


Figura 4.1. Bloque equivalente de compresiones. Recuperado de “Diseño en concreto armado”

A partir del equilibrio de fuerzas de la Figura 4, resulta en la Ecuación 13 y 14:

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (\text{Ecuación 13})$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 14})$$

En ambas ecuaciones se asumirá el esfuerzo del acero como $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ cuando este supere en magnitud la deformación unitaria del acero en fluencia, que es igual a 0.0021.

Además, se debe cumplir que el acero colocado sea menor al acero balanceado.

En secciones rectangulares, la cuantía cumple una relación directamente proporcional con el área de acero, mientras que con el ancho y el peralte efectivo de la sección tienen una relación inversamente proporcional. Entonces, se muestran la Ecuación 15, 16, 17 y 18:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad (\text{Ecuación 15})$$

$$\omega = \frac{\rho \times f_y}{f'_c} \quad (\text{Ecuación 16})$$

$$M_v = \phi M_n = \phi \times f'_c \times w \times b \times d^2 \times (1 - 0.59\omega) \quad (\text{Ecuación 17})$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \times d^2} \quad (\text{Ecuación 18})$$

Cuantía balanceada, acero máximo y acero mínimo

La cuantía balanceada conlleva que la sección alcance la falla balanceada. Esta falla se origina porque la deformación unitaria de agotamiento del concreto y la deformación unitaria de fluencia del acero se alcanzan al mismo tiempo. La forma para determinar dicha cuantía balanceada se expresa en la Ecuación 19:

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{\epsilon_{cu} \times E_{cu}}{\epsilon_{cu} \times E_{cu} + f_y} \quad (\text{Ecuación 19})$$

El acero máximo en tracción será igual a 0.75 A_{sb} . Tal cual se expresa en la Ecuación 20:

$$A_{s_{max}} = 0.75 \times \rho_b \times p \times d \quad (\text{Ecuación 20})$$

La Norma E.060, en su artículo 10.5, resalta que la resistencia en diseño en cualquier sección del elemento debe ser mayor a 1.2 veces al momento de agrietamiento de la sección bruta. Las expresiones referentes a ello se muestran en la Ecuación 21, 22 y 23.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (\text{Ecuación 22})$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ecuación 23})$$

En secciones rectangulares y secciones en forma de “T” donde el ala se encuentre en compresión, se requerirá la cantidad de acero mínima indicada en Ecuación 24:

$$A_{S_{min}} = \frac{0.7 x \sqrt{f'_c}}{f_y} x b_w x d \quad (\text{Ecuación 24})$$

Deflexiones

Las deflexiones se dividen en dos tipos: las deflexiones instantáneas y las diferidas. Primero, las instantáneas se ocasionan por la aplicación de cargas o pesos de diseño; segundo, las diferidas se ocasionan por el flujo plástico del concreto y la retracción de los elementos. Entonces, será necesario controlar estas deflexiones con la finalidad de obtener un buen comportamiento en los elementos estructurales y prevenir daños estéticos en componentes como tabiques, ventanas y puertas.

Deflexión inmediata

El momento de inercia de la sección agrietada con acero en compresión se muestra en la Ecuación 25, mientras que sin acero de compresión figura en la Ecuación 26.

$$I_e = \frac{b x c^3}{3} + n x A_s x (d - c)^2 \quad (\text{Ecuación 25})$$

$$I_e = \frac{b x c^3}{3} + n x A_s x (d - c)^2 + (2n - 1) x A_s' x (c - d')^2 \quad (\text{Ecuación 26})$$

El momento de inercia promedio, en elementos continuos para tramos interiores, se expresa en la Ecuación 27, mientras que para tramos exteriores se usa la Ecuación 28.

$$I_{e_{prom}} = \frac{(I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3})}{4} \quad (\text{Ecuación 27})$$

$$I_{e_{prom}} = \frac{(I_{e1} + 2I_{e3})}{3} \quad (\text{Ecuación 28})$$

Los valores de I_{e1} e I_{e2} son de los tramos cerca de los apoyos, mientras que el I_{e3} es el de la mitad del tramo (momento de inercia central).

Por un lado, en el caso de apoyos simples en ambos extremos se debe usar el momento de inercia de la sección central. Por otro lado, en el caso de voladizos, se usará el momento de inercia del apoyo del voladizo.

Deflexión diferida

La deflexión diferida se obtiene del producto de la deflexión inmediata con el factor $\lambda\Delta$. Como se aprecia en la Ecuación 29; asimismo se cuenta con la Tabla 5.1 y sus respectivos factores:

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (\text{Ecuación 29})$$

Tabla 4.1.
Factores de reducción de resistencia

Duración de la carga	ξ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años a más	2.0

Ambas deflexiones deben cumplir con las máximas admisibles especificadas en el artículo 9.6.2.6 de la Norma E.060. Como se aprecia en la Tabla 4.2:

Tabla 4.2.
Deflexiones máximas admisibles

Tipo de Elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	1/180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	1/360
Pisos o techos que soporten o estén 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)	1/480
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		1/240

Nota. Recuperado de “Concreto Armado”, del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2009.

4.2 Diseño por cortante

El diseño por cortante también sigue el método por resistencia, donde se debe cumplir con lo expresado en la Ecuación 30:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 30})$$

La resistencia de diseño se obtiene mediante como la resultante de la resistencia nominal al cortante (V_n) y el factor de reducción de resistencia (ϕ). Por un lado, la resistencia nominal al cortante es la suma de las resistencias al corte del concreto V_c y del refuerzo V_s . Por otro lado, la magnitud del factor de reducción de resistencia dependerá del tipo de solicitación para el elemento; como ya se mencionó, estos valores se encuentran en la Tabla 1.4 del presente documento.

La resistencia requerida al corte (V_u) es la proveniente del metrado de cargas con sus respectivas amplificaciones, esto se realiza con la finalidad de llevar la estructura a condiciones últimas. Las combinaciones para lograr estas condiciones ya se mencionaron en la Tabla 1.5 del presente documento. La edificación no presenta casos de elementos preesforzados, por lo que, se permite la aplicación de la fuerza V_u a una distancia “d” de la cara del apoyo del elemento. La resistencia nominal al corte del concreto (V_c) se calculará dependiendo de las cargas a las que esté sometido el elemento:

Si el elemento está sometido a cortante y flexión, como se aprecia en la Ecuación 31:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (\text{Ecuación 31})$$

Si el elemento está sometido a compresión axial, como se aprecia en la Ecuación 32:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{N_v}{140 \times A_g}\right) \times b_w \times d \quad (\text{Ecuación 32})$$

Donde,

b_w : ancho del alma de la sección transversal

N_v : carga axial a compresión

A_g : área bruta de la sección de concreto

Se cuenta con las siguientes expresiones, representadas en la Ecuación 33 y 34, para calcular la resistencia nominal al corte del acero (V_s).

$$V_s = \frac{d \times f_y \times A_v}{s} \quad (\text{Ecuación 33})$$

$$V_s \leq 2.1 x \sqrt{f'_c} x b_w x d \quad (\text{Ecuación 34})$$

Donde,

A_v : área total de cada estribo que cruza la grieta

s : separación entre estribos

Si la Ecuación 34 no se cumple, entonces se debe incrementar la sección geométrica o aumentar la resistencia a compresión del concreto.

Espaciamiento mínimo de estribos

La Norma E.060, en su artículo 11.5.5, exige el uso de las expresiones representadas en la Ecuación 35 y 36, las cuales ayudarán en el cumplimiento de que al menos un estribo cruce la grieta inclina potencial a 45°.

$$V_s \leq 1.1 x \sqrt{f'_c} x b_w x d \rightarrow s \leq 0.60 m \text{ o } s \leq \frac{d}{2} \quad (\text{Ecuación 35})$$

$$V_s > 1.1 x \sqrt{f'_c} x b_w x d \rightarrow s \leq 0.30 m \text{ o } s \leq \frac{d}{4} \quad (\text{Ecuación 36})$$

Estribos mínimos

Los estribos mínimos se colocarán en el elemento cuando cumpla con la siguiente desigualdad: $0.5\phi V_c \leq V_U \leq \phi V_c$; excepto en elementos como zapatas, losas nervadas, losas aligeradas, losas macizas y vigas con peralte menor o igual a 25 cm, 2.5 veces el espesor del ala o 0.5 veces el ancho del alma. Así, se emplean la Ecuación 37 y 38:

$$A_{s_{min}} = 0.2 x \sqrt{f'_c} x \frac{b_w x s}{f_y} \quad (\text{Ecuación 37})$$

$$A_{s_{min}} = 3.5 x \frac{b_w x s}{f_y} \quad (\text{Ecuación 38})$$

4.3 Diseño por capacidad

Se emplea el diseño por capacidad cuando un elemento cuente con responsabilidad sísmica, dicho diseño debe cumplir con los requerimientos del capítulo 21 de la Norma E.060, que indican lo siguiente:

La fuerza cortante de diseño deberá ser el menor valor de la Ecuación 39 y 40:

$$Vu1 = \frac{(Mni+Mnd)}{ln} + 1.25 x (CM + CV) \quad (\text{Ecuación 39})$$

$$Vu2 = 1.25 x (CM + CV) + 2.5 x Vsismo \quad (\text{Ecuación 40})$$

Posterior a ello, se determina el valor de la cortante última a una distancia “d” de la cara del apoyo, para después escoger el mayor valor entre este último y el elegido entre las alternativas 1 y 2.

Finalmente, se describen los criterios que permiten determinar el espaciamiento de los estribos tanto dentro como fuera de la zona de confinamiento:

En primer lugar, dentro de la zona de confinamiento, la cual tiene como longitud dos veces el peralte de la viga medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, según el artículo 21.4.4.4 de la Norma E.060, el primer estribo debe estar como máximo a 5 cm de la cara del elemento del apoyo; mientras que, para determinar el espaciamiento del resto de estribos cerrados, se deberá escoger al menor de los siguientes cuatro criterios:

- $d/4$, pero no menor a 15 cm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 30 cm

En segundo lugar, fuera de la zona de confinamiento, según el artículo 21.4.4.5 de la Norma E.060, se debe colocar los estribos cerrados en ambos extremos, espaciados máximo a $d/2$ en toda la longitud correspondiente.

No obstante, esos espaciamientos son solo los mínimos que se requerirán para cada caso, si es que la fuerza cortante en cierto sector necesitase menor espaciamiento, se deberá realizar dicho ajuste. En base a los parámetros obtenidos mediante este diseño se determinará el ϕVn que

puede resistir el elemento analizado con el espaciamiento escogido y verificar que este sea mayor al cortante último obtenido. A continuación, se presenta los requerimientos apropiados de estribos en vigas en la Figura 4.2:



Figura 4.2. Requerimientos de estribos en vigas

Para el caso de columnas (o elementos en flexocompresión) se cuenta con lo indicado en el artículo 21.4.5.3 de la Norma E.060, referente a los parámetros de sus estribos cerrados de confinamiento, espaciamiento “So” y longitud “Lo”, medido desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8” de diámetro, de 3/8” para barras longitudinales de hasta 1” de diámetro y de 1/2” para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento “So” será como máximo el menor valor de los siguientes criterios:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

La longitud “Lo” será como mínimo el mayor valor de los siguientes criterios:

- La sexta parte de la luz libre del elemento.
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 50 cm.

Según el artículo 21.4.5.4 de la Norma E.060, fuera de la longitud “Lo”, el espaciamiento debe ser escogido como el menor de los siguientes criterios:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal.
- 48 veces el diámetro del estribo empleado.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- $d/2$.
- 30 cm.

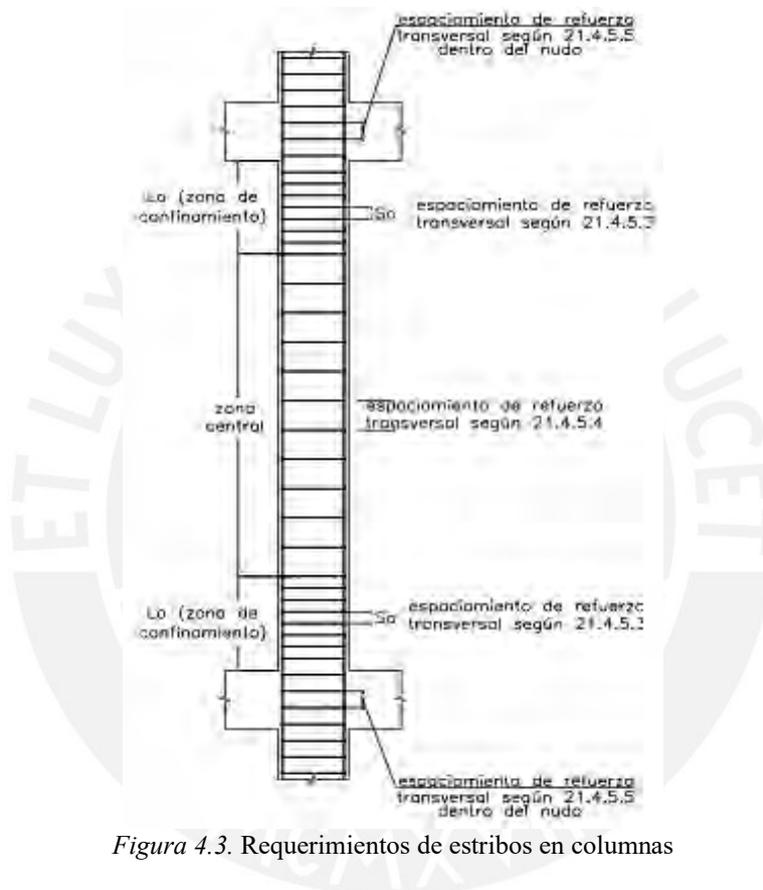


Figura 4.3. Requerimientos de estribos en columnas

4.4 Diseño por flexocompresión

La Ecuación 41 es de gran ayuda en la elección de la selección del tipo de diseño. Por un lado, si la expresión cumple, entonces este elemento se diseñará en flexocompresión (generalmente columna). Por otro lado, si la expresión no cumple, se diseñará como un elemento de flexión simple (generalmente viga).

$$P_u < 0.1 \times f'_c \times A_g \quad (\text{Ecuación 41})$$

Diagrama de interacción

El diagrama de interacción está conformado en sus ejes con la carga axial (P) en el vertical, mientras que en el horizontal con la flexión (M). Este diagrama es útil para calcular la resistencia nominal a carga axial (Pn) y a flexión (Mn) de una columna. Las hipótesis para el diseño son iguales a las de flexión simple.

Según varias referencias bibliográficas, la construcción del diagrama de interacción se realiza con 7 puntos notables, los cuales son los siguientes:

- Punto de falla en compresión pura: Columnas con estribos: $\phi = 0.7$, $a = 0.8$; Columnas con espiral: $\phi = 0.75$, $a = 0.85$

$$P_{u\ max} = \phi \cdot a \cdot P_0 = \phi \cdot a \cdot [0.85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (\text{Ecuación 42})$$

- Punto donde la sección se agrieta: $\xi_{cu} = 0.003$.
- Punto donde existe deformación en tracción en refuerzo más alejado del borde de compresión.
- Punto donde el refuerzo en tracción alcanza un esfuerzo del 50% del esfuerzo de fluencia: $f_s = 0.5f_y$.
- Punto donde se logra la falla balanceada de la sección.
- Punto en tracción pura T_0 :

$$\phi T_0 = 0.9 \times A_{st} \times f_y \quad (\text{Ecuación 43})$$

5. DISEÑO DE LOSAS

5.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Estos elementos son un tipo de losa nervada con relleno de ladrillo de arcilla con 6 huecos o poliestireno expandido en sus vacíos. Este tipo de losa tiene como elementos estructurales a las viguetas en forma de una “T” que se encuentran con un espaciamiento típico de 40 cm, donde su espesor de alma es de 10 cm, una losa superior de 5 cm y cuenta con espesores estandarizados de losa de 17, 20, 25 y 30 cm. El diseño de este elemento se realiza por viguetas únicamente con la carga última ($1.4 \times CM + 1.7 \times CV$), debido a que los efectos del sismo no afectan significativamente a estos elementos.

5.1.1. Metrado de losas aligeradas

Se cuenta con losas aligeradas en las habitaciones de las viviendas, corredores y azotea. Por ello se decidió plasmar las cargas repartidas en la Tabla 5.1, con el espaciamiento típico de 40 cm de cada vigueta:

Tabla 5.1.

Resumen de metrado de cargas de losas aligeradas

Ambientes	Descripción	Carga (kg/m ²)	Carga (kg/m)
Vivienda	CM (TOTAL)	400	160
	Peso propio (aligerado 20 cm)	300	120
	Piso terminado (5 cm)	100	40
	CV (TOTAL)	200	80
	Sobrecarga	200	80
Corredores	CM (TOTAL)	400	160
	Peso propio (aligerado 20 cm)	300	120
	Piso terminado (5 cm)	100	40
	CV (TOTAL)	200	80
	Sobrecarga	200	80
Azotea	CM (TOTAL)	400	160
	Peso propio (aligerado 20 cm)	300	120
	Piso terminado (5 cm)	100	40
	CV (TOTAL)	100	40
	Sobrecarga	100	40

5.1.2. Diseño por flexión

Se obtiene el acero requerido por cada viga, donde se emplearon espesores de 40 y 10 cm para el cálculo de la zona de compresiones del concreto para obtener el área de acero negativo y positivo, respectivamente.

A modo de ejemplo, para el diseño por flexión se detallará la losa aligerada de cuatro tramos ubicada entre los ejes C y D. El modelo para el diseño de una viga considera a las uniones con las vigas como un apoyo simple, la longitud de las luces es de eje a eje y el comportamiento de cada viga independiente de las otras que conforman la losa.

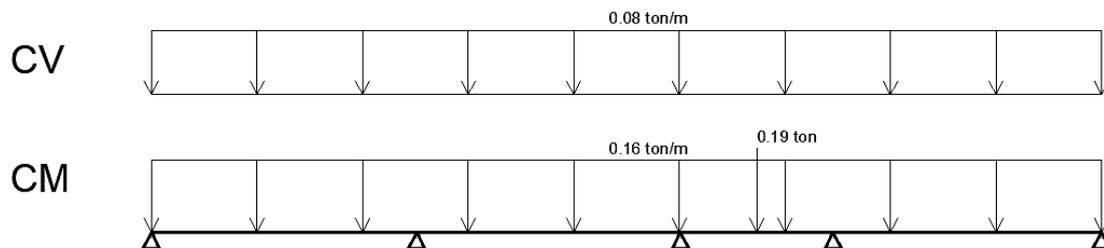


Figura 5.1. Esquema de carga viva y muerta de la viga analizada

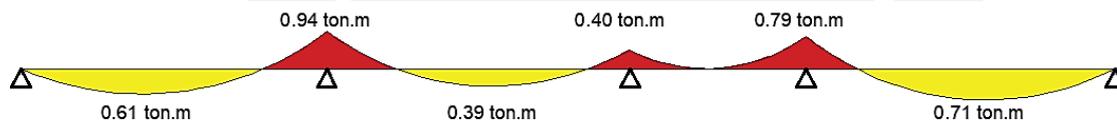


Figura 5.2. Modelo de viga con sus momentos últimos respectivos

En la Tabla 5.2. se aprecian los resultados de los momentos que se obtuvieron del modelo de la viga. Con dichos valores, se obtendrá el área de acero necesario para controlar la viga por efectos de flexión. Además, se debe tener en consideración que los cálculos de esta viga se realizaron con la resistencia del concreto a compresión (f'_c) de 210 kg/cm^2 y un esfuerzo de acero en fluencia de 4200 kg/cm^2 .

Tabla 5.2.
 Datos de la vigueta analizada en forma de "T"

Tramo	Zona	Signo	Mu (t-m)	a (cm)	Acero req (cm ²)
1	izquierda	Negativo	0.00	0.00	0.00
1	centro	Positivo	0.61	0.57	0.97
1	derecha	Negativo	0.94	3.87	1.64
2	izquierda	Negativo	0.94	3.87	1.64
2	centro	Positivo	0.39	0.36	0.61
2	derecha	Negativo	0.40	1.52	0.84
3	izquierda	Negativo	0.40	1.52	0.84
3	centro	Positivo	0.00	0.00	0.00
3	derecha	Negativo	0.79	3.18	1.35
4	izquierda	Negativo	0.79	3.18	1.35
4	centro	Positivo	0.71	0.67	1.13
4	derecha	Negativo	0.00	0.00	0.00

A partir de las ecuaciones 20 y 24 se calculó el acero máximo y mínimo, respectivamente. Las áreas de acero resultantes de las dos ecuaciones serán los límites del área que se obtiene del diseño por flexión.

$$A_{S_{\max+}} = 9.99 \text{ cm}^2 \quad A_{S_{\min+}} = 0.51 \text{ cm}^2 \quad A_{S_{\max-}} = 3.61 \text{ cm}^2 \quad A_{S_{\min-}} = 0.99 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo calculado a partir de la ecuación 24 en ocasiones resulta ser sobrevalorado, el cual se comprobó a partir de ensayos en el que se obtuvieron buenos comportamientos de losas con áreas de aceros por debajo del mínimo. Es por eso que, según datos estadísticos, es recomendable emplear el valor de acero mínimo como 1.3 veces el acero mínimo requerido por la sección (Nuevo $A_{S_{\min-}} = 1.3 \times A_{S_{\min-}}$).

Tabla 5.3.
 Acero requerido por sección en losa aligerada analizada

As requerido (cm ²)	Barras colocadas	As colocado (cm ²)
0.00	1 Φ 3/8"	0.71
0.97	2 Φ 3/8"	1.42
1.64	1 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"	1.98
1.64	1 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"	1.98
0.61	1 Φ 3/8"	0.71
0.84	1 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"	1.98
0.84	1 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"	1.98
0.00	1 Φ 3/8"	0.71
1.35	1 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"	1.98
1.35	1 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"	1.98
1.13	2 Φ 3/8"	1.42
0.00	1 Φ 3/8"	0.71

5.1.3. Diseño por cortante

La resistencia de la fuerza cortante en este elemento estructural lo asume únicamente el concreto, ya que este elemento no cuenta con estribos. La Norma E.060, en su artículo 8.11.8, permite la amplificación de la resistencia de corte del concreto en un 10%. en losas aligeradas o nervadas. Entonces, se obtiene la fuerza cortante como indica la Ecuación 44.

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (\text{Ecuación 44})$$

En la Figura 5.2 se aprecia el esfuerzo cortante de la sección de una vigueta elegida para el análisis.

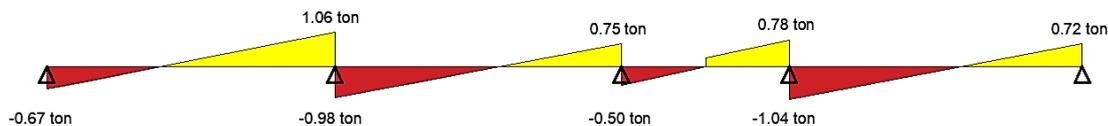


Figura 5.3. Modelo de vigueta con sus cortantes últimas respectivas

La verificación de la vigueta se realizará a partir de la Ecuación 30, que compara el cortante último y el cortante nominal reducido con el factor ϕ , que en este caso le corresponde un valor de 0.85. Para ello, se detalla los cálculos en la Tabla 5.4:

Tabla 5.4.

Datos generales de la fuerza cortante y su verificación

Referencia	Tramo	Zona	V_u (t)	b_w (cm)	ΦV_c (t)	$V_u > \Phi V_c$
Eje C-D & 2-6	1	Izquierda	-0.66	10	1.22	No
	1	Derecha	1.06	10	1.22	No
	2	Izquierda	-0.98	10	1.22	No
	2	Derecha	0.75	10	1.22	No
	3	Izquierda	-0.50	10	1.22	No
	3	Derecha	0.78	10	1.22	No
	4	Izquierda	-1.04	10	1.22	No
	4	Derecha	0.72	10	1.22	No

Por ende, la losa analizada no requiere ensanches en ninguno de sus tramos.

5.1.4. Refuerzo por contracción y temperatura

El refuerzo por contracción y temperatura permite evitar las fisuraciones que se generan por los cambios volumétricos del concreto. En el artículo 9.7.2 de la Norma E.060, se señala los valores de cuantía mínima según el tipo de acero de refuerzo que se emplee, como se presenta en la Tabla 5.5:

Tabla 5.5.
Cuantía de acero a partir del tipo de barra

Tipo de barra	Cuantía
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 420$ MPa	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones, con $f_y \geq 420$ MPa	0.0018

Nota. Recuperado de “Concreto Armado”, del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2009.

En aligerados típicos se colocan fierros corrugados por contracción y temperatura de $1/4'' @ 0.25\text{m}$.

5.1.5. Corte de acero

El corte de acero se desarrolla a partir de lo señalado en el artículo 12 de la Norma E.060, donde el corte se realiza a $12db$ o d , el mayor de estos dos, del punto teórico de corte.

Además, para la longitud de desarrollo para momentos negativos se considera $l_n/16$, $12db$ o d , el que resulte mayor será la longitud de desarrollo.

Además, en el corte de acero de las losas aligeradas existen reglas prácticas que se basan en la longitud de la luz libre. Asimismo, se verificó los cortes con las especificaciones que se menciona en la Norma E.060.

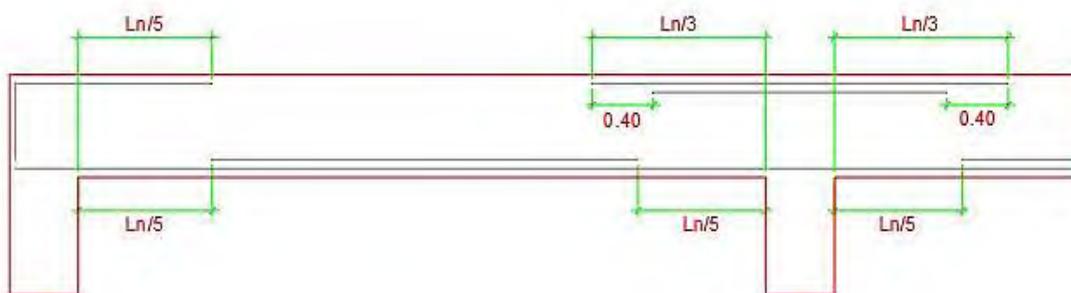


Figura 5.4. Relaciones prácticas para corte de acero en losas y vigas

5.1.6. Deflexión por carga de servicio

En el artículo 9.6.2 de la Norma E.060, se especifica que la relación entre el peralte y longitud de vigas o losas en una dirección, con su debida condición de apoyo, para no requerir verificación de deflexiones, tal cual como se aprecia en la Tabla 5.6:

Tabla 5.6.

Peraltes o espesores mínimos de vigas o losas

Elementos	Simplemente apoyados	Espesor o peralte mínimo (h)		En voladizo
		Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Nota. Recuperado de “Concreto Armado”, del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2009.

Ambos extremos continuos: $luz / 21 = 4.15 / 21 = 0.198 m < peralte = 0.20 m$

Entonces, no será necesario realizar el cálculo de las deflexiones; lo mismo sucede para el resto de las losas del actual proyecto.

Finalmente, se presenta el diseño final de la losa aligerada analizada, en la figura 5.4:

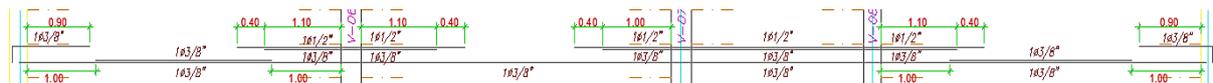


Figura 5.5. Presentación de diseño final de la losa aligerada analizada

5.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Estos elementos son empleados en el actual proyecto debido a las siguientes consideraciones: una cantidad considerable de tabiquería en ciertos paños de losas, presencia de tuberías embebidas en la losa o irregularidad de la losa.

En la edificación se cuenta con losas macizas en las siguientes áreas: servicios higiénicos, jardines, y losa aledaña a la escalera y ascensor. Asimismo, para su diseño se realizó con la carga última que resulta de la combinación de $1.4 \times CM + 1.7 \times CV$ tanto para el de flexión como para el de cortante.

5.2.1 Metrado de losas macizas

De forma similar a las losas aligeradas, se identificó las cargas distribuidas que se adjuntan por ambientes, tal como se muestra en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7.
Resumen de metrado de cargas de losas macizas

Ambientes	Descripción	Carga (kg/m ²)
Baños	Peso propio (maciza de 20 cm)	480
	Piso terminado (5 cm)	100
	CM (TOTAL)	580
	Sobrecarga	200
	CV (TOTAL)	200
Recibo	Peso propio (maciza de 20 cm)	480
	Piso terminado (5 cm)	100
	CM (TOTAL)	580
	Sobrecarga	200
	CV (TOTAL)	200

5.2.2. Diseño por flexión

El cálculo del área de acero en losa maciza se realizó para un metro de ancho, donde se diseñó con el acero mínimo para losas (cuantía = 0.0018). Esta losa contará con dos capas (superior e inferior), es por eso, que se repartió el área en dos, primero, el $A_{S_{superior}}$ con una cuantía de 0.0006; segundo, el $A_{S_{inferior}}$ con una cuantía de 0.0012; de esta manera se cumple con lo que establece la Norma E.060, en sus artículos 9.7.2 y 10.5.4.

Esta edificación cuenta únicamente con losas macizas de 20 cm de espesor; entonces, se presenta la Ecuación 45 y 46 referentes a los aceros necesarios:

$$A_{S_{min\ superior}} = 0.0006 * 20 * 100 = 1.2 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ecuación 45})$$

$$A_{S_{min\ inferior}} = 0.0012 * 20 * 100 = 2.4 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ecuación 46})$$

A partir de las áreas de acero superior e inferior que se obtuvieron, se hubiese asignado las siguientes distribuciones de acero: ϕ 3/8" @ 0.25 m para capa inferior y ϕ 1/4" @ 0.25 m para capa superior; no obstante, se optó por replicar el acero inferior en la zona superior, para un mayor factor de seguridad y mayor facilidad constructiva; entonces, quedaría en ambos como

ϕ 3/8" @ 0.25 m. Cabe añadir que en los casos donde la losa requirió mayor cuantía de acero se colocaron bastones para alcanzar esas áreas de acero mayores.

A modo de ejemplo, se aprecia el diseño de la losa en dos direcciones que se encuentra al costado del ascensor entre los ejes 4 - 5 y B - C. Esta losa que se encuentra apoyada en tres lados brinda los siguientes resultados presentados en la Figura 5.6.:

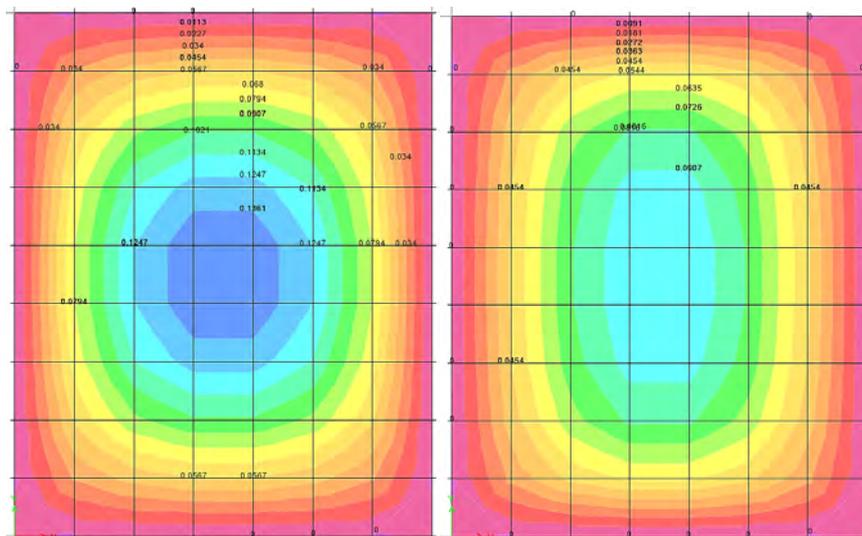


Figura 5.6. Resultados de los momentos de una losa en dos direcciones

A partir de los gráficos se obtiene un M_u máximo en el eje y-y de 0.098 t.m; mientras que en el eje x-x es 0.144 t.m. Seguidamente, se presenta el análisis del área de acero requerido en la Tabla 5.8:

Tabla 5.8.
Análisis del área de acero requerido

Eje	M_u (t.m)	Acero req (cm ²)	Acero min (cm ²)	Acero colocado	Acero inst (cm ²)
Eje y-y					
Inferior	0.066	0.103	2.40	3/8"@ .25	2.84
Superior	0.033	0.051	1.20	3/8"@ .25	2.84
Eje x-x					
Inferior	0.096	0.150	2.40	3/8"@ .25	2.84
Superior	0.048	0.075	1.20	3/8"@ .25	2.84

A partir de los resultados se observa que no es necesario el uso de bastones en los extremos, ya que es suficiente con el acero mínimo.

5.2.3. Diseño por cortante

La resistencia a la fuerza cortante lo toma únicamente el concreto, ya que este elemento no cuenta con estribos. Entonces, se emplea la Ecuación 31; y, en caso el concreto no resista a los esfuerzos cortantes, se debe amplificar el espesor de la losa o aumentar la resistencia a compresión del concreto ($f'c$).

El $f'c$ del concreto que se uso es 210 kg/cm², el f_y del acero es 4200 kg/cm², el espesor de la losa es 20 cm. A partir de estos datos, se obtuvieron los resultados de la tabla 5.9.

En base al modelo de la losa maciza se pudo calcular las fuerzas cortantes actuantes en dicho elemento. Esto se presenta en la Figura 5.7.:

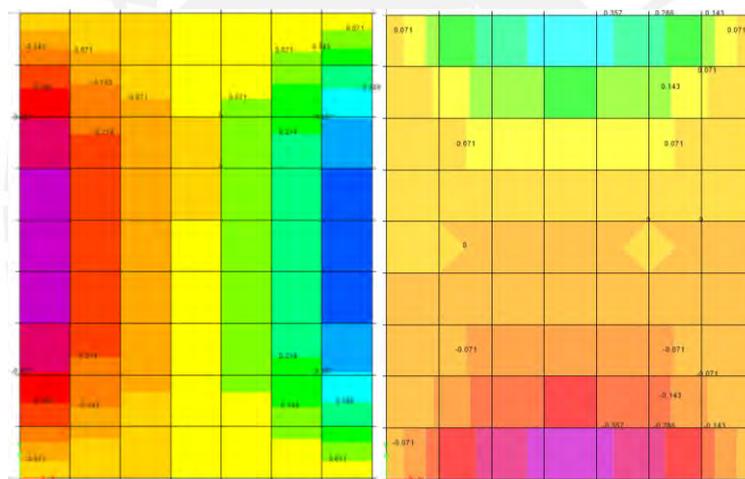


Figura 5.7. Resultados de las fuerzas cortantes de una losa en dos direcciones

Tabla 5.9.

Verificación del espesor ante fuerzas cortantes

Eje	V_u (t)	b_w (cm)	ΦV_c (t)	$V_u > \Phi V_c$
Y	0.38	40	5.22	No
X	0.46	40	5.22	No

Posteriormente, se presenta el diseño final de la losa aligerada analizada, en la Figura 5.8:

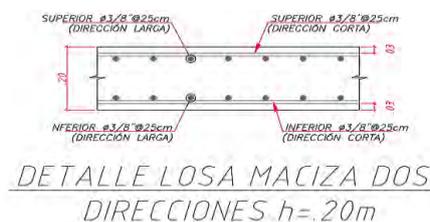


Figura 5.8. Presentación de diseño final de la losa maciza analizadas

6. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales que tienen la responsabilidad de transmitir las cargas provenientes de los techos hacia los elementos verticales (principalmente columnas) y, en ciertas oportunidades, forman junto a estos los pórticos que controlarán el desplazamiento lateral de la estructura. Así que se deberá tener especial atención con el diseño de las vigas con responsabilidad sísmica, siguiendo las disposiciones del capítulo 10 y 21 de la Norma E.060.

6.1. Metrado de cargas

Se presenta el metrado de cargas para las dos vigas analizadas: viga V-01 (0.30x0.55) y V-06 (0.30x0.55), ante ello se describen las cargas repartidas, en la Tabla 6.1:

Tabla 6.1.
Resumen de metrado de cargas de vigas peraltadas escogidas

Vigas	Descripción	Carga (kg/m)	
VIGA V-01 (0.30x0.55)	Peso propio	2400 x 0.55 x 0.30	396
	Muro bajo	1800 x 0.15 x 0.55	149
	Piso terminado	100 x 0.4	40
	CM (TOTAL)		585
	Sobrecarga 200 x 0.4		80
	CV (TOTAL)		80
VIGA V-06 (0.30x0.55)	Peso propio	2400 x 0.55 x 0.30	396
	Muro completo	1800 x 0.15 x 2.35	635
	Losa aligerada	300 x 4.55	1365
	Losa maciza	2400 x 0.20 x 2.30	1104
	Piso terminado	100 x 4.95	495
	CM (TOTAL)		3995
Sobrecarga 200 x 4.95		990	
CV (TOTAL)		990	

6.2. Diseño por flexión

Con este diseño se busca que el momento de diseño supere en magnitud a los momentos últimos o actuantes. A modo de ejemplo, en primer lugar, se diseñará la **viga V-01**, que se conforma por cuatro tramos con una sección de 30 cm x 55 cm cada uno.

En segundo lugar, se presenta los momentos que actúan en los extremos y centro de esta viga:

Tabla 6.2.
Momentos internos en la viga V-01

Tramo	2-3	3-2	3-4	4-3	4-5	5-4	5-6	6-5
M CM (t-m)	0.00	3.88	1.31	0.39	2.12	1.59	0.62	0.00
		3.31		0.50		1.19		1.30
M CV (t-m)	0.00	1.13	0.15	0.17	0.40	0.36	0.27	0.00
		0.68		0.10		0.25		0.16
M SX (t-m)	0.00	6.68	9.85	9.68	8.55	8.98	6.59	0.00
		4.10		5.35		5.30		3.99
M SY (t-m)	0.00	3.02	2.28	2.24	3.07	3.35	0.34	0.00
		1.82		1.24		2.01		0.20

A continuación, se presenta en la Figura 6.1 el diagrama de las envolventes de momentos flectores para la viga escogida:

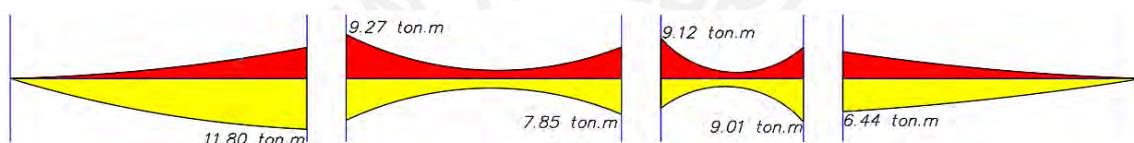


Figura 6.1. Modelo de viga V-01 con sus momentos últimos respectivos

Luego, se presenta de forma tabulada los momentos últimos con los que se realizó el diseño para los tramos de dicha viga, tal como se aprecia en la Tabla 6.3:

Tabla 6.3.
Momentos últimos en la viga V-01

Tramo	2-3	3-2	3-4	4-3	4-5	5-4	5-6	6-5
Mu- (t-m)	0.00	11.80	9.27	7.85	9.12	9.01	6.44	0.00
Mu+ (t-m)		7.11		1.36		2.02		4.64

Posterior a ello, se determinó los aceros mínimos y máximos para el diseño del acero de las vigas, se realizaron los cálculos para la viga escogida. Los resultados son los siguientes:

$$\text{As mínimo} = 0.7 \times \sqrt{210 \times 30 \times 49} / 4200 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{As máximo} = 0.75 \times 0.85^2 \times 210 \times 30 \times 49 \times 0.003 / (0.0051 \times 4200) = 23.43 \text{ cm}^2$$

A partir de los aceros mínimos y máximos se puede verificar si el acero requerido obtenido es excedente o insuficiente. Estas respuestas se muestran en la Tabla 6.4:

Tabla 6.4.
Diseño por flexión de la viga V-01

Tramo	Mu (t.m)	Acero req (cm ²)	Barras	Acero inst (cm ²)	Φ *Mn (t.m)	Acero a cara de viga (cm ²)	Φ *Mn a la cara (t.m)	En nudo: Mn+>Mn- /3
-	0.00	0.00	2 Φ 5/8"	4.00	7.17	4.00	7.17	correcto
+	7.11	3.96	2 Φ 5/8"	4.00	7.17	4.00	7.17	correcto
-	11.80	6.73	2 Φ 5/8"+ bastones 2 Φ 5/8"	8.00	13.87	8.00	13.87	-
Tramo 3-4								
-	9.27	5.22	2 Φ 5/8"+ bastón 1 Φ 5/8"	6.00	10.58	6.00	10.58	correcto
+	1.36	0.74	2 Φ 5/8"	4.00	7.17	4.00	7.17	correcto
-	7.85	4.39	2 Φ 5/8"+ bastón 1 Φ 5/8"	6.00	10.58	6.00	10.58	-
Tramo 4-5								
-	9.12	5.13	2 Φ 5/8"+ bastón 1 Φ 5/8"	6.00	10.58	6.00	10.58	correcto
+	2.02	1.10	2 Φ 5/8"	4.00	7.17	4.00	7.17	correcto
-	9.01	5.07	2 Φ 5/8"+ bastón 1 Φ 5/8"	6.00	10.58	6.00	10.58	-
Tramo 5-6								
-	6.44	3.58	2 Φ 5/8"	4.00	7.17	4.00	7.17	correcto
+	4.64	2.56	2 Φ 5/8"	4.00	7.17	4.00	7.17	correcto
-	0.00	0.00	2 Φ 5/8"	4.00	7.17	4.00	7.17	-

Nota: Se deberá colocar el mismo acero negativo superior en el extremo inferior opuesto del punto, pues la envolvente presenta notable inversión de momentos.

6.3. Diseño por cortante y capacidad

En este caso, a diferencia de las losas, es común que la sollicitación de la fuerza cortante sea mucho mayor que la capacidad que pueda brindar el concreto solamente; por lo que se debe emplear refuerzos de acero para estos casos, llamados estribos. A continuación, en la Figura 6.2 se presenta el diagrama de las envolventes de fuerzas cortantes para la viga escogida.

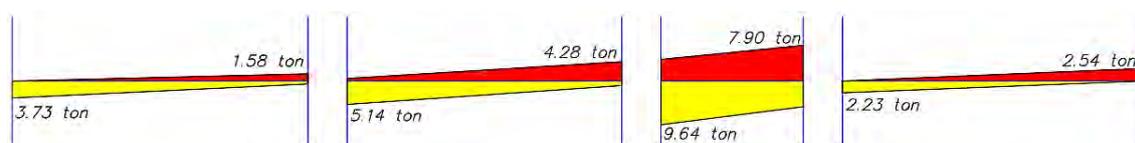


Figura 6.2. Modelo de viga V-01 con sus cortantes últimas respectivas

Entonces, con lo explicado en el punto 5.2. del actual documento, se podrá determinar el espaciamiento necesario para controlar a dicha fuerza cortante ultima y culminar efectivamente

el diseño por cortante. Asimismo, al tener responsabilidad sísmica, la viga también deberá ser diseñada por capacidad, es decir cumplir con lo indicado en el inciso 4.3 del presente documento; entonces, se optó por determinar los espaciamientos mínimos tanto dentro como fuera de la zona de confinamiento; los cuales serían los siguientes:

Adentro de zona de confinamiento: $d/4 = 49/4 = 12.5$ cm. No obstante, como se indicó en el capítulo 4, este valor no debe ser menor a 15 cm; por lo que el espaciamiento mínimo será 15 cm.

Afuera de zona de confinamiento: $d/2 = 49/2 = 25$ cm.

Y, en base a ellos, se determina el ϕV_n que puede resistir la **viga V-01 (0.30x0.55)** con el espaciamiento escogido y verificar que este sea mayor al cortante último obtenido; esto se realizó para cortante y capacidad, como se puede apreciar en la Tabla 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8:

Tabla 6.5.

Determinación del ϕV_n para la viga V-01 según sendos espaciamientos escogidos

b (cm)	h (cm)	d (cm)	A_v (cm ²)	s (cm)	V_c (t)	ϕV_c (t)	V_s (t)	ϕV_s (t)	ϕV_n (t)
30	55	49	1.42	15	11.29	9.60	19.48	16.56	26.16
				25			11.69	9.94	19.53

Se presenta las fuerzas internas (cortantes) que se presentan en los extremos y centro de esta viga:

Tabla 6.6.

Fuerzas cortantes internas en la viga V-01

Tramo	2-3	3-2	3-4	4-3	4-5	5-4	5-6	6-5
V CM (t)	1.75	0.85	1.20	0.74	2.72	1.04	1.04	1.02
V CV (t)	0.25	0.25	0.08	0.08	0.50	0.32	0.06	0.06
V SX (t)	1.49	1.49	4.65	4.65	8.06	8.06	1.45	1.45
V SY (t)	0.67	0.67	1.08	1.08	2.95	2.95	0.07	0.07

Tabla 6.7.
Diseño por cortante de la viga V-01

Tramo 2-3	V máx cara (t)	V a "d" de cara (t)	S (cm)	ϕV_n (t)	V a 1.10m de cara (t)	S (cm)	ϕV_n (t)
Izquierda	3.73	3.49	15	26.16	3.15	25	19.53
Derecha	1.58	1.34	15	26.16	1.08	25	19.53
Tramo 3-4							
Izquierda	5.14	4.90	15	26.16	4.56	25	19.53
Derecha	4.28	4.04	15	26.16	3.74	25	19.53
Tramo 4-5							
Izquierda	9.64	9.04	15	26.16	-	25	19.53
Derecha	7.90	7.64	15	26.16	-	25	19.53
Tramo 5-6							
Izquierda	2.23	1.99	15	26.16	1.65	25	19.53
Derecha	2.54	2.30	15	26.16	1.96	25	19.53

Nota: en el tercer tramo no se consideró analizar fuera de la zona de confinamiento, puesto que al tener una longitud pequeña solo presenta zona de confinamiento en toda su longitud.

Luego, se aprecia el diseño por capacidad de esta viga:

Tabla 6.8.
Diseño por capacidad de la viga V-01

Tramo 2-3	Vu1 (t)	Vu2 (t)	V menor (t)	Vu análisis (t)	V mayor (t)	S (cm)	PhiVn (t)
Izquierda	7.07	4.00	4.00	3.49	4.00	15	26.16
derecha	7.07	4.0	4.00	1.34	4.00	15	26.16
Tramo 3-4							
izquierda	6.35	10.21	6.35	4.90	6.35	15	26.16
derecha	6.35	10.21	6.35	4.04	6.35	15	26.16
Tramo 4-5							
izquierda	11.52	16.64	11.52	9.04	11.52	15	26.16
derecha	11.52	16.64	11.52	7.94	11.52	15	26.16
Tramo 5-6							
izquierda	6.08	4.23	4.23	1.99	4.23	15	26.16
derecha	6.08	4.23	4.23	2.30	4.23	15	26.16

Entonces, se determinó que el los ϕV_n son mayores a los V_u en todos los casos, por lo que esos espaciamientos serían los definitivos y se culminaría ambos diseños.

6.4. Corte de acero

Como se mencionó en el presente documento, las vigas son de suma importancia para las edificaciones, por lo que se tomó en consideración dos criterios para establecer la longitud del corte de acero necesarios para los bastones; siendo el primero, el del punto teórico de corte más

una distancia de “d” o 12 veces el diámetro de la barra longitudinal corrida; y, el segundo, que sería en base a la luz libre de la viga y factores por los que se divide dicha longitud ($L_n/3$ para acero negativo y $L_n/5$ para acero positivo). Escogiendo el mayor de ellos para garantizar mayor factor de seguridad a las vigas.

Entonces, para la **viga V-01**, se presenta la Tabla 6.9, que resume dicho análisis:

Tabla 6.9.
Distancias de corte de acero para la viga V-01

Tramo 2-3	Barras	Distancia 1 (m)	Distancia 2 (m)	Dist escogida (m)
-	-	0	0	0
+	-	0	0	0
-	Bastones 2 ϕ 5/8”	1.38	1.47	1.50
Tramo 3-4				
-	Bastón 1 ϕ 5/8”	0.49	1.40	1.40
+	-	0	0	0
-	Bastón 1 ϕ 5/8”	0.49	1.40	1.40
Tramo 4-5				
-	Bastón 1 ϕ 5/8”	0.49	0.73	0.80
+	-	0	0	0
-	Bastón 1 ϕ 5/8”	0.49	0.73	0.80
Tramo 5-6				
-	-	0	0	0
+	-	0	0	0
-	-	0	0	0

6.5. Deflexión bajo cargas de servicio

De forma análoga al caso de losas, se analiza según el tipo de apoyo. Para la presente viga se tendrán los siguientes casos más críticos:

Ambos extremos continuos: luz / 21 = 4.83 / 21 = 0.23 m < peralte = 0.55 m

Un extremo continuo: luz / 18.5 = 4.90 / 18.5 = 0.26 m < peralte = 0.55 m

Entonces, no será necesario efectuar el cálculo de las deflexiones; lo mismo sucede para el resto de las vigas del actual proyecto.

A continuación, se presenta el diseño final de la **Viga V-01 (0.30x0.55)**.

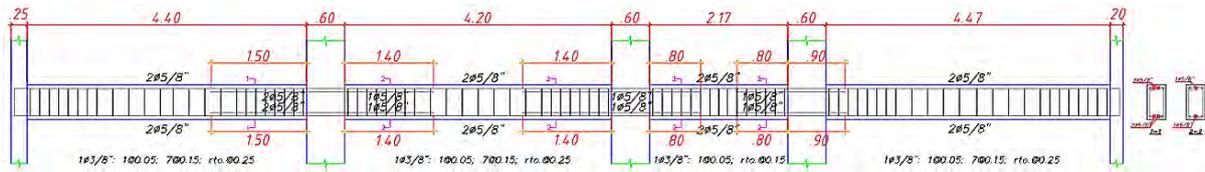


Figura 6.3. Diseño final de la Viga V-01

Viga V-06 (0.30 X 0.55):

Diseño por flexión

Esta viga está conformada por tres tramos con una sección de 30 cm x 55 cm; donde un tramo es un volado de poca longitud, por lo que se idealizó como si tuviese solo dos tramos, y si hubiera que colocar bastones de refuerzo en el extremo del tramo contiguo al volado, estos bastones se prolongarían hasta cubrir la totalidad de ese volado.

En primer lugar, se presenta las fuerzas internas (momentos) actuantes tanto en el centro como en los extremos de esta viga, tal como se señala en la Tabla 6.10:

Tabla 6.10.
Momentos internos en la viga V-06

Tramo	C-B	B-C	B-A	A-B
M CM (t-m)	5.46	14.50	14.62	0.00
M CV (t-m)	1.41	3.52	3.43	0.00
M SX (t-m)	1.03	1.71	3.39	0.00
M SY (t-m)	9.37	8.74	3.50	0.00
	4.75		2.96	

Seguidamente, se presenta en la Figura 6.4. el diagrama de las envolventes de momentos flectores para la viga escogida:

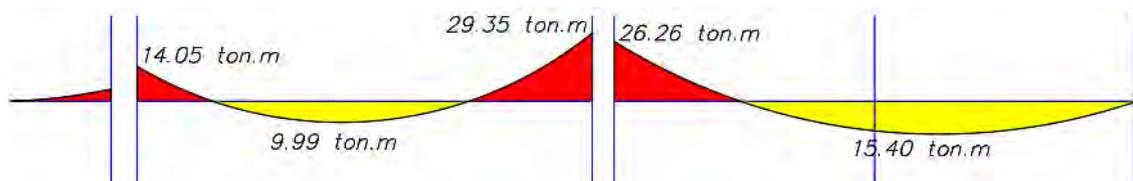


Figura 6.4. Modelo de viga V-06 con sus momentos últimos respectivos

Luego, se presenta de forma tabulada los momentos últimos con los que se realizó el diseño para los tramos de dicha viga, tal como se aprecia en la Tabla 6.11:

Tabla 6.11.
Momentos últimos en la viga V-06

Tramo	D-C	C-D	C-A	A-C
Mu- (t-m)	14.05	29.35	26.26	0.00
Mu+ (t-m)		9.99		15.40

Posterior a ello, se determinó los aceros mínimos y máximos para el diseño del acero de las vigas, se realizaron los cálculos para la viga escogida. Los resultados son los siguientes:

$$\text{As mínimo} = 0.7 \times \sqrt{210 \times 30 \times 49} / 4200 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{As máximo} = 0.75 \times 0.85^2 \times 210 \times 30 \times 49 \times 0.003 / (0.0051 \times 4200) = 23.43 \text{ cm}^2$$

A partir de los aceros mínimos y máximos se puede verificar si el acero requerido obtenido es excedente o insuficiente. Estas respuestas se muestran en la Tabla 6.12:

Tabla 6.12.
Diseño por flexión de la viga V-06

Tramo	Mu	Acero req	Barras	Acero inst	$\Phi * Mn$	Acero a cara de viga	$\Phi * Mn$ a la cara	En nudo: Mn+>Mn- /3
D-C	(t.m)	(cm2)		(cm2)	(t.m)	(cm2)	(t.m)	
-	14.05	8.11	2 Φ 3/4"+ bastón 1 Φ 3/4"	8.52	14.71	8.52	14.71	correcto
+	9.99	5.65	2 Φ 3/4"	5.68	10.04	5.68	10.04	correcto
-	29.35	18.62	2 Φ 3/4"+ bastón 1 Φ 3/4"+ bastones 2 Φ 1"	18.72	29.48	18.72	29.48	-
Tramo C-A								
-	26.26	16.31	2 Φ 3/4"+ bastón 1 Φ 3/4"+ bastones 2 Φ 1"	18.72	29.48	18.72	29.48	correcto
+	15.40	8.96	2 Φ 3/4"+ bastones 2 Φ 5/8"	9.68	16.54	5.68	10.04	correcto
-	0.00	0.00	2 Φ 3/4"	5.68	10.04	5.68	10.04	-

Diseño por cortante y capacidad

A continuación, en la Figura 6.5. se presenta el diagrama de las envolventes de fuerzas cortantes para la viga escogida.

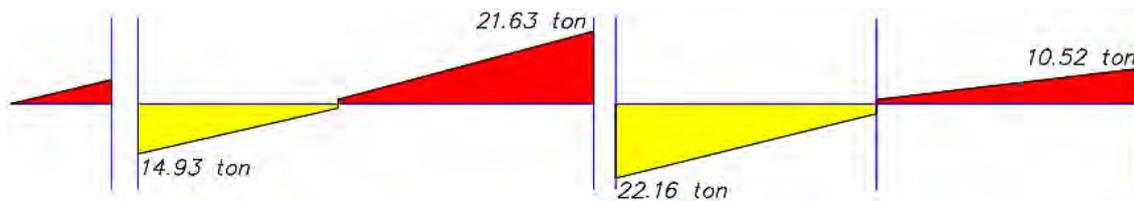


Figura 6.5. Modelo de viga V-06 con sus cortantes últimas respectivas

Adentro de zona de confinamiento: $s = 15 \text{ cm}$

Afuera de zona de confinamiento: $s = d/2 = 49/2 = 25 \text{ cm}$

Y en base a ellos determina el ϕV_n que puede resistir dicha **viga V-06 (0.30x0.55)** con el espaciamiento escogido y verificar que este sea mayor al cortante ultimo obtenido; esto se realizó para cortante y capacidad, como se puede apreciar en la Tabla 6.13, 6.14, 6.15 y 6.16:

Tabla 6.13.
Determinación del ϕV_n para la viga V-06 según sendos espaciamientos escogidos

b (cm)	h (cm)	d (cm)	A_v (cm ²)	s (cm)	V_c (t)	ϕV_c (t)	V_s (t)	ϕV_s (t)	ϕV_n (t)
30	55	49	1.42	15	11.29	9.60	19.48	16.56	26.16
				25					

Se presenta las fuerzas internas (cortantes) que se presentan en los extremos y centro de esta viga:

Tabla 6.14.
Fuerzas cortantes internas en la viga V-06

Tramo	D-C	C-D	C-A	A-C
V CM (t)	7.90	11.83	12.08	5.88
V CV (t)	2.27	3.07	3.16	1.31
V SX (t)	0.49	0.49	0.63	0.52
V SY (t)	3.41	3.41	0.20	0.99

Tabla 6.15.
Diseño por cortante de la viga V-06

Tramo D-C	V máx cara (t)	V a "d" de cara (t)	S (cm)	ϕV_n (t)	V a 1.10m de cara (t)	S (cm)	ϕV_n (t)
Izquierda derecha	14.93	12.10	15	26.16	8.32	25	19.53
	21.63	18.60	15	26.16	14.89	25	19.53
Tramo C-A izquierda derecha	22.16	19.33	15	26.16	15.40	25	19.53
	10.52	8.75	15	26.16	6.29	25	19.53

Luego, se aprecia el diseño por capacidad de esta viga:

Tabla 6.16.
Diseño por capacidad de la viga V-06

Tramo D-C	Vu1 (t)	Vu2 (t)	V menor (t)	Vu análisis (t)	V mayor (t)	S (cm)	PhiVn (t)
Izquierda	20.79	18.69	18.69	12.10	18.69	15	26.16
derecha	27.96	25.85	25.85	18.60	25.85	15	26.16
Tramo C-A							
izquierda	21.71	16.05	16.05	19.33	19.33	15	26.16
derecha	19.12	14.59	14.59	8.75	14.59	15	26.16

Entonces, se determinó que el los ϕVn son mayores a los Vu en todos los casos, por lo que esos espaciamientos serían los definitivos y se culminaría ambos diseños.

Corte de acero

Análogo al caso de la primera viga analizada, para la **viga V-06**, se presenta la Tabla 6.17, que resume dicho análisis:

Tabla 6.17.
Distancias de corte de acero para la viga V-06

Tramo D-C	Barras	Distancia 1 (m)	Distancia 2 (m)	Dist escogida (m)
-	Bastón 1 ϕ 3/4"	0.79	1.73	1.80
+	-	0	0	0
-	Bastón 1 ϕ 3/4" + bastones 2 ϕ 1"	1.56	1.73	1.80
Tramo C-A				
-	Bastón 1 ϕ 3/4" + bastones 2 ϕ 1"	1.45	1.95	2.00
+	Bastón 1 ϕ 1"	2.14	1.17	2.20
-	-	0	0	0

Nota: El mayor momento positivo del segundo tramo se ubica a 3.08 m desde la izquierda.

A continuación, se presenta el diseño final de la **Viga V-06 (0.30x0.55)**.

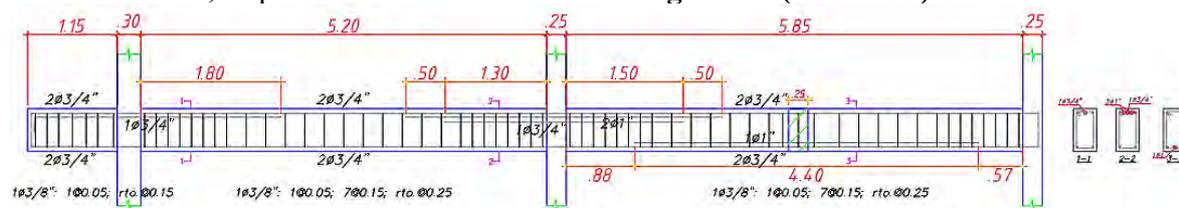


Figura 6.6. Diseño final de la Viga V-06

6.6. Diseño de vigas chatas

Diseño por flexión

Mediante este diseño se busca que el momento resistente o de diseño supere en magnitud a los momentos últimos o actuantes. A modo de ejemplo, se diseñará la viga chata V-CH 30 cm que se ubica en el eje B, entre los ejes 2 y 3; identificado en el plano con el corte 1-1.

Como este elemento se idealiza como simplemente apoyado en sus dos extremos, solo contara con el momento último positivo que delimitara el diseño: $Mu+ = 3.57$ t.m.

Luego, se determinó los aceros mínimos y máximos para el diseño del acero de las vigas, se realizaron los cálculos para la viga escogida. Los resultados son los siguientes:

$$As \text{ mínimo} = 0.7 \times \sqrt{210 \times 35 \times 17} / 4200 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ máximo} = 0.75 \times 0.85^2 \times 210 \times 35 \times 17 \times 0.003 / (0.0051 \times 4200) = 9.49 \text{ cm}^2$$

A partir de los aceros mínimos y máximos se puede verificar si el acero requerido obtenido es excedente o insuficiente. Estas respuestas se muestran en la Tabla 6.18:

Tabla 6.18.
Diseño por flexión de la viga chata analizada

1-1	Mu (t.m)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	A req (cm ²)	Barras	A ins (cm ²)	Φ Mn (t.m)	Mn (t.m)
-	0.00	1.23	8.13	0.00	3Φ3/8"	2.13	1.30	1.45
+	3.57	1.23	8.13	6.35	5Φ1/2"	6.45	3.53	3.92
-	0.00	1.23	8.13	0.00	3Φ3/8"	2.13	1.30	1.45

Diseño por cortante

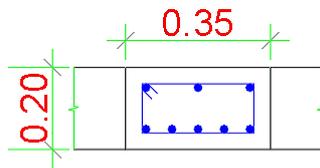
De manera análoga al caso de vigas peraltadas, aquí se deberá determinar una fuerza cortante que sea mayor a la cortante ultima ($\phi Vc > Vu$), donde que el estribo propuesto es de 8 mm; entonces, se cuenta con lo siguiente:

Tabla 6.19.
Determinación del ϕVc para la viga chata analizada

b (cm)	h (cm)	d (cm)	Vu (t)	Vc (t)	ϕVc (t)
35	20	17	2.95	4.57	3.88

Por lo que se verifica que ϕV_c (3.88 t) es mayor a V_u (2.95 t),

Finalmente, se presenta el corte de esta viga chata, en la Figura 6.7:



CORTE 1

3Ø3/8" (sup.)

5Ø1/2" (inf.)

□ Ø8mm@.25

Figura 6.7. Presentación de corte de la viga chata analizada



7. DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES

7.1. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas cumplen la función de transmitir las cargas de los elementos horizontales hacia la cimentación. Estos elementos trabajan a flexocompresión o a flexión y se diseñarán con las combinaciones de cargas sísmicas y de gravedad.

7.1.1. Metrado de cargas

Se indica el metrado realizado para la columna C4 (eje D-3), indicando el peso total que carga este elemento (considerando los 8 pisos en total).

Tabla 7.1.
Resumen de metrado de cargas para columna analizada

Columna	Elementos	Áreas (m ²)	Carga para 1 piso (kg)	Carga total (kg)
C4 (eje D-3)		CM		
	Peso propio	0.18	1253	10027
	Aligerado de 20 cm	15.80	4740	37930
	Maciza de 20 cm	2.35	1128	9027
	Viga, h = 55 cm	2.55	3366	26935
	Piso terminado, 5 cm	19.59	1959	15676
	CM (TOTAL):		12446	99595
	CV			
Vivienda	19.59	3918	31345	

7.1.2. Elección del diseño para un elemento vertical

Los elementos verticales, columnas, se pueden diseñar por flexocompresión o flexión simple, para decidir con cuál de los dos se diseñará se utiliza la Ecuación 47.

$$P_u < 0.1 * f'_c * A_g \quad (\text{Ecuación 47})$$

Si se cumple esto, entonces, se diseñará a flexión simple, de caso contrario, por flexocompresión. Ello se resume en la Tabla 7.2.:

Tabla 7.2.
Determinación del diseño para la columna C4 (eje D-3)

Columna	P _u (t)	0.1 x f'c x A _g (t)	P _u < 0.1*f'c*Ag	Diseño
C4 (eje D-3)	208.58	37.80	No	Flexocompresión

7.1.3. Diseño por flexocompresión

Para este diseño se analizará la sección transversal de la columna, donde primero se asumirá una determinada distribución de aceros y se obtendrá el diagrama de interacción (detallado en el punto 5.3.). Para ello primero se probará con la cuantía mínima - igual o ligeramente mayor a 1% - y se verificará si dicha configuración cumple con todas las combinaciones de la columna; y si no fuese así, se aumentará la cuantía hasta lograr que todos los puntos obtenidos de las combinaciones cumplan con el diagrama de interacción.

Cabe señalar que la Norma E.060, en su artículo 21.4.5.1, indica que la cuantía de acero para columnas debe estar entre 1% y 6%; donde si se superase el valor de 4% será necesario especificar el detalle de la armadura en la unión viga-columna.

A continuación, se realizará el diseño de la columna C4 (eje D-3), que cuenta con las dimensiones de: 30 x 60 cm y con una cuantía de 1.08%. A partir de estos datos se obtiene el diagrama de interacción, en este diagrama se ubicarán todas las combinaciones de gravedad y sismo.

Cuantía Mínima: $(30 \times 60) \times 0.01 = 18.00 \text{ cm}^2$

Acero Instalado: 4 barras de 5/8" + 4 barras de 3/4" = 19.36 cm²

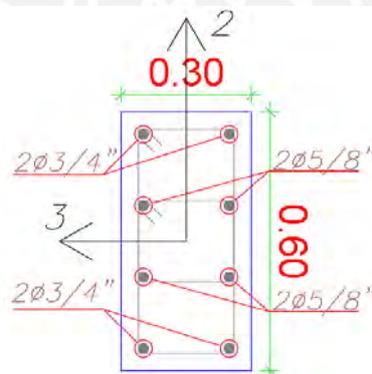


Figura 7.1. Disposición de armadura y ejes locales para la columna C4 (eje D-3)

Tabla 7.3.
Combinaciones de carga para la columna C4 (eje D-3)

Cargas y sus Combinaciones	P (t)	V2 (t)	V3 (t)	M2 (t-m)	M3 (t-m)
Cargas					
MUERTA	-118.94	-0.17	-0.91	-0.75	-0.40
VIVA	-24.75	-0.06	-0.35	-0.30	-0.10
SISMO X	27.56	2.01	0.66	0.93	3.81
SISMO Y	15.56	1.71	0.89	1.57	3.24
Combinaciones					
1.4CM+1.7CV	208.58	-0.34	-1.87	-1.57	-0.74
1.25(CM+CV)+SX	207.16	1.72	-0.92	-0.39	3.18
1.25(CM+CV)-SX	152.05	-2.29	-2.23	-2.25	-4.44
0.9CM+SX	134.60	1.85	-0.16	0.25	3.45
0.9CM-SX	79.49	-2.16	-1.48	-1.61	-4.17
1.25(CM+CV)+SY	195.16	1.43	-0.69	0.25	2.61
1.25(CM+CV)-SY	164.05	-2.00	-2.46	-2.89	-3.87
0.9CM+SY	122.60	1.56	0.06	0.89	2.88
0.9CM-SY	91.49	-1.87	-1.71	-2.25	-3.60

Entonces, se determinó que con la cuantía escogida si se lograba controlar todas las combinaciones para la columna en cuestión, tal cual como se aprecia en la Figura 7.2.:

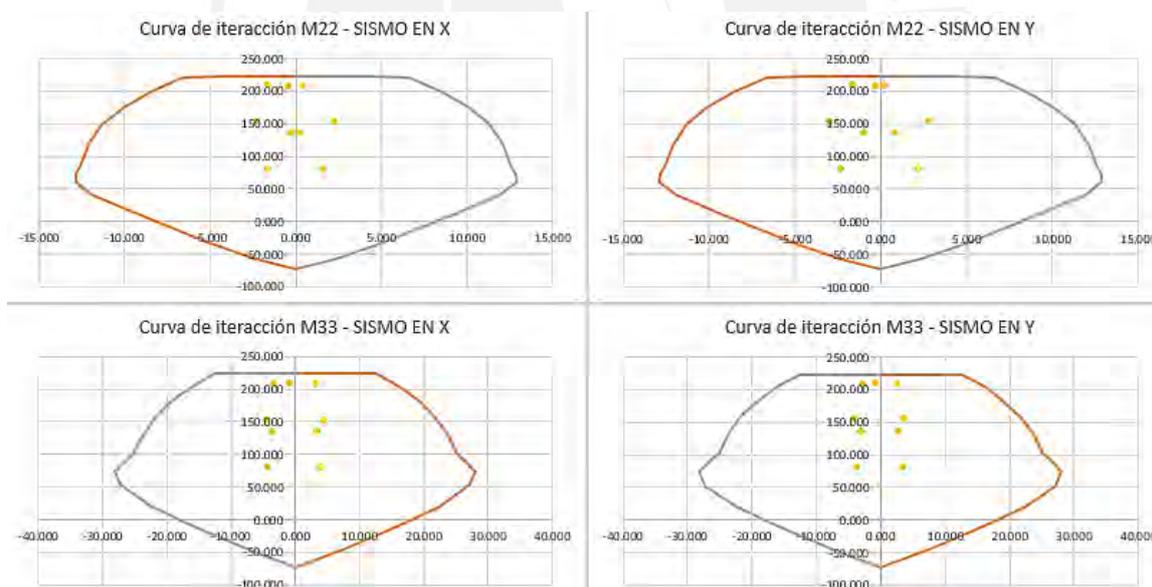


Figura 7.2. Diagramas de interacción para la columna C4 (eje D-3)

Comprobando así que dicha configuración de aceros cumple con el diseño por flexocompresión.

7.1.4. Diseño por cortante y capacidad

Para el diseño por capacidad se procede a obtener el mayor momento nominal del diagrama de interacción, el cual será 32.3 t.m, para una carga última de 208.58 t. Entonces, la primera cortante de capacidad será obtenida como: $V_{u1} = (32.3 + 32.3) / 2.35 + 1.25 \times (0.17 + 0.06) = 27.78 \text{ t}$.

Mientras que la segunda cortante por capacidad se calculará amplificando el sismo por 2.5, obteniendo: $V_{u2} = 1.25 \times (0.17 + 0.06) + 2.5 \times 2.01 = 5.31 \text{ t}$.

De esos 2 valores, se escogerá al menor, el cual será 5.31 t; mientras que el ϕV_c será:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{208.58}{140 \times 30 \times 60} \right) \times 30 \times 54 / 1000 = 10.58 \text{ t}$$

(Ecuación 48)

En base a que el $\phi V_c > V_u$, el espaciamiento de los estribos sería el de estribos de montaje.

Así entonces, se determinan los parámetros mencionados en líneas anteriores:

Longitud de confinamiento “Lo”:

- 1/6 de la luz de columna: $2.35 / 6 = 39 \text{ cm}$
- Mayor dimensión de la sección transversal: 60 cm
- 50 cm

Entonces, se escoger el mayor valor: 60 cm.

Espaciamiento de confinamiento “So”:

- 8 veces el diámetro de barra longitudinal: $8 \times 1.905 = 15.2 \text{ cm}$
- Mitad de la menor dimensión de la sección transversal: $30 / 2 = 15 \text{ cm}$
- 10 cm

Entonces, se escoger el menor valor: 10 cm.

Espaciamiento fuera de la longitud de confinamiento:

- 16 veces el menor diámetro de barra longitudinal: $16 \times 1.905 = 40.64 \text{ cm}$

- 48 veces el diámetro del estribo 3/8": $48 \times 2.54 \times 3/8 = 45.72 \text{ cm}$
- Menor dimensión de la sección transversal: 30 cm
- 30 cm

Entonces, se escoger el menor valor: 30 cm.

Por lo tanto, el estribaje de la columna C4 (eje D-3) quedaría así: **$\emptyset 3/8$ " : 1@0.05 m, 6 @0.10 m, resto @ 0.30 m desde cada extremo**

Finalmente, el armado de aceros longitudinales y estribaje de la columna correspondiente quedarían tal cual señala la Figura 7.3:

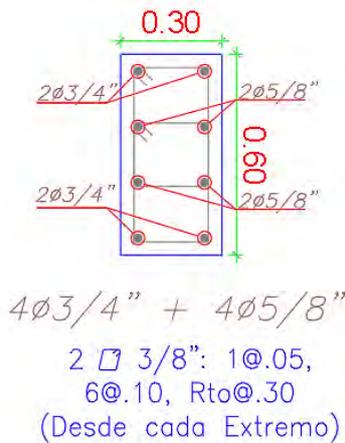


Figura 7.3. Presentación del diseño final de la columna C4 (eje D-3)

7.2. DISEÑO DE MUROS DE CORTE O PLACAS

Los muros de corte, más conocidos en el medio peruano como placas, son elementos encargados de resistir el mayor porcentaje de fuerza sísmica y brindarle mayor rigidez a la estructura, lo cual permite controlar las derivas, los desplazamientos y entre otros. Para estos elementos, se coloca los aceros principales en los extremos, denominados núcleos de confinamiento; mientras que se opta por colocar menor cantidad de aceros repartidos a lo largo de todo el muro, salvo se requiera mediante el análisis de una forma diferente. Finalmente, el análisis de este elemento dependerá si es catalogado como muro esbelto o muro bajo.

Muro esbelto ($H/L > 2$):

Es considerado así cuando el cociente entre su altura y longitud total es mayor a 2. Este tipo de muro no es capaz de resistir de forma eficiente el cortante horizontal, necesitando de un refuerzo distribuido horizontal para solventar dicho inconveniente. Asimismo, su comportamiento se asemeja al de una viga en voladizo, el cual presenta esfuerzos de compresión y tracción cercana a los extremos y bordes del muro. Respecto al diseño, se sigue el mismo criterio que el de columnas, es decir, ser analizado por flexocompresión, mediante el diagrama de interacción y cargas del muro.

Muro bajo ($H/L < 2$):

Es considerado así cuando el cociente entre su altura y longitud total es menor a 2. A diferencia de los muros esbeltos, estos si son capaces de controlar de forma eficiente la fuerza cortante horizontal; no obstante, este tipo de muro ya no cumple con la hipótesis de flexión o flexocompresión, pues su comportamiento se asemeja más al de una viga de gran peralte. Además, al presentar cargas de gravedad relativamente pequeñas, el aporte a la resistencia al corte de la carga axial es despreciable; por ello, no es necesario emplear núcleos de confinamiento en los extremos del muro. Finalmente, se menciona que este tipo de muro suele presentar fallas por deslizamiento debido a la poca carga axial y también fallas por corte o tracción.

Respecto a los refuerzos mínimos horizontales y verticales, se emplean los indicados en el artículo 14.3. de la Norma E.060, señalados en la Tabla 7.4:

Tabla 7.4.
Valores para refuerzo mínimo de placas

Condición	P horizontal mínima	P vertical mínima
$V_u > \phi V_c / 2$	0.0025	0.0025
$V_u < \phi V_c / 2$	0.0020	0.0015

Nota. Recuperado de "Concreto Armado", del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2009.

Asimismo, respecto al espaciamiento de esos refuerzos, se establece que debe ser como máximo el mínimo valor entre 40 cm o 3 veces el espesor de la placa.

7.2.1. Metrado de cargas

Se indica el metrado realizado para para la placa PL1, indicando el peso total que carga este elemento.

Tabla 7.5.

Resumen de metrado de cargas de placa analizada

Placas	Elementos	Áreas (m ²)	Carga para 1 piso (kg)	Carga total (kg)
		CM		
	Peso propio	0.91	6334	50678
	Aligerado de 20 cm	5.94	1782	14257
	Maciza de 20 cm	4.18	2006	16050
PL1	Viga, h = 55 cm	0.97	1280	10241
	Piso terminado, 5 cm	11.09	1109	8873
	CM (TOTAL):		12511	100099
		CV		
	Vivienda	11.09	2218	17746

7.2.2. Núcleos de confinamiento

En el artículo 21.9.7.4. de la Norma E.060, se señala que es necesario emplear núcleos de confinamiento siempre y cuando la profundidad del eje neutro (C) sea menor al C límite, expresado en la Ecuación 49:

$$C \text{ límite} = \frac{Lm}{600 \times \left(\frac{\delta u}{Hm}\right)} \quad (\text{Ecuación 49})$$

Donde:

- Lm es la longitud del muro en el plano horizontal
- Hm es la altura total del muro
- δu es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en la parte más alta del muro.

Además, en caso se requiera el uso de núcleos confinados, la Norma indica que esta no deberá ser menor a C/2 o C – 0.1 x Lm. También se señala que, según el ACI 318-19, se establece

que, para cualquier valor de esbeltez, un muro de corte debe poseer núcleos confinados con una longitud no menor al 15% de la longitud total del muro.

Respecto a los estribos de confinamiento, la Norma E.060, en su artículo 21.9.7.6, señala que el espaciamiento no debe ser menor al de las siguientes condiciones:

- 10 veces el menor diámetro de barra longitudinal confinada
- La menor dimensión de la sección transversal
- 25 cm

7.2.3. Diseño por flexocompresión

Este diseño se realizará de forma similar al de las columnas; a modo de ejemplo se diseñará la placa PL1. Dicha placa presenta una viga que se conecta con un tramo considerable del muro y por ello el núcleo confinado del extremo inferior ya no sería aproximadamente el 15% de la longitud del muro, sino abarcaría una dimensión que cubra por lo menos hasta la intersección de muro con viga.

Se procederá a determinar la esbeltez del muro, para saber qué tipo de análisis se efectuará: L_m es 3.65 m, el espesor es 0.25 m y la altura total del muro H_m es de 8 pisos por 2.9 m cada uno, es decir 23.2 m; por lo que el valor de esbeltez es igual a $H_m / L_m = 23.2 / 3.65 = 6.36 > 2$, con lo que se cataloga a este muro como un muro esbelto, es decir sometido a flexocompresión y cortante.

A continuación, se presenta la distribución de la armadura de acero y los ejes respectivos, de esta placa o muro.

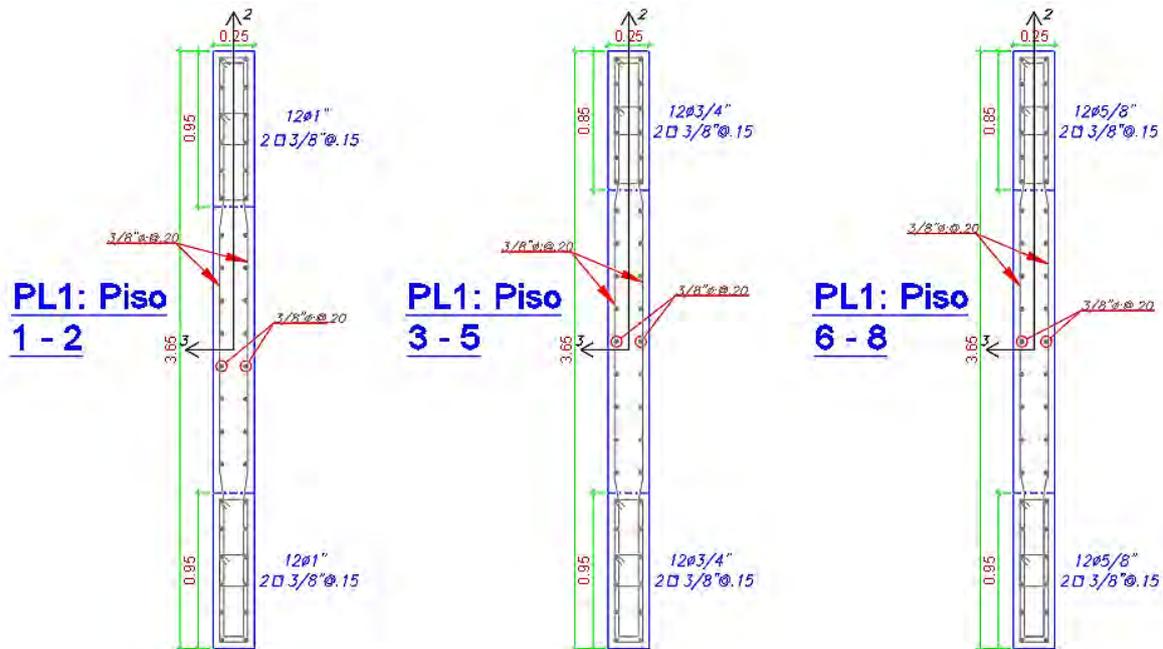


Figura 7.4. Disposición de armadura y ejes locales para la placa PL1 según cada nivel

Núcleo de confinamiento:

Se procede a hallar el C límite según lo explicado en el presente documento, ello se detalla en la Ecuación 50:

$$C \text{ límite} = \frac{3.65 \text{ m}}{600 \times \left(\frac{0.03017 \text{ m}}{23.2 \text{ m}} \right)} = 4.68 \text{ m} \quad (\text{Ecuación 50})$$

Para determinar la longitud del eje neutro, se muestra la Tabla 7.6, donde se realizaron iteraciones hasta determinar la longitud del eje neutro con la que se obtenga la resultante máxima de P_u . Entonces, según la disposición de acero escogida, se obtuvo lo siguiente:

Tabla 7.6.

Distribución de acero y fuerzas correspondientes para la placa PL1

Fila	Área acero (cm ²)	Y (cm)	Numero de barras	Área de sección (cm ²)	Deformación unitaria	Fuerza (t)	Brazo (cm)	Mn (t-m)
1	5.10	317.5	12	61.20	0.0016	197.08	135.00	266.06
2	0.71	252.5	2	1.42	-0.0003	-0.83	70.00	-0.58
3	0.71	232.5	2	1.42	-0.0009	-2.49	50.00	-1.25
4	0.71	212.5	2	1.42	-0.0015	-4.15	30.00	-1.25
5	0.71	192.5	2	1.42	-0.0020	-5.81	10.00	-0.58
6	0.71	172.5	2	1.42	-0.0026	-5.96	-10.00	0.60
7	0.71	152.5	2	1.42	-0.0032	-5.96	-30.00	1.79
8	0.71	132.5	2	1.42	-0.0038	-5.96	-50.00	2.98
9	0.71	112.5	2	1.42	-0.0044	-5.96	-70.00	4.17
10	5.10	47.5	12	61.20	-0.0063	-257.04	-135.00	347.00
Cc	-	-	-	-	-	388.90	138.93	540.28

Así entonces, para obtener una fuerza resultante máxima (P_u máx.) de 291.79 t, se necesitó un C de 1.025 m. Debido a que el C límite (4.68 m) tiene un valor mayor al de la longitud del eje neutro C (1.025 m), no sería necesario el uso de núcleos confinados; sin embargo, según las recomendaciones del ACI 318-19 es importante emplear dichos elementos para garantizar un buen desempeño.

A partir del programa ETABS, se obtuvieron las cargas en la base del muro PL1 y las combinaciones de cargas necesarias; asimismo, según el artículo 31 de la Norma E.030, “Redundancia”, se determinó que sobre este elemento actúa una fuerza mayor al 30% de la fuerza cortante horizontal en por lo menos uno de sus entrepisos, por lo que se aumentan las cargas correspondientes en un 25% de dicha fuerza. Lo que se aprecia en la Tabla 7.7 y Figura 7.5; así también, se muestra los diagramas de interacción obtenidos del muro:

Tabla 7.7.
Combinaciones de cargas ampliadas en la base de la placa PL1

Combinaciones	P (t)	V2 (t)	V3 (t)	M2 (t-m)	M3 (t-m)
Cargas					
MUERTA	-144.63	0.66	0.02	0.22	45.11
VIVA	-21.50	0.13	0.00	0.05	8.49
SISMO X	52.72	45.85	0.61	2.26	350.62
SISMO Y	67.30	72.66	0.37	1.68	563.55
Combinaciones					
1.25 x SISMO X	65.90	57.32	0.76	2.82	438.28
1.25 x SISMO Y	84.13	90.82	0.46	2.10	704.43
1.4CM+1.7CV	239.03	1.14	0.03	0.38	77.59
1.25(CM+CV)+SX	273.56	58.30	0.78	3.15	505.28
1.25(CM+CV)-SX	141.76	-56.33	-0.73	-2.49	-371.28
0.9CM+SX	196.07	57.91	0.77	3.02	478.88
0.9CM-SX	64.27	-56.72	-0.74	-2.63	-397.68
1.25(CM+CV)+SY	291.79	91.81	0.49	2.43	771.43
1.25(CM+CV)-SY	123.53	-89.84	-0.44	-1.78	-637.43
0.9CM+SY	214.30	91.41	0.48	2.30	745.03
0.9CM-SY	46.04	-90.23	-0.45	-1.91	-663.83

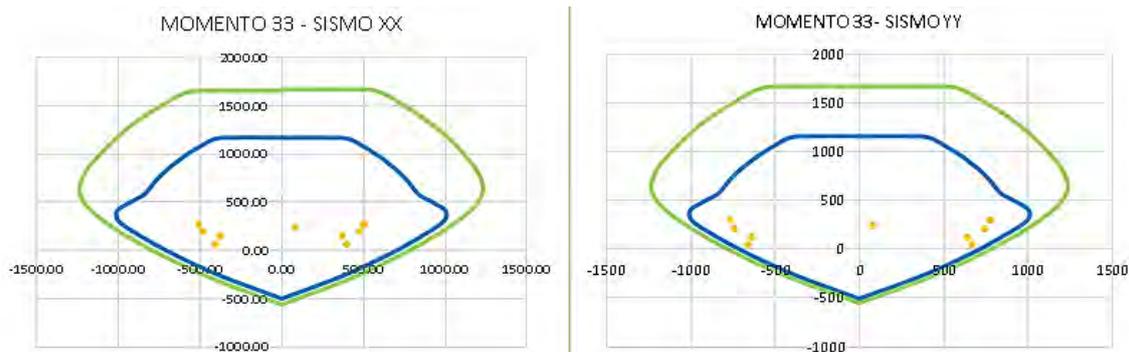


Figura 7.5. Diagrama de interacción para los pisos 1 y 2 de la placa analizada en dirección X (izquierda) e Y (derecha)

Espaciamiento de estribos:

Para determinar el espaciamiento, se deberá escoger el menor de los siguientes valores:

- 10 veces el menor diámetro del acero longitudinal: $10 \times 2.54 \times 3/4 = 19.05$ cm
- Menor dimensión de la sección transversal del muro: 25 cm
- 25 cm

Por lo tanto, el espaciamiento de los estribos será menor a 19.05, es decir, **15 cm**.

Asimismo, se determinará la altura necesaria para el confinamiento, el cual será el mayor de los siguientes valores:

- Longitud del muro: 3.65 m
- $M_u / (4 \times V_u)$: $771.43 / (4 \times 91.81) = 2.10$ m
- Los dos primeros pisos: 5.8 m

Por lo tanto, la altura de confinamiento es de 5.8 m. No obstante, para no interrumpir la configuración del muro y/o generar variaciones en la rigidez del edificio, se decidió prolongar la altura de confinamiento hasta el tope o altura máxima de dicho muro, reduciendo gradualmente, según sea conveniente, las dimensiones de los núcleos de confinamiento.

PARA PISOS 3, 4 Y 5:

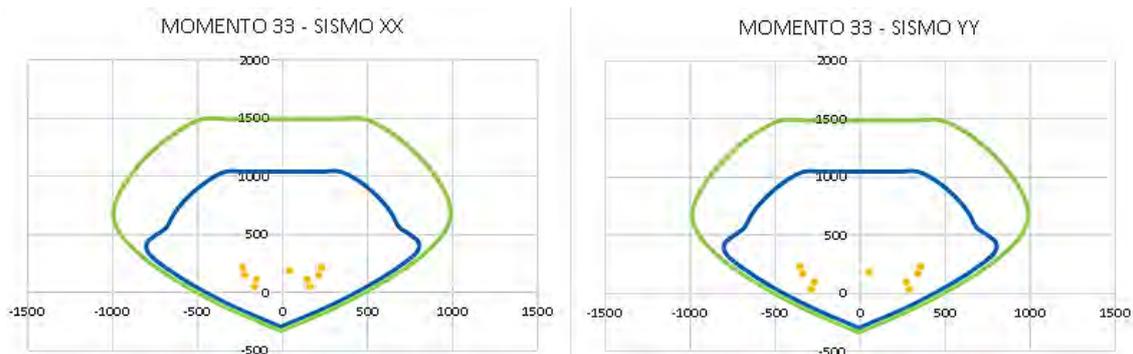


Figura 7.6. Diagrama de interacción para los pisos 3, 4 y 5 de la placa analizada en dirección X (izquierda) e Y (derecha)

PARA PISOS 6, 7 Y 8:



Figura 7.7. Diagrama de interacción para los pisos 6, 7 y 8 de la placa analizada en dirección X (izquierda) e Y (derecha)

7.2.4. Diseño por cortante y capacidad

De las combinaciones de carga última obtenidas anteriormente, se cuenta con una cortante última de 91.81 t. Para determinar la cortante de diseño por capacidad, se obtiene el momento último (el máximo de las combinaciones) y momento nominal (del diagrama de interacción).

De las combinaciones, se obtiene una carga de 291.79 t, momento último de 771.43 t-m y momento nominal de 1015 t-m. Entonces, la cortante ultima por capacidad es la indicada en la

Ecuación 51:

$$Vuc = 91.81 \times \frac{1015}{771.43} = 120.79 \text{ t} \quad (\text{Ecuación 51})$$

Referente al aporte de concreto al corte, se sabe que la relación de esbeltez es mayor a 2, por lo que el factor Alpha es 0.53; entonces la cortante ϕV_c será:

$$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 3.65 \times 0.25 \times 10 = 47.66 \text{ t} \quad (\text{Ecuación 52})$$

Como la resistencia al corte del concreto es menor al V_u , se calculará la resistencia al corte del acero V_s , como indica la Ecuación 53:

$$V_s = \frac{(118.41 - 47.66)}{0.85} = 83.24 \text{ t} \quad (\text{Ecuación 53})$$

Posteriormente, se determinará la resistencia total al corte ϕV_n y su valor nominal máximo, mostrados en la Ecuación 54 y 55, respectivamente.

$$\phi V_n = 47.66 + 0.85 \times 83.24 = 118.41 \text{ t} \quad (\text{Ecuación 54})$$

$$\phi V_n \text{ max} = 0.85 \times 2.63 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 3.65 \times 0.25 \times 10 = 236.49 \text{ t} \quad (\text{Ecuación 55})$$

Entonces, el valor por considerar es de ϕV_n igual a 118.41 t. Asimismo, el acero a colocar como refuerzo horizontal serán de fierros de 3/8" a dos capas; entonces, el A_s es 1.42 cm² y considerando un espaciamiento de 20 cm se obtiene un ϕV_n de:

$$\phi V_n = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4200 \times 0.8 \times 3.65}{20 \times 10} + 47.66 = 121.67 \text{ t} \quad (\text{Ecuación 56})$$

Al ser ϕV_n (121.67 t) > V_u (120.79 t), el espaciamiento y acero instalado es el óptimo. Asimismo, se cumple con el espaciamiento máximo indicado en la Norma, el cual sería de 40 cm.

Puesto que $V_u > \phi V_c/2$, las cuantías mínimas horizontal y vertical deben ser 0.0025. Por ello la cuantía vertical se considerará la mínima para cumplir con lo establecido en la Norma; entonces, la distribución de acero horizontal y vertical será de 3/8" @ 20 cm (cuantía de 0.0028).

Entonces, el armado de aceros longitudinales y estribaje de la placa o muro PL1 quedarían tal cual señaló la Figura 7.4, anteriormente.

8. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Los cimientos o cimentaciones reciben cargas de las columnas y placas, y son los encargados de transmitir las al suelo sin sobrepasar la resistencia con la que cuenta dicho terreno.

Se cuenta con el valor de presión admisible del suelo de la ciudad de Lima de 4.5 kg/cm².

Mientras que el valor de la profundidad de cimentación (Df) es igual a 1.60 m; asumiendo que el terreno se encuentra alineado con 0 metros de elevación.

8.1. Metrado de cargas

Se indica los metrados de carga realizados para las zapatas que cargaran a las columnas C4 (eje D-3), C1 (eje A-2) y C3 (eje C-2); así como la placa PL1. Todo ello se aprecia en la Tabla 8.1., mostrada a continuación:

Tabla 8.1.
Resumen de metrado de cargas de cimentaciones

Elementos	Elementos	Áreas (m ²)	Carga para 1 piso (kg)	Carga total (kg)
		CM		
	Peso propio columna	0.18	1253	10025
	Aligerado de 20 cm	15.80	4740	37924
C4 (eje D-3)	Maciza de 20 cm	2.35	1128	9025
	Viga, h = 55 cm	2.55	3366	26931
	Piso terminado, 5 cm	19.59	1959	15673
	CM (TOTAL):		12446	99578
			CV	
	Vivienda	19.59	3918	31347
		CM		
	Peso propio columna	0.24	1671	13369
	Aligerado de 20 cm	8.49	2547	20378
C1 (eje A-2)	Viga, h = 55 cm	1.30	1716	13729
	Piso terminado, 5 cm	8.91	891	7128
	CM (TOTAL):		6825	54604
		CV		
	Vivienda	8.91	1782	14257
		CM		
	Peso propio columna	0.15	1044	8353
C3 (eje C-2)	Aligerado de 20 cm	6.63	1989	15913
	Maciza de 20 cm	3.06	1469	11753
	Viga, h = 55 cm	1.55	2046	16370
	Piso terminado, 5 cm	10.30	1030	8241

	CM (TOTAL):	7578	60630
	CV		
	Vivienda	10.30	2060
		2060	16482
	CM		
	Peso propio placa	0.91	6334
	Aligerado de 20 cm	5.94	1782
	Maciza de 20 cm	4.18	2006
PL1	Viga, h = 55 cm	0.97	1280
	Piso terminado, 5 cm	11.09	1109
	CM (TOTAL):	12511	100099
	CV		
	Vivienda	11.09	2218
		2218	17746

8.2. Dimensionamiento

Los esfuerzos que transmite la cimentación deben ser menores a los admisibles del suelo. Para el predimensionamiento se debe considerar la siguiente expresión, donde se obtendrá su área de la cimentación, indicada mediante la Ecuación 57:

$$\text{Área tentativa} = \frac{(1+\%PP) \times (P_{CM} + P_{CV})}{(0.9 \times \sigma_{adm})} \quad (\text{Ecuación 57})$$

El valor del porcentaje del peso propio será 5%. Además, es importante mencionar que en el artículo 15.2.4 de la Norma E.060, se permite que la presión admisible del suelo se incremente en un 30%, para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, como las de sismo.

Es a partir de esa área que se empieza a plantear valores de las dimensiones de las zapatas, luego se verifica los esfuerzos que se generan por momentos y cargas en dichos elementos mediante la Ecuación 5 y Ecuación 59:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx.Cy}{Ix} \quad (\text{Ecuación 58})$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My.Cx}{Iy} \quad (\text{Ecuación 59})$$

8.3. Verificación por corte por punzonamiento

Se realizará la verificación por punzonamiento mediante las siguientes expresiones:

$$V_u = \sigma_u \times (A_{total} - A_o) \quad (\text{Ecuación 60})$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} \cdot b_o d \quad (\text{Ecuación 61})$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'c} b_o d \quad (\text{Ecuación 62})$$

Donde:

b_o : Perímetro de la sección crítica

D: Peralte efectiva de zapata

α : Parámetro asignado según posición del elemento vertical: 40, elemento centrado; 30, de borde; y 20, en esquina.

β : Cociente de la dimensión mayor entre la menor

A_o : Área de la sección crítica

σ_u : Esfuerzo de diseño

V_u : Cortante de diseño

Se verificará que el cortante de concreto es mayor a la cortante por punzonamiento de diseño.

En caso de no cumplir con la anterior asunción se tendrá que aumentar el peralte de la zapata.

8.4. Verificación por corte en una dirección

Se verifica que el cortante, no supere a lo que resiste el concreto. En caso de que el valor sea mayor al que resiste el concreto, entonces será necesario aumentar el peralte, para la zapata aislada en cuestión.

Considerando la dirección X:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_v x - d) \quad (\text{Ecuación 63})$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'c} L_y d \quad (\text{Ecuación 64})$$

Considerando la dirección Y:

$$V_u = \sigma_u Lx(Lvy - d) \quad (\text{Ecuación 65})$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'c} Lx d \quad (\text{Ecuación 66})$$

8.5. Diseño por flexión

Las expresiones se usarán tanto para el eje x como para el eje y, para las zapatas aisladas, y serán las mismas que para el diseño de losas, las expresiones son las siguientes:

Dirección X-X:

$$Mu = \sigma_u Lv x^2 Ly / 2 \quad (\text{Ecuación 67})$$

Dirección Y-Y:

$$Mu = \sigma_u Lv y^2 Lx / 2 \quad (\text{Ecuación 68})$$

8.6. Ejemplo de diseño de zapata aislada

A continuación, se muestra el diseño de la zapata aislada correspondiente a la columna C4 (eje D-3).

Zapata aislada de la columna C4 (eje D-3):

Se obtuvieron las siguientes cargas, provenientes del programa de modelo ETABS:

Tabla 8.2.

Cargas de gravedad y de sismo para columna C4 (eje D-3)

CARGAS DE GRAVEDAD			
Pm (t)	118.94	Pv (t)	24.75
Mm YY (t.m)	-0.40	Mm XX (t.m)	-0.75
Mv YY (t.m)	-0.10	Mv XX (t.m)	-0.30
CARGAS DE SISMO (*)			
Ps x (t)	22.04	Ps y (t)	12.45
MSX yy (t.m)	3.05	MSY xx (t.m)	1.26

(*) Donde, las cargas de sismo fueron reducidas por el factor $1 / 1.25$.

Con las cargas actuantes, se realizará el predimensionamiento de la zapata, tal cual se muestra a continuación:

Resistencia del terreno: **45 t/m²**

Resistencia incrementada un 30%: $1.3 * 45 = 58.5 \text{ t/m}^2$

Dimensión x-x de la columna: 0.60 m

Dimensión y-y de la columna: 0.30 m

Entonces, se procede a determinar el área tentativa para estas condiciones:

$$\text{Área tentativa} = \frac{(1.05)(118.94+24.75)}{(0.9*45)} = 3.73 \text{ m}^2 \quad (\text{Ecuación 69})$$

Y puesto que se conoce la diferencia de lados: Dif Lados = $0.60 - 0.30 = 0.30 \text{ m}$; se puede determinar los lados iniciales para dicha zapata, obteniendo así 2.09 m y 1.79 m. No obstante, posterior verificación, se optan por mostrar los valores últimos redondeados a múltiplos de 5 cm, es decir, 2.10 m y 1.60 m, respectivamente.

Tabla 8.3.

Parámetros de la cimentación correspondiente

Características iniciales	Valores
Área tentativa (m ²)	3.73
Diferencia de lados (m)	0.30
LX estimado (m)	2.09
LY estimado (m)	1.79
Volado x (m)	0.75
Volado y (m)	0.65
LX (m)	2.10
LY (m)	1.60
Área (m ²)	3.36

Verificación por esfuerzos últimos:

Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad:

Tabla 8.4.

Primera verificación con fuerzas en gravedad

1era Verificación (gravedad)		¿ $\sigma < \sigma_{\text{suelo}}$?
$\sigma_x \text{ max (t/m}^2\text{)}$	42.33	Si cumple
$\sigma_x \text{ min (t/m}^2\text{)}$	43.19	Si cumple
$\sigma_y \text{ max (t/m}^2\text{)}$	41.59	Si cumple
$\sigma_y \text{ min (t/m}^2\text{)}$	43.94	Si cumple

A continuación, se analizará con los casos de sismos, los esfuerzos se compararán con el de la resistencia incrementada un 30%: **58.5 t/m²**

Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad y sismo en X:

Tabla 8.5.
Segunda verificación con sismo en el eje X

2da Verificación (sismo en X)		¿ $\sigma < \sigma_{\text{suelo}}$?
SISMO POSITIVO		
σ_x min (t/m ²)	51.49	Si cumple
σ_x max (t/m ²)	47.16	Si cumple
SISMO NEGATIVO		
σ_x min (t/m ²)	33.18	Si cumple
σ_x max (t/m ²)	39.22	Si cumple

Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad y sismo en Y:

Tabla 8.6.
Tercera verificación con sismo en el eje Y

3era Verificación (sismo en Y)		¿ $\sigma < \sigma_{\text{suelo}}$?
SISMO POSITIVO		
σ_y min (t/m ²)	49.50	Si cumple
σ_y max (t/m ²)	49.15	Si cumple
SISMO NEGATIVO		
σ_y min (t/m ²)	34.24	Si cumple
σ_y max (t/m ²)	38.17	Si cumple

Verificando así que las dimensiones escogidas cumplen por el criterio de esfuerzo; entonces, se procederá a seleccionar el esfuerzo último que gobierne para esta cimentación:

Por gravedad:

- En X: $1.6 \times 43.19 = 69.11$ t/m²
- En Y: $1.6 \times 43.94 = 70.30$ t/m²

Por sismo:

- En X: $1.25 \times 50.99 = 63.74$ t/m²
- En Y: $1.25 \times 48.92 = 61.15$ t/m²

Así, entre estas opciones, se aprecia que en dirección X, se tendrá: **69.11 t/m²** y en Y: **70.30 t/m²**.

Verificación de corte por punzonamiento:

Para verificar que no exista punzonamiento en la zapata, se detalla el valor obtenido de V_u , considerando que el valor de “d” será igual al peralte de zapata menos 10 cm, y que este sea menor a ambos valores de ϕV_c :

Tabla 8.7.
Verificación de esfuerzos por punzonamiento

Verificación	Valores
d (m)	0.50
bo (m)	3.80
Ao (m ²)	0.88
V_u (t)	171.39
ϕV_c 1(t)	458.96
ϕV_c 2(t)	248.08
$\phi V_c > V_u$?	Si cumple

Verificación de corte:

Para ambas direcciones se obtendrá el V_u reducido a “d” de la cara y se deberá verificar que sea menor al ϕV_c disponible:

Tabla 8.8.
Verificación de esfuerzos por corte

Dirección X		Dirección Y	
Volado Lx (m)	0.75	Volado Ly (m)	0.65
V_u (t)	17.28	V_u (t)	10.55
ϕV_c (t)	32.64	ϕV_c (t)	32.64
$\phi V_c > V_u$?	Si cumple	$\phi V_c > V_u$?	Si cumple

Diseño por flexión:

Como cumple con esas solicitaciones, esas serán las dimensiones finales; por lo que ahora se debe realizar el diseño por flexión y determinar el acero requerido para cada dirección:

Tabla 8.9.
Datos y resultados del diseño por flexión

Dirección X		Dirección Y	
Volado (m)	0.75	Volado (m)	0.65
Mu (t.m)	19.44	Mu (t.m)	14.85
b (m)	1.00	b (m)	1.00
As (cm ²)	10.55	As (cm ²)	8.01
As min (cm ²)	10.80	As min (cm ²)	10.80
As de 3/4" (cm ²)	2.84	As de 3/4" (cm ²)	2.84
# de varillas	3.80	# de varillas	3.80
S (m)	0.26	S (m)	0.26
As inst. (cm ²)	3/4" @ 0.25 m	As inst. (cm ²)	3/4" @ 0.25 m

Así entonces, se adjunta las dimensiones finales y distribución de acero para esta zapata aislada:

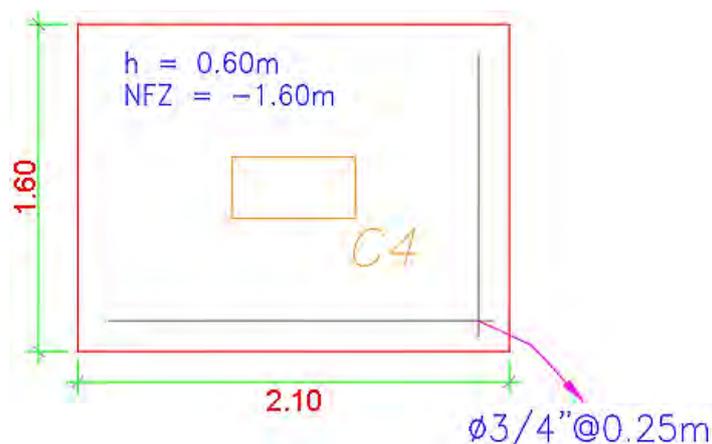


Figura 8.1. Diseño final de zapata para la columna C4 (eje D-3)

8.7. Ejemplo de diseño de zapata conectada con una zapata combinada

Aquí se realizará la conexión entre la zapata lateral de la columna C1 (eje A-2) con la zapata combinada de la placa PL1 y columna C3 (eje C-2).

En primer lugar, se presentan las cargas de los elementos que conformarán la zapata combinada, para posteriormente conectarla con la otra zapata.

Tabla 8.10.

Cargas de gravedad y de sismo para placa PL1 y columna C3 (eje C-2)

CARGAS DE GRAVEDAD PLACA PL1			
Pm (t)	144.63	Pv (t)	21.50
Mm YY (t.m)	0.22	Mm XX (t.m)	45.11
Mv YY (t.m)	0.05	Mv XX (t.m)	8.49
CARGAS DE SISMO (*) PLACA PL1			
Ps x (t)	42.18	Ps y (t)	53.84
MSX yy (t.m)	-1.81	MSY xx (t.m)	450.84
CARGAS DE GRAVEDAD COLUMNA C3 (EJE C-2)			
Pm (t)	76.58	Pv (t)	14.16
Mm YY (t.m)	-0.64	Mm XX (t.m)	-0.37
Mv YY (t.m)	-0.05	Mv XX (t.m)	-0.10
CARGAS DE SISMO (*) COLUMNA C3 (EJE C-2)			
Ps x (t)	24.33	Ps y (t)	-47.30
MSX yy (t.m)	2.59	MSY xx (t.m)	1.97

(*) Donde, las cargas de sismo ya fueron reducidas por el factor $1 / 1.25$.

Asimismo, se cuenta con los siguientes datos:

Resistencia del terreno: **45 t/m²**

Resistencia incrementada un 30%: $1.3 * 45 = 58.5 \text{ t/m}^2$

Dimensión x-x de la placa: 0.25 m; Dimensión y-y de la placa: 3.65 m

Dimensión x-x de la columna: 0.60 m; Dimensión y-y de la columna: 0.25 m

Distancia entre elementos (de cara de muro a cara de columna): **2.50 m**

Distancia entre centroides de elementos: **4.45 m**

Entonces, se procede a calcular el centroide de la cimentación combinada, de la siguiente manera:

$$\text{Nuevo centroide (Yg)} = \frac{(45.11+8.49+4.45x(76.58+14.16))+(-0.37)+(-0.1)}{(144.63+21.50+76.58+14.16)} = 1.78 \text{ m} \quad (\text{Ecuación 70})$$

La dimensión de 1.78 m es la medida desde el centroide de la placa. En base a ello, se trasladan las cargas al nuevo centroide, y así, obtener las “nuevas” cargas para la cimentación combinada, los cuales se presentan seguidamente:

Tabla 8.11.

Nuevas cargas de gravedad y de sismo para cimentación combinada

CARGAS DE GRAVEDAD CIMENTACION COMBINADA			
Pm (t)	221.21	Pv (t)	35.67
Mm YY (t.m)	-0.42	Mm XX (t.m)	-7.97
Mv YY (t.m)	-0.01	Mv XX (t.m)	7.97
CARGAS DE SISMO CIMENTACION COMBINADA			
Ps x (t)	66.51	Ps y (t)	6.54
MSX yy (t.m)	0.79	MSY xx (t.m)	230.67

Luego, se presenta las cargas de la columna lateral C1 (eje A-2), con la que se realizará la conexión con la zapata combinada.

Tabla 8.12.

Cargas de gravedad y de sismo para la columna C1 (eje A-2)

CARGAS DE GRAVEDAD			
Pm (t)	94.71	Pv (t)	15.82
Mm YY (t.m)	0.90	Mm XX (t.m)	2.13
Mv YY (t.m)	0.09	Mv XX (t.m)	0.50
CARGAS DE SISMO (*)			
Ps x (t)	16.36	Ps y (t)	-19.03
MSX yy (t.m)	-4.25	MSY xx (t.m)	5.22

Donde se las dimensiones mayores en X y en Y de la columna son de 0.6 m, y la luz libre entre ambos elementos es 5.5 m.

Verificación por esfuerzos últimos:

Efectivamente, se comprueba los esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad:

Tabla 8.13.

Primera verificación con fuerzas en gravedad

Zapata	1era Verificación (gravedad)		$\sigma < \sigma_{\text{suelo}}?$
Columna C1 (eje A-2)	σ_1 (t/m ²)	42.42	Si cumple
	σ_2 (t/m ²)	40.71	Si cumple
Combinada PL1 - C3 (eje C-2)	σ_1 (t/m ²)	27.09	Si cumple
	σ_2 (t/m ²)	27.49	Si cumple

Se comprueba los esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad y sismo en dirección longitudinal y sentido antihorario:

Tabla 8.14.

Segunda verificación con sismo en longitudinal y antihorario

Zapata	2da Verificación (sismo longitudinal y antihorario)		$\sigma < \sigma_{\text{suelo}}?$
Columna C1 (eje A-2)	σ_1 (t/m ²)	45.08	Si cumple
	σ_2 (t/m ²)	43.37	Si cumple
Combinada PL1 - C3 (eje C-2)	σ_1 (t/m ²)	24.96	Si cumple
	σ_2 (t/m ²)	25.36	Si cumple

También se comprueba los esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad y sismo en dirección longitudinal y sentido horario:

Tabla 8.15.

Tercera verificación con sismo en longitudinal y horario

Zapata	3era Verificación (sismo longitudinal y horario)		$\sigma < \sigma_{\text{suelo}}?$
Columna C1 (eje A-2)	σ_1 (t/m ²)	39.77	Si cumple
	σ_2 (t/m ²)	38.06	Si cumple
Combinada PL1 - C3 (eje C-2)	σ_1 (t/m ²)	29.22	Si cumple
	σ_2 (t/m ²)	29.62	Si cumple

Finalmente, se comprueba los esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad y sismo en dirección transversal:

Tabla 8.16.
Cuarta verificación con sismo en transversal

Zapata	4ta Verificación (sismo transversal)		$\sigma < \sigma_{\text{suelo}}?$
Columna C1 (eje A-2)	σ_1 (t/m ²)	44.70	Si cumple
	σ_2 (t/m ²)	50.37	Si cumple
Combinada PL1 - C3 (eje C-2)	σ_1 (t/m ²)	34.62	Si cumple
	σ_2 (t/m ²)	34.28	Si cumple

Verificando así que las dimensiones escogidas cumplen por el criterio de esfuerzo; entonces, se procederá a seleccionar el esfuerzo último que gobierne para ambas cimentaciones:

Por gravedad, zapata de Columna C1 (eje A-2): $1.6 \times 42.42 = 67.88$ t/m².

Por gravedad, zapata de Combinada Placa – Columna: $1.6 \times 27.49 = 43.98$ t/m².

Por sismo, zapata de Columna C1 (eje A-2): $1.25 \times 50.37 = 62.96$ t/m².

Por sismo, zapata de Combinada Placa – Columna: $1.25 \times 34.62 = 43.28$ t/m².

Así, entre estas opciones, se aprecia que la mayor, para la zapata lateral, será: **67.88 t/m²**; mientras que para la combinada será: **43.98 t/m²**

Verificación de corte por punzonamiento:

Para este caso, se analizará el punzonamiento en los 3 elementos verticales, tal cual como se presenta:

Tabla 8.17.
Verificación de esfuerzos por punzonamiento

Verificación	Columna C1 (eje A-2)	Placa PL1	Columna C3 (eje C-2)
d (m)	0.50	0.50	0.50
bo (m)	3.90	9.80	3.70
Ao (m ²)	0.81	3.11	0.83
Vu (t)	140.34	282.55	72.15
ϕV_c 1 (t)	379.14	658.50	455.63
ϕV_c 2 (t)	254.61	639.78	241.55
$\phi V_c > V_u?$	Si cumple	Si cumple	Si cumple

Verificación de corte:

Análogamente, se analizará este caso, para las dos zapatas en cuestión, V_u debe ser menor al ϕV_c :

Tabla 8.18.

Verificación de esfuerzos por corte en ambas zapatas

	Dirección X		Dirección Y	
Columna C1 (eje A-2)	Volado Lx (m)	0.90	Volado Ly (m)	0.60
	V_u (t)	27.15	V_u (t)	6.79
	V_c (t)	38.40	V_c (t)	38.40
	ϕV_c (t)	32.64	ϕV_c (t)	32.64
	$\phi V_c > V_u$?	Si cumple	$\phi V_c > V_u$?	Si cumple
Combinada Placa - Columna	Volado Lx (m)	0.65	Volado Ly (m)	0.60
	V_u (t)	6.60	V_u (t)	4.40
	V_c (t)	38.40	V_c (t)	38.40
	ϕV_c (t)	32.64	ϕV_c (t)	32.64
	$\phi V_c > V_u$?	Si cumple	$\phi V_c > V_u$?	Si cumple

Diseño por flexión:

Efectivamente, se corrobora que cumple con esas solicitaciones, entonces, esas serán las dimensiones finales; por lo que ahora se realiza el diseño por flexión y se determina por cada dirección el acero requerido:

Tabla 8.19.

Datos y resultados del diseño por flexión

	Dirección X		Dirección Y	
Columna C1 (eje A-2)	Volado (m)	0.90	Volado (m)	0.60
	M_u (t.m)	27.49	M_u (t.m)	12.22
	b (m)	1.00	b (m)	1.00
	As (cm ²)	15.08	As (cm ²)	6.57
	As min (cm ²)	10.80	As min (cm ²)	10.80
	As de 3/4" (cm ²)	2.84	As de 3/4" (cm ²)	2.84
	# de varillas	5.31	# de varillas	3.80
	S (m)	0.19	S (m)	0.26
	As inst. (cm ²)	3/4" @ 0.15 m	As inst. (cm ²)	3/4" @ 0.25 m
Combinada Placa - Columna	Volado (m)	0.40	Volado (m)	0.60
	M_u (t.m)	3.52	M_u (t.m)	7.92
	b (m)	1.00	b (m)	1.00
	As (cm ²)	1.87	As (cm ²)	4.23
	As min (cm ²)	10.80	As min (cm ²)	10.80
	As de 3/4" (cm ²)	2.84	As de 3/4" (cm ²)	2.84
	# de varillas	3.80	# de varillas	3.80
	S (m)	0.26	S (m)	0.26
	As inst. (cm ²)	3/4" @ 0.25 m	As inst. (cm ²)	3/4" @ 0.25 m

Así entonces, se debe agregar un refuerzo superior entre ambos elementos verticales que forman parte de la zapata conectada.

Para este caso, se optó por colocar acero de 3/4" @ 0.30 m.

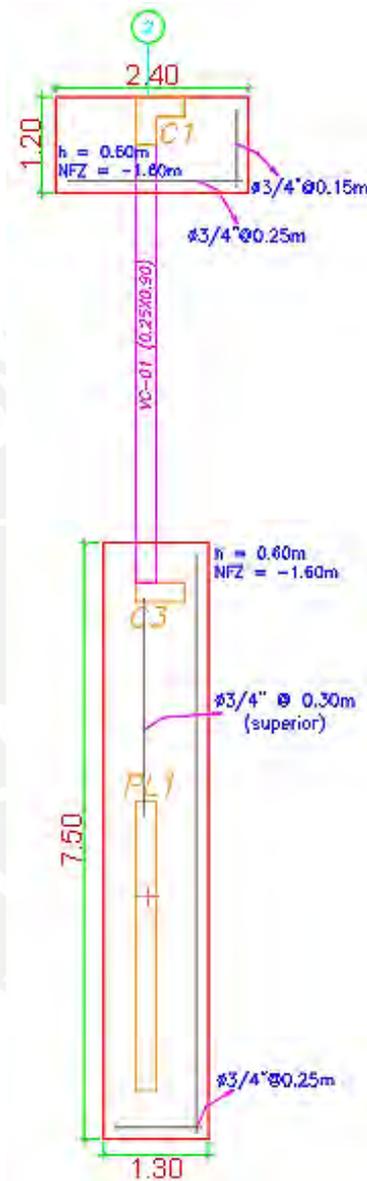


Figura 8.2. Diseño final de zapata lateral de la columna C1 (eje A-2) conectada a la zapata combinada de la placa PL1 y la columna C3 (eje C-2)

8.8. Ejemplo de diseño de viga de cimentación

Para estas vigas generalmente se suele escoger una base entre 25 y 30 cm. Para este caso, será de 25 cm; posterior, se escoge un peralte en base a valores comunes, para este caso, será de 90 cm. Por lo que el valor de “d” será 80 cm para esta viga de cimentación analizada VC-01 (0.25 x 0.90).

El máximo momento de ambos extremos de la viga es igual a 12.22 t.m y la cortante máxima es 6.79 t, entonces, se calcula que debe haber un refuerzo longitudinal de 4.07 cm² y el valor de ϕV_c igual a 13.06, (Mayor a V_u , por lo que solo requerirá estribos de montaje).

Determinándose que con 4 barras de 3/4” y 4 de 3/8” (en la totalidad de la sección de viga de cimentación) se tendría el refuerzo acorde; mientras que, para los estribos, se manejaría la configuración de 1 @ 0.10 y resto @ 0.30.

Finalmente, se ilustra el diseño final de esta viga de cimentación

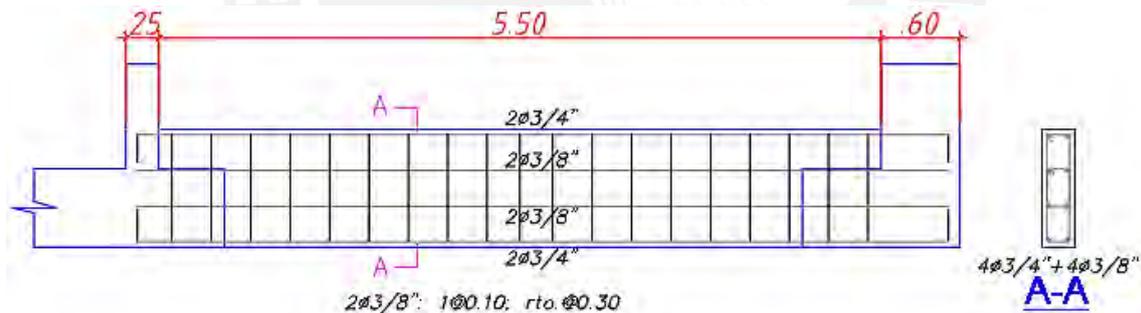


Figura 8.3. Diseño final de la viga de cimentación VC-01

9. METRADO DE MATERIALES

9.1. Introducción

El metrado de materiales en una edificación es la cuantificación de cada una de las partidas que se encuentran en el proyecto, cuando más se asemeja a la realidad ayuda a tener mejor referencia en cuanto al costo del proyecto y la ratio (relación entre la cantidad de elementos y un parámetro establecido) de materiales. En las edificaciones, existen ratios de las partidas de concreto, acero y encofrado por cada sección (m²) de área techada, los cuales permitirán referenciar los valores y así asegurar un rango óptimo de construcción y diseño.

9.2. Valores de metrados del proyecto

9.2.1 Solado

Este elemento solo cuenta con partida de concreto simple.

Tabla 9.1.
Metrado del solado (e=0.05 m)

Partida	Unidad	Cantidad
Concreto	m ²	84.59

9.2.2 Zapatas

Este elemento dispone de partidas de concreto y acero; ya que se el suelo del proyecto resiste suficiente para prescindir de encofrado.

Tabla 9.2.
Metrado de las zapatas

Elemento	Concreto (m ³)	Acero (kg)
Zapatas	54.51	2,207.43

9.2.3 Vigas de cimentación

Este elemento presentará partidas de concreto y acero.

Tabla 9.3.
Metrado de las vigas de cimentación

Elemento	Concreto (m ³)	Acero (kg)
Vigas de cimentación	6.41	858.59

9.2.4 Elementos verticales

En estos elementos se encontrarán partidas de concreto, encofrado y acero.

Tabla 9.4.
Metrado de las columnas y placas

Elemento	Concreto (m3)	Encofrado (m2)	Acero (kg)
Placas	114.86	882.09	11,790.00
Columnas	30.83	324.00	1,941.00

9.2.5 Vigas

Estos elementos dispondrán de partidas de concreto, encofrado y acero (también se considera el metrado de vigas chatas).

Tabla 9.5.
Metrado de las vigas

Elemento	Concreto (m3)	Encofrado (m2)	Acero (kg)
Vigas	120.41	853.41	16,815.38

9.2.6 Losas

En estos elementos se encontrarán partidas de concreto, encofrado y acero.

Tabla 9.6.
Metrado de las losas

Elemento	Concreto (m3)	Encofrado (m2)	Acero (kg)
Losas Macizas	29.45	147.26	1804.56
Losas Aligeradas	138.75	298.97	1131.00

9.3 Resumen de resultados

El proyecto cuenta con metrados de concreto, acero y encofrado, los cuales se presentan en la tabla 9.7, donde a partir de estos valores se pudo calcular las ratios (partida / m2 de área techada) de cada partida, con la finalidad de verificar los resultados finales del metrado. Finalmente, se sabe que la edificación cuenta con 1739.1 m2 de área techada.

Tabla 9.7.
Resumen del metrado de todo el proyecto

Partidas	Concreto (m3)	Encofrado (m2)	Acero (kg)
Proyecto	528.55	2,613.55	41,445.56

Tabla 9.8.
Ratios finales y diferencia porcentual

Ratios	Concreto (m ³ /m ²)	Encofrado (m ² /m ²)	Acero (kg/m ²)
Propio	0.30	1.50	23.83
Similar	0.36	1.47	29.49
% de diferencia	15.6	2.2	19.2

Las ratios de la edificación, en comparación con los valores de otro proyecto (también una vivienda multifamiliar) tienen una diferencia menor al 20% en las tres partidas; resaltando que la variación en el encofrado es prácticamente mínima.

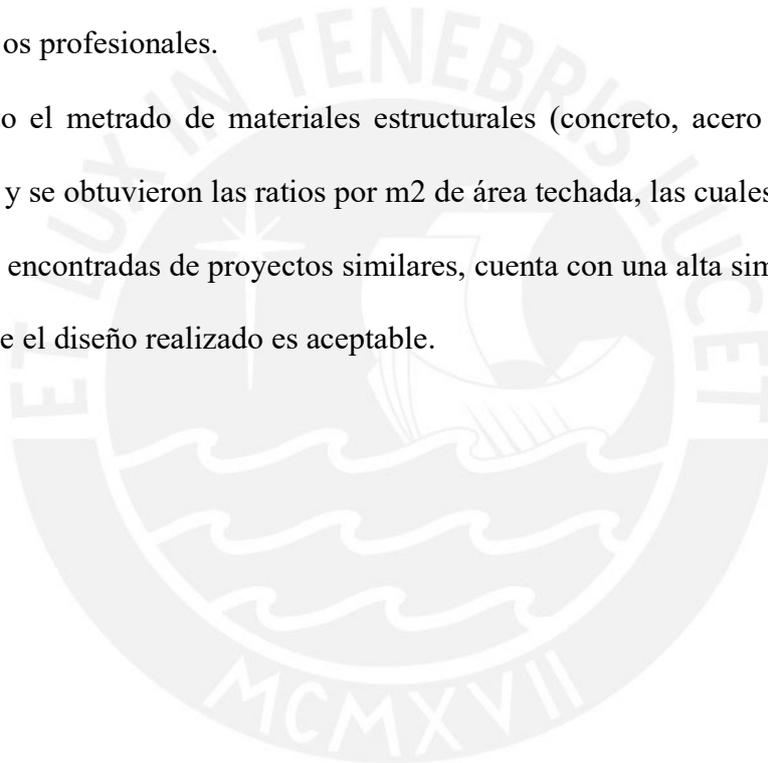


10. CONCLUSIONES

- La estructuración inicial y los parámetros de predimensionamiento empleados, permitieron conseguir una estructura relativamente simple, regularidad y de óptima distribución para el diseño de los elementos estructurales; donde se puede verificar que las dimensiones definitivas son similares a las brindadas por ese método y que no presentan ningún problema significativo al momento de analizar cargas y realizar el diseño en sí.
- Los valores de carga brindados por el programa ETABS fueron bastante similares a los obtenidos mediante los metrados de carga manuales realizados, ello brinda de un factor de confiabilidad a los resultados brindados por dicho programa de modelamiento.
- Las edificaciones ubicadas en esquina presentan irregularidades, debido a la disposición asimétrica de los elementos y cargas; por ello, para solventar los temas de torsión, se tuvo que modificar la configuración, por ejemplo, la extensión de la placa PL3, y las medidas de los elementos, por ejemplo, el ancho de la viga sísmica V-01, lo cual permitió conseguir una estructura regular favorable.
- El análisis de capacidad es de suma importancia, porque permite asegurar que los elementos estructurales presentarán primero fallas dúctiles y no frágiles, ello con la finalidad de salvaguardar vidas en caso de un sismo u otro evento. Dicho análisis se detalló en gran medida durante el diseño de las vigas, sobre todo en las de mayor carga sísmica y de menores longitudes, generando así ese mayor grado de seguridad.
- El diagrama de interacción brindado por el programa ETABS ha sido empleado para el diseño de columnas y placas, con factor de seguridad y sin este factor; dicho diagrama es confiable, corroborado por cálculos manuales realizados.
- Se tuvo tres configuraciones referentes al acero de las placas, en base a la altura o piso asociados; el primero, que abarco el primer y segundo piso, el segundo, del tercer al

quinto piso, y, el tercero, del sexto al octavo piso. Dicho arreglo, permitió optimizar el acero y presentar un ajuste acorde a la necesidad o carga requeridas por dichas placas, lo cual no sucedió con las columnas, pues presentan menor carga y su distribución de acero fue prácticamente igual en todos los pisos.

- Si bien la mayoría de las placas no necesitaban tener el refuerzo de los núcleos confinados, estos si se emplearon en su diseño, con la finalidad de prevenir las fallas que se puedan presentar en los bordes o zonas especiales, lo cual también se realiza en los trabajos profesionales.
- Se realizó el metrado de materiales estructurales (concreto, acero y encofrado) del proyecto y se obtuvieron las ratios por m² de área techada, las cuales, al comparar con las ratios encontradas de proyectos similares, cuenta con una alta similitud porcentual, por lo que el diseño realizado es aceptable.

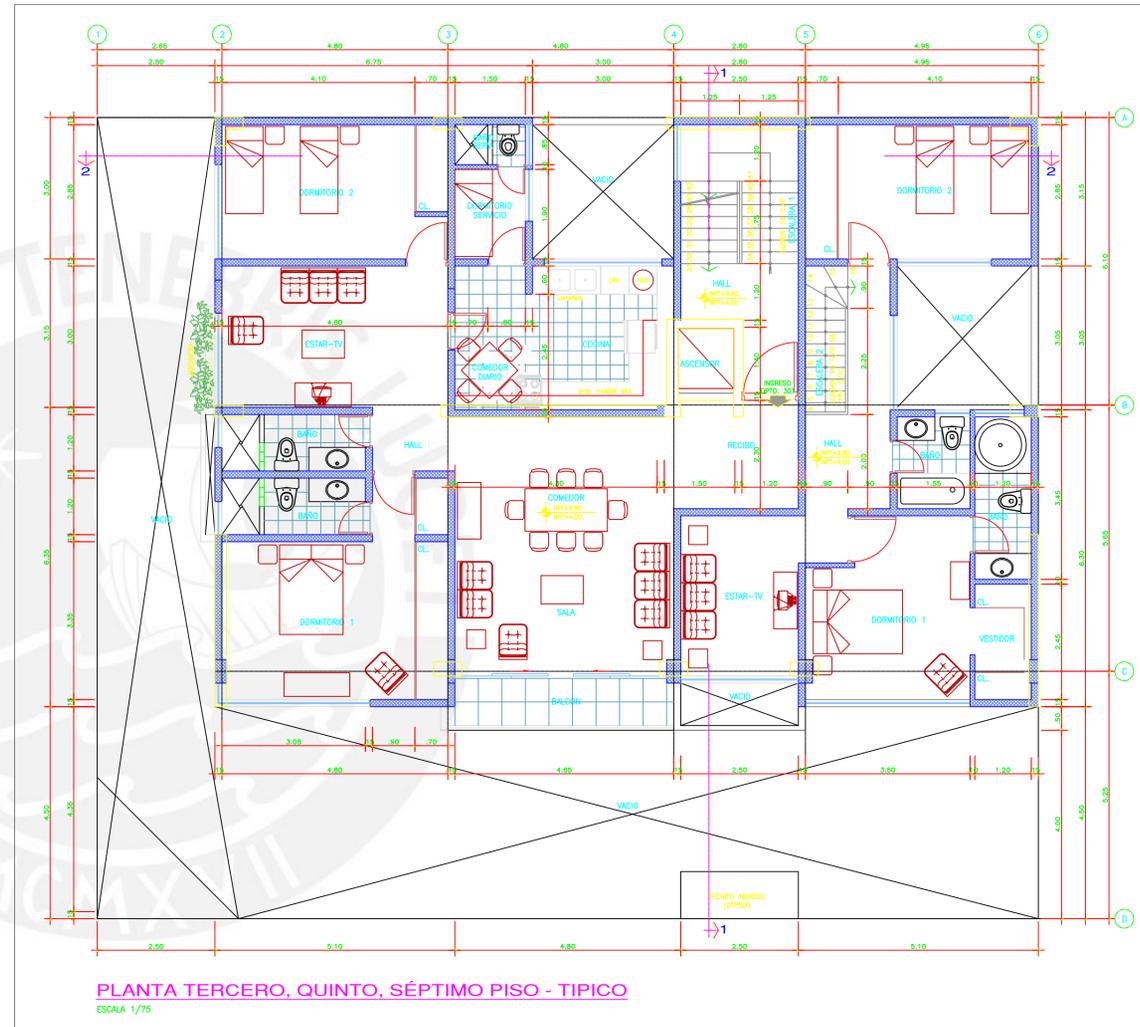
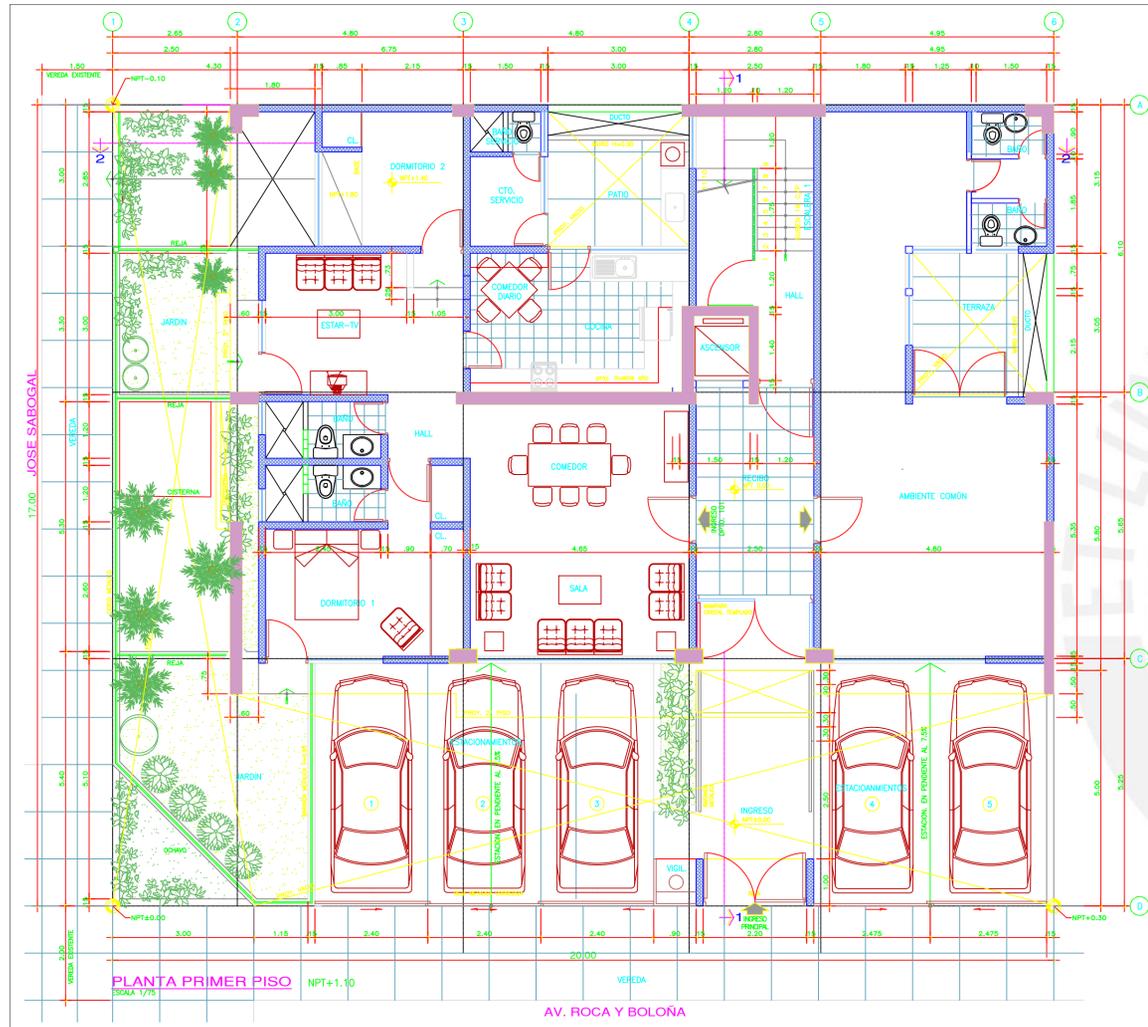


11. BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*. Farmington Hills, MI.
- Blanco Blasco, A. (1996). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (2da ed.). Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Higashi Luy, J. (2020). *Apuntes del curso de concreto armado 2*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2021). *Norma A.010 Condiciones generales de diseño del reglamento nacional de edificaciones*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016). *Norma E.030 Diseño sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ottazzi Pasino, G. (2012). *Apuntes del curso de concreto armado 1*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé Ramos, A. (1998). *Análisis de edificios*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.



ANEXO A:
PLANOS DE
ARQUITECTURA



**EDIFICIO
 MULTIFAMILIAR
 DE 8 PISOS**

Plano: Planta del Primer Piso
 Planta Típica Pisos Impares

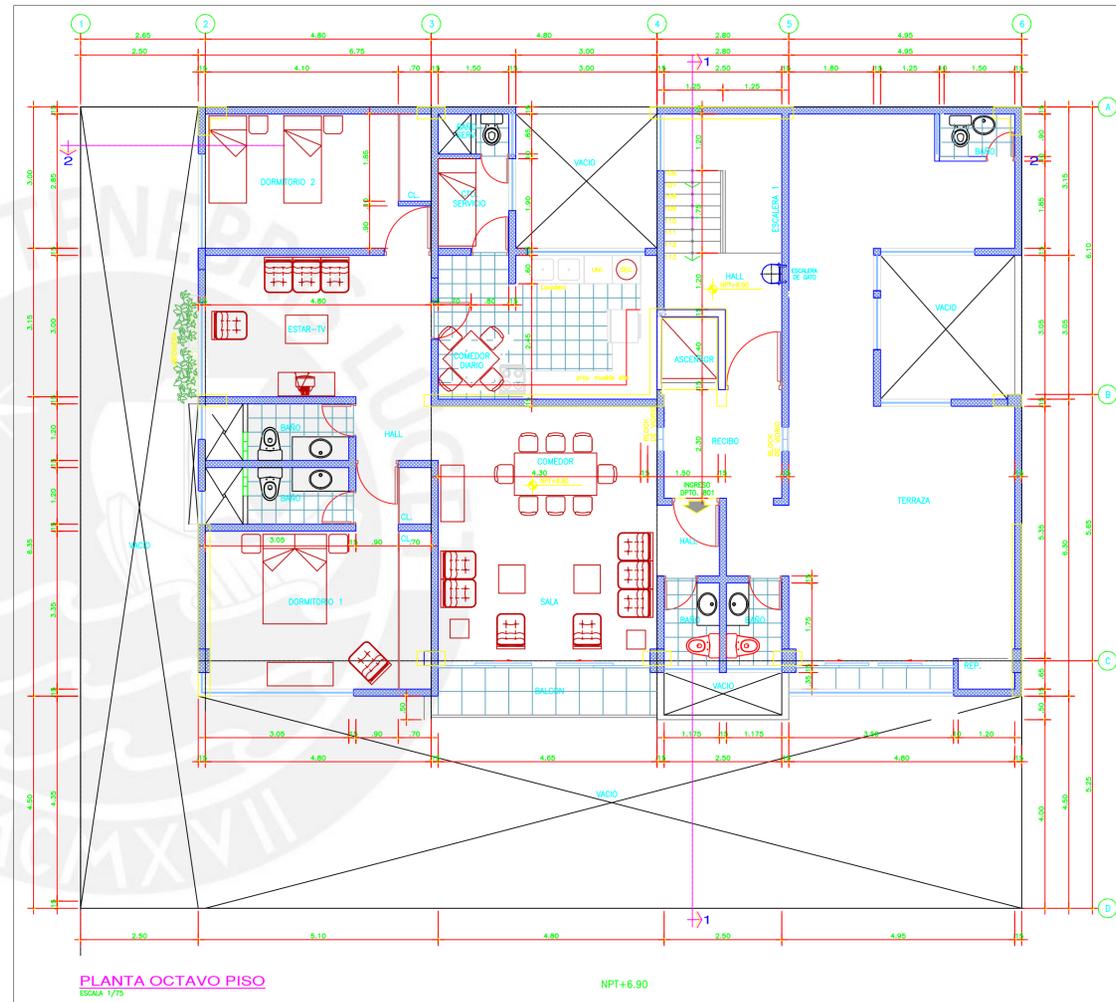
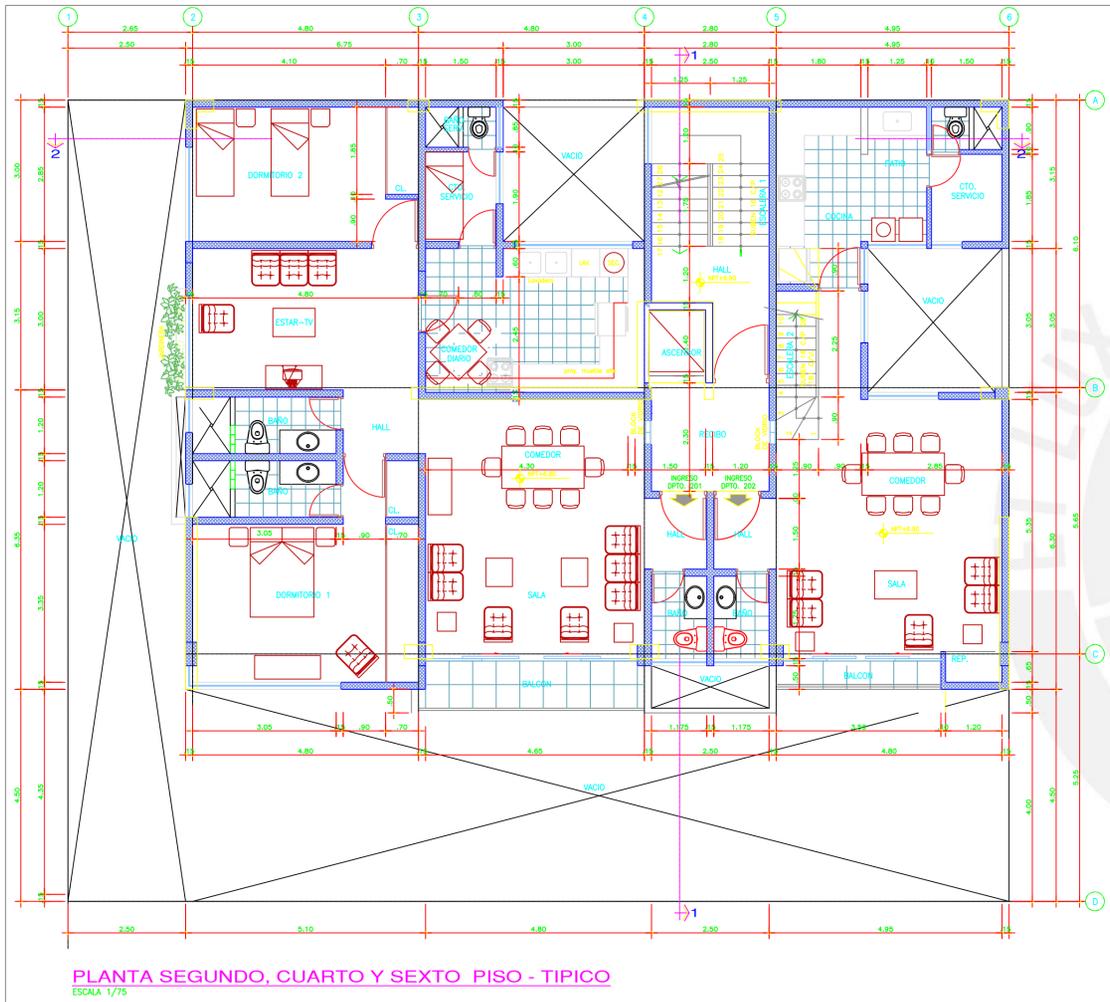
Responsables:
 Anderson R. Chavez Callupe
 Stanley G. Macuri Mauricio

Fecha:
 Octubre 2023

Escala:
 1/75

Lámina:

A-01



**EDIFICIO
MULTIFAMILIAR
DE 8 PISOS**

Plano: Planta Típica Pisos Pares
Planta del Octavo Piso

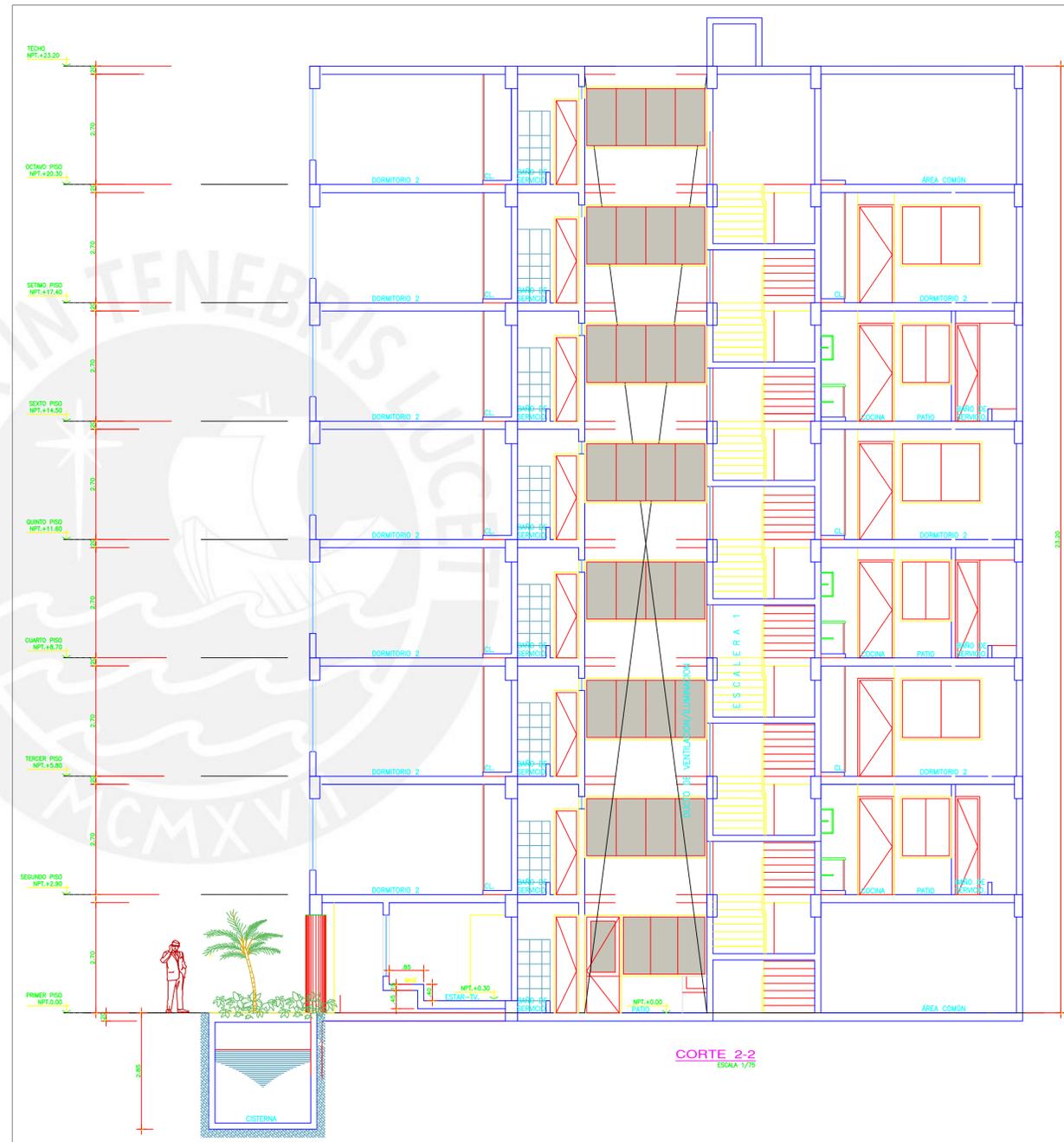
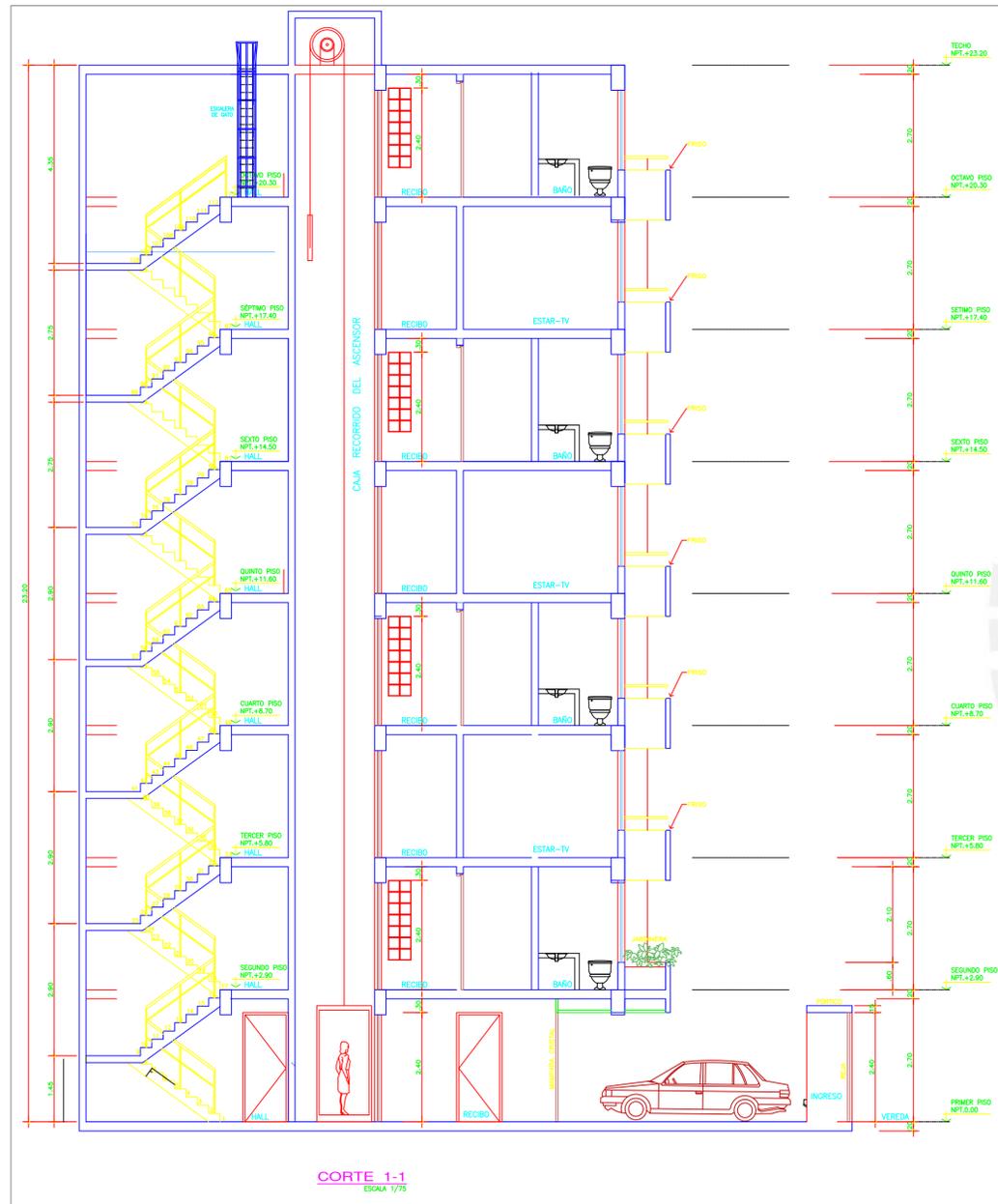
Responsables:
Anderson R. Chavez Callupe
Stanley G. Macuri Mauricio

Fecha:
Octubre 2023

Escala:
1/75

Lámina:

A-02



**EDIFICIO
MULTIFAMILIAR
DE 8 PISOS**

Plano:
Vistas de Corte

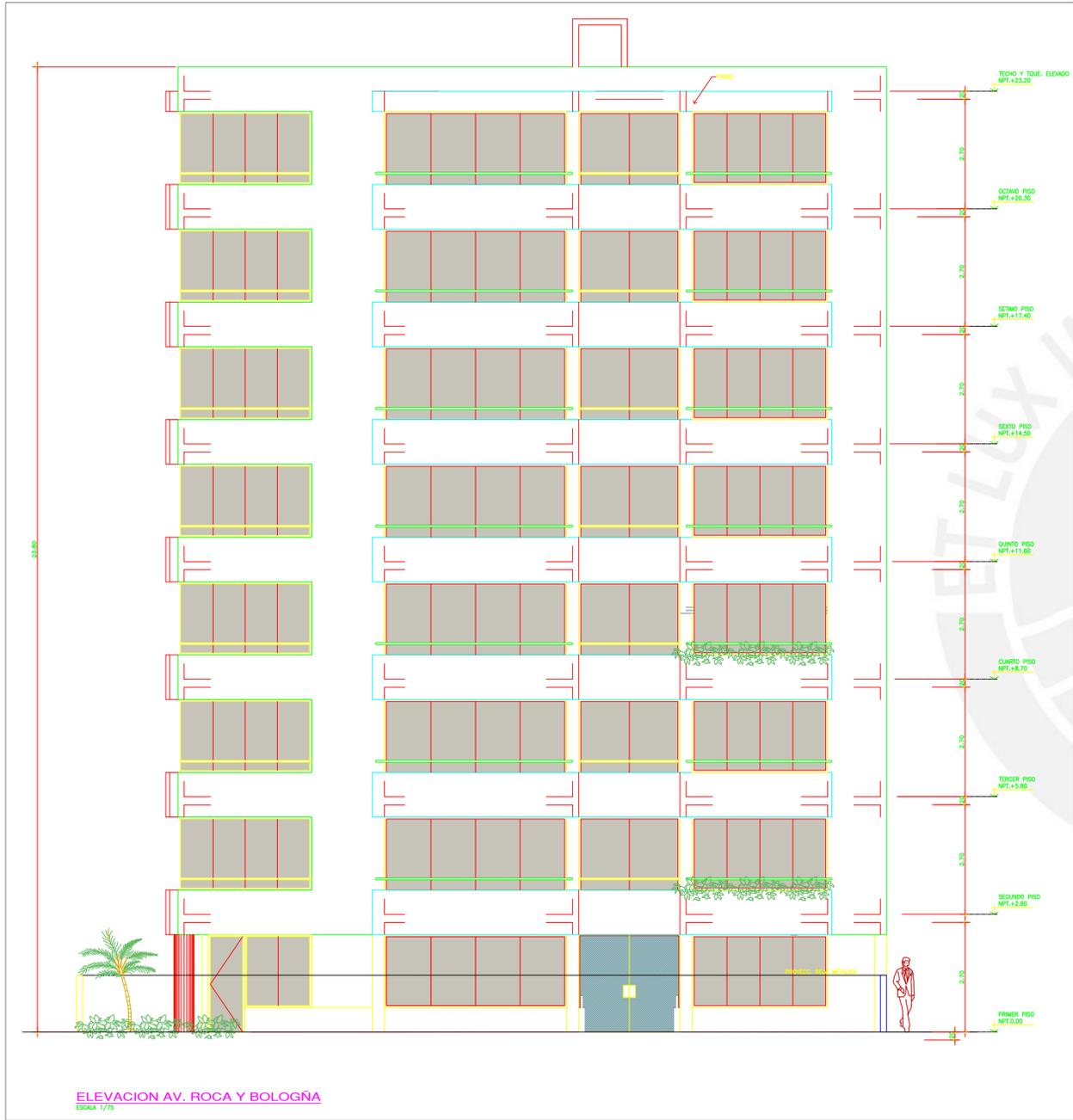
Responsables:
Anderson R. Chavez Callupe
Stanley G. Macuri Mauricio

Fecha:
Octubre 2023

Escala:
1/75

Lámina:

A-03



EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS

Plano:
Vistas de Elevación

Responsables:
Anderson R. Chavez Callupe
Stanley G. Macurí Mauricio

Fecha:
Octubre 2023

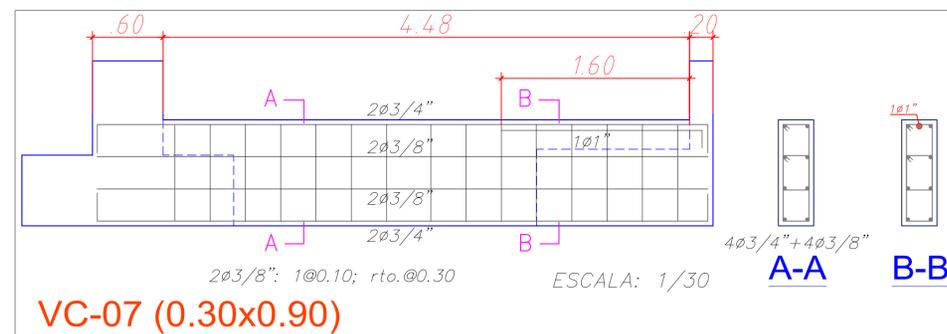
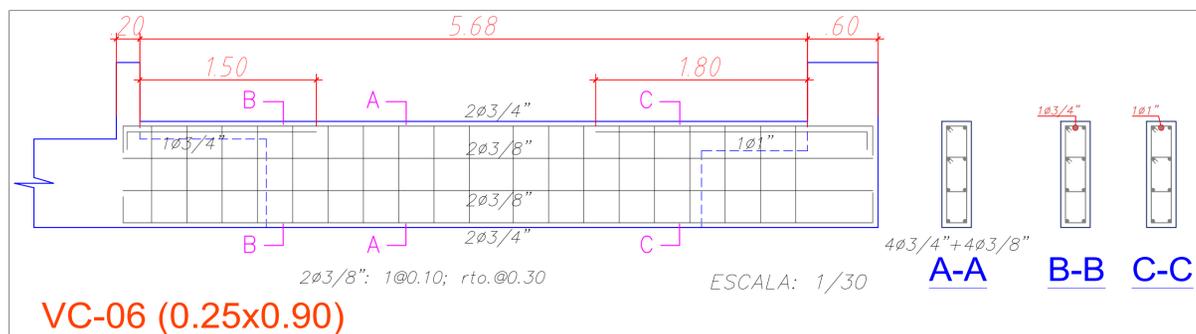
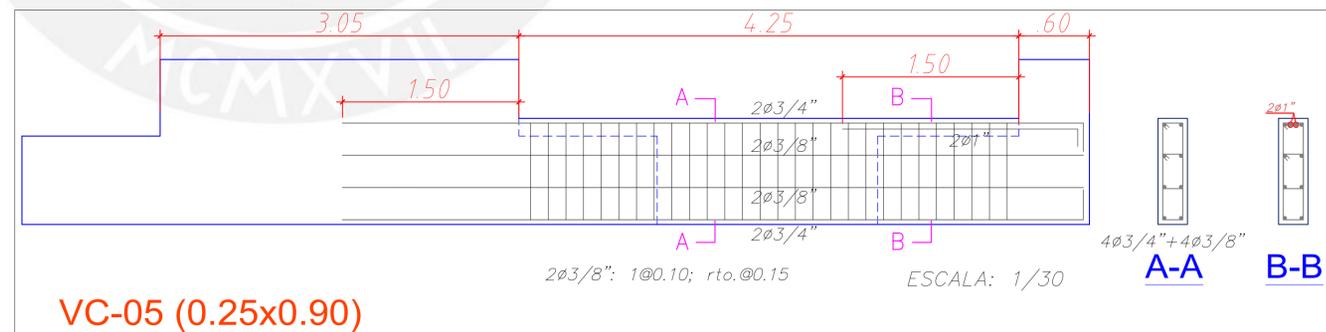
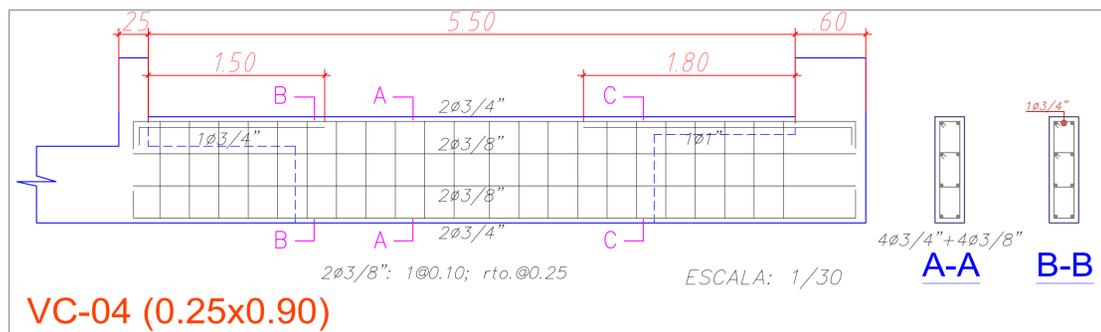
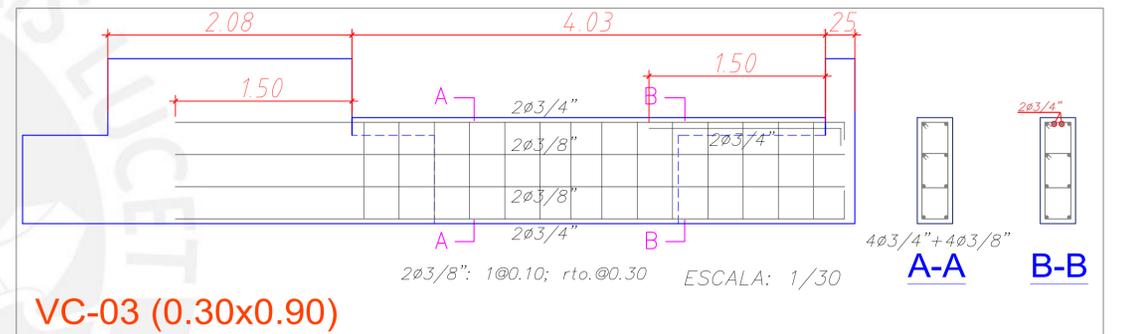
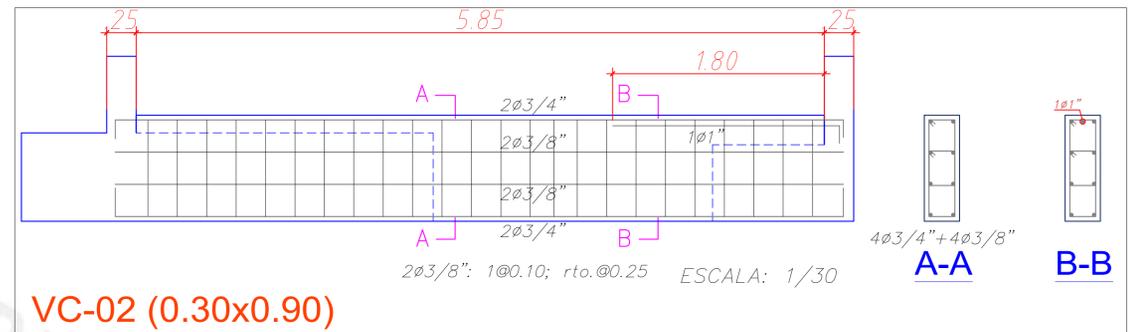
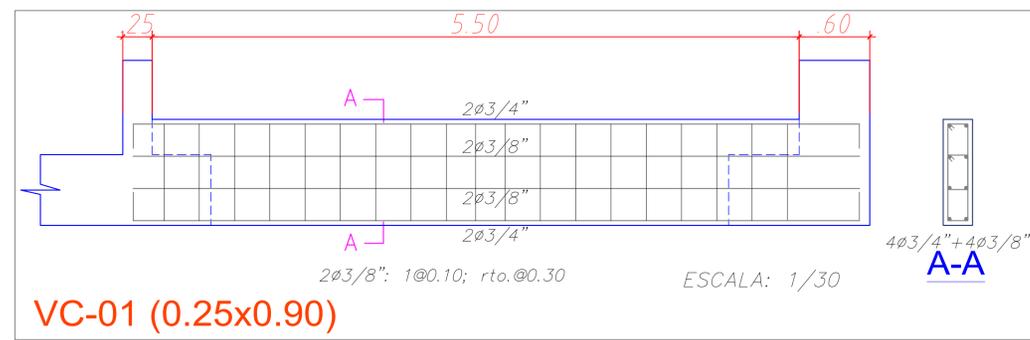
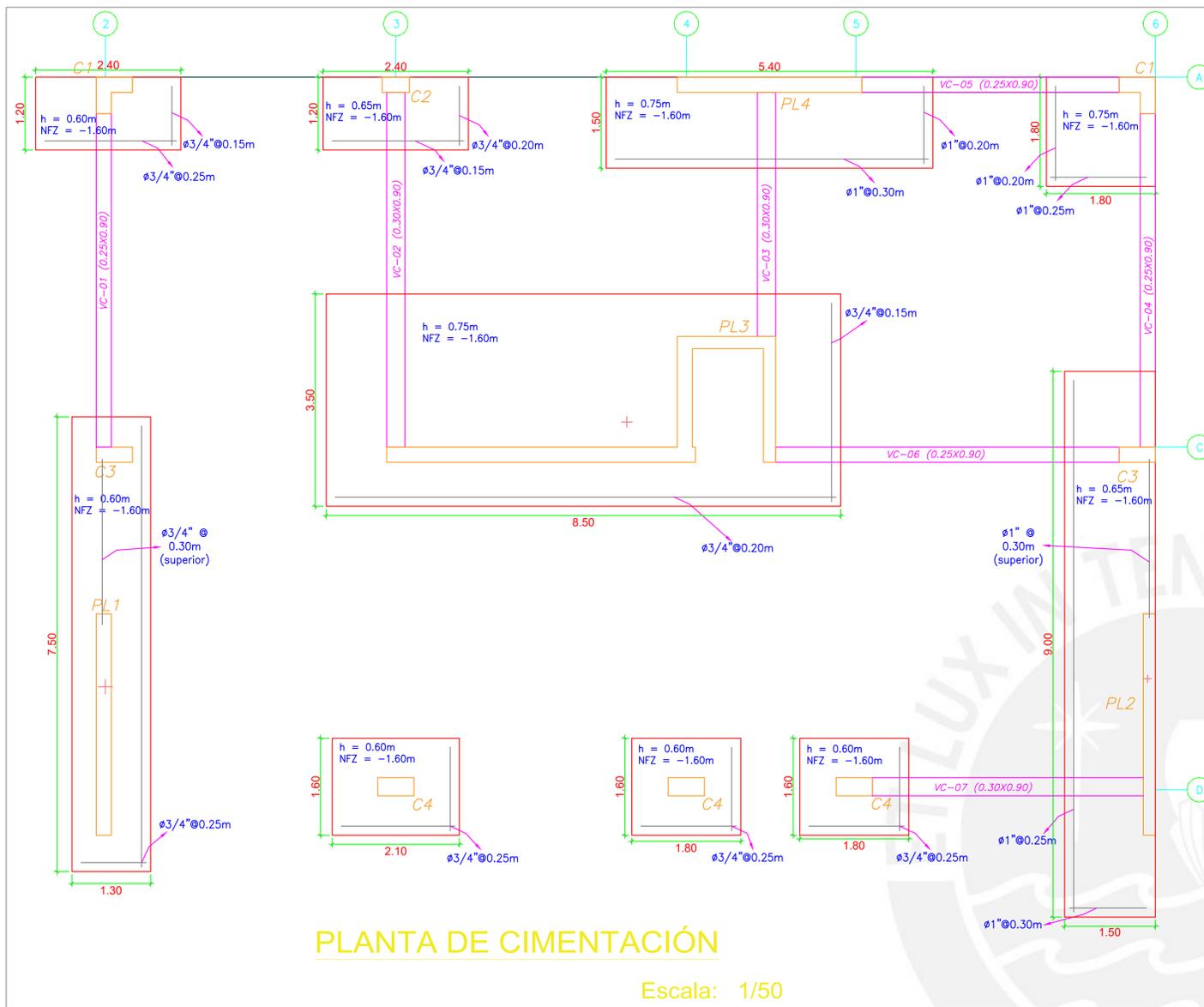
Escala:
1/75

Lámina:

A-04

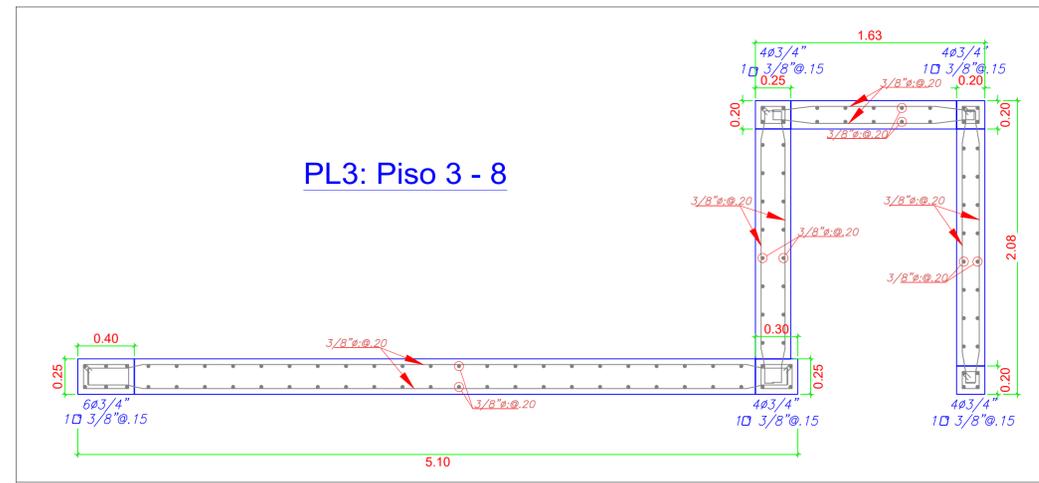
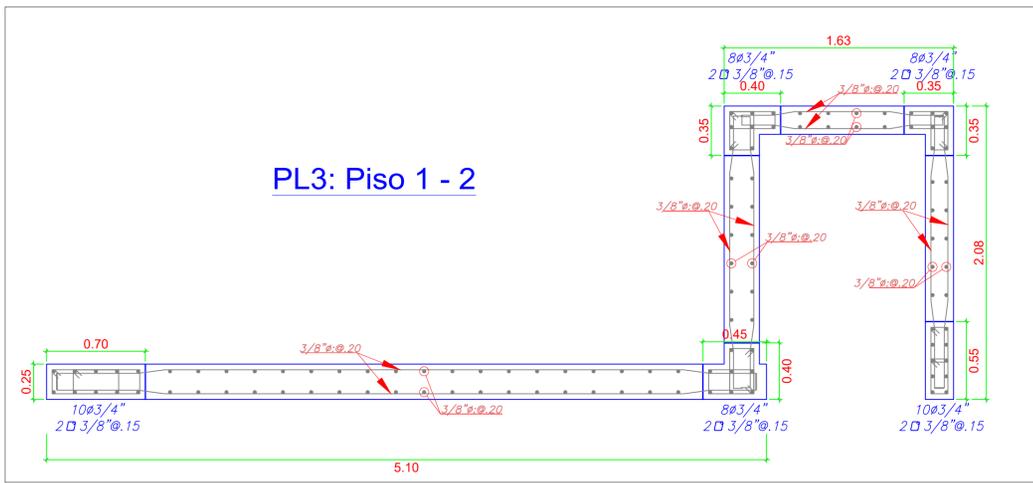
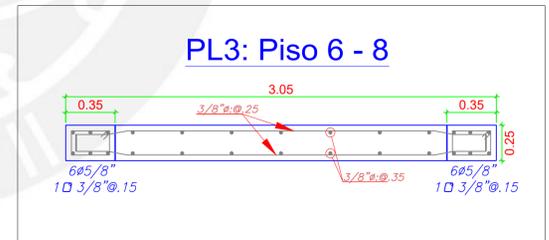
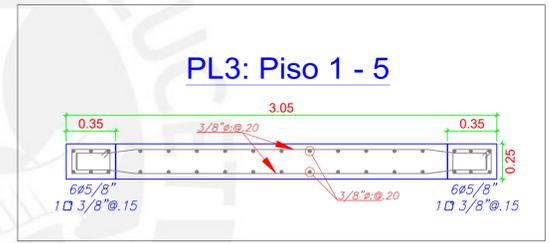
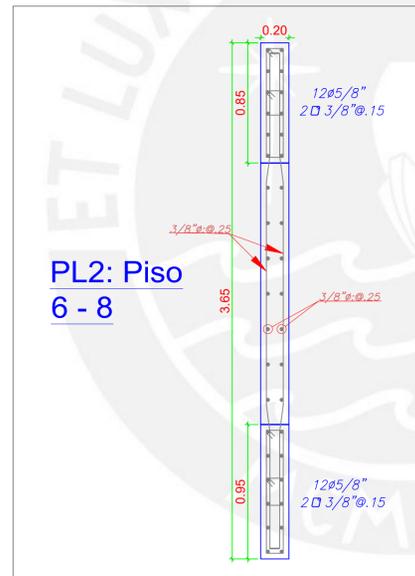
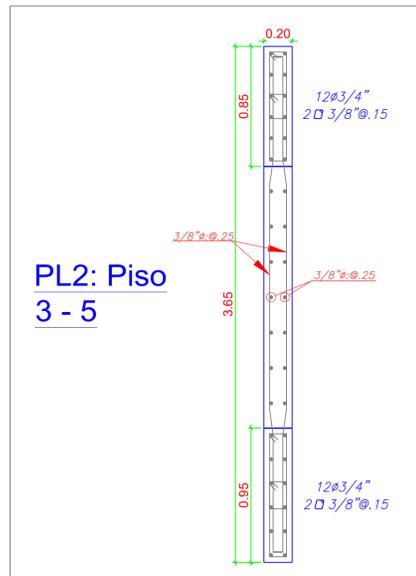
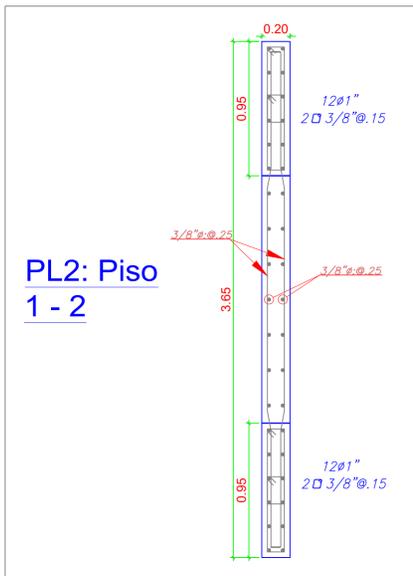
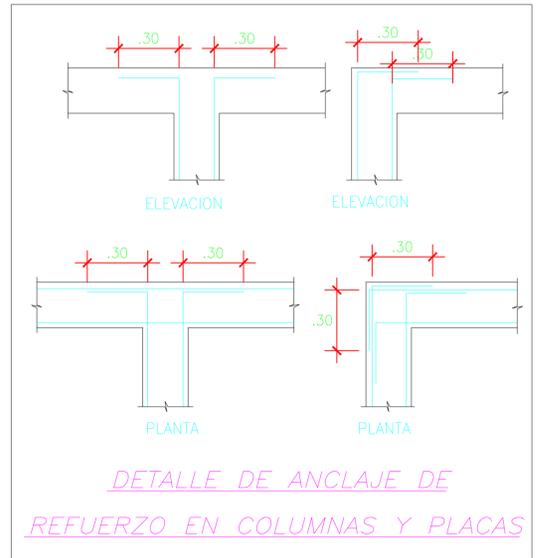
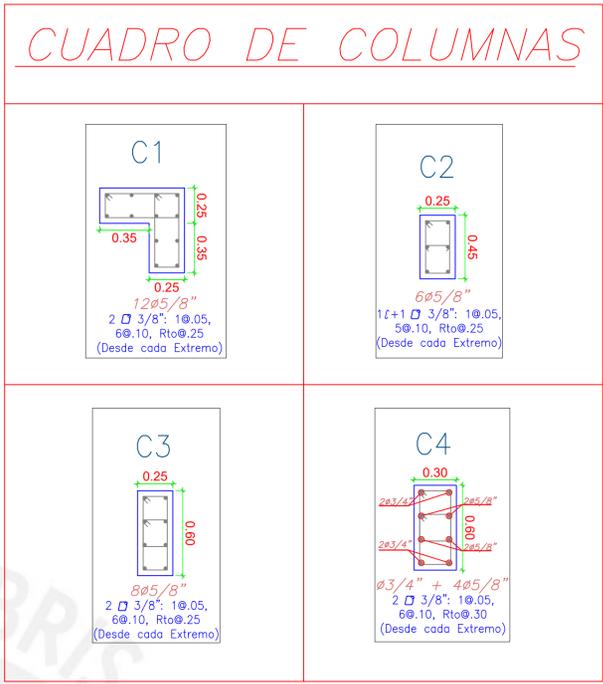
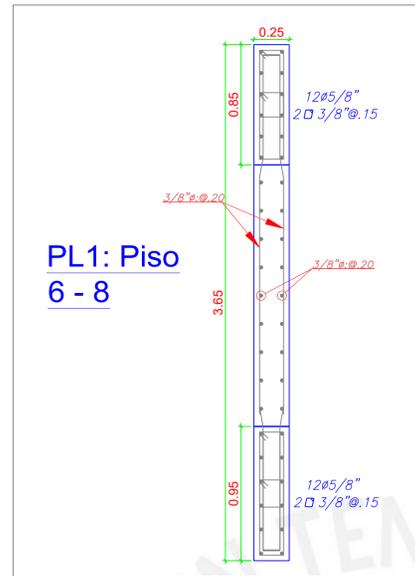
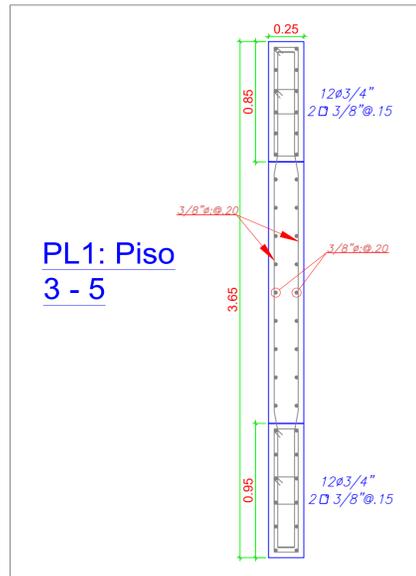
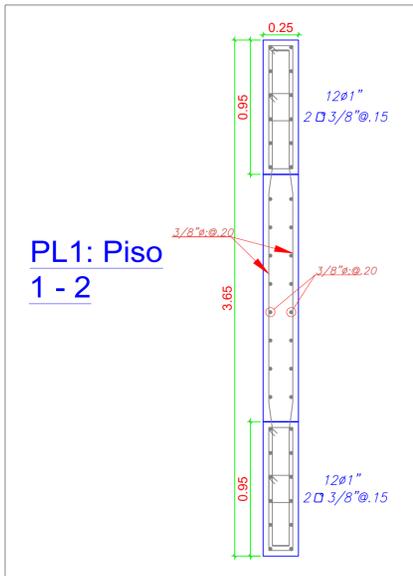


**ANEXO B:
PLANOS DE
ESTRUCTURAS**



EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS

Plano: Planta de Cimentación y Vigas de Cimentación
Responsables: Anderson R. Chavez Callupe, Stanley G. Macuri Mauricio
Fecha: Octubre 2023
Escala: Indicadas
Lámina: **ES-01**



AS

EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS

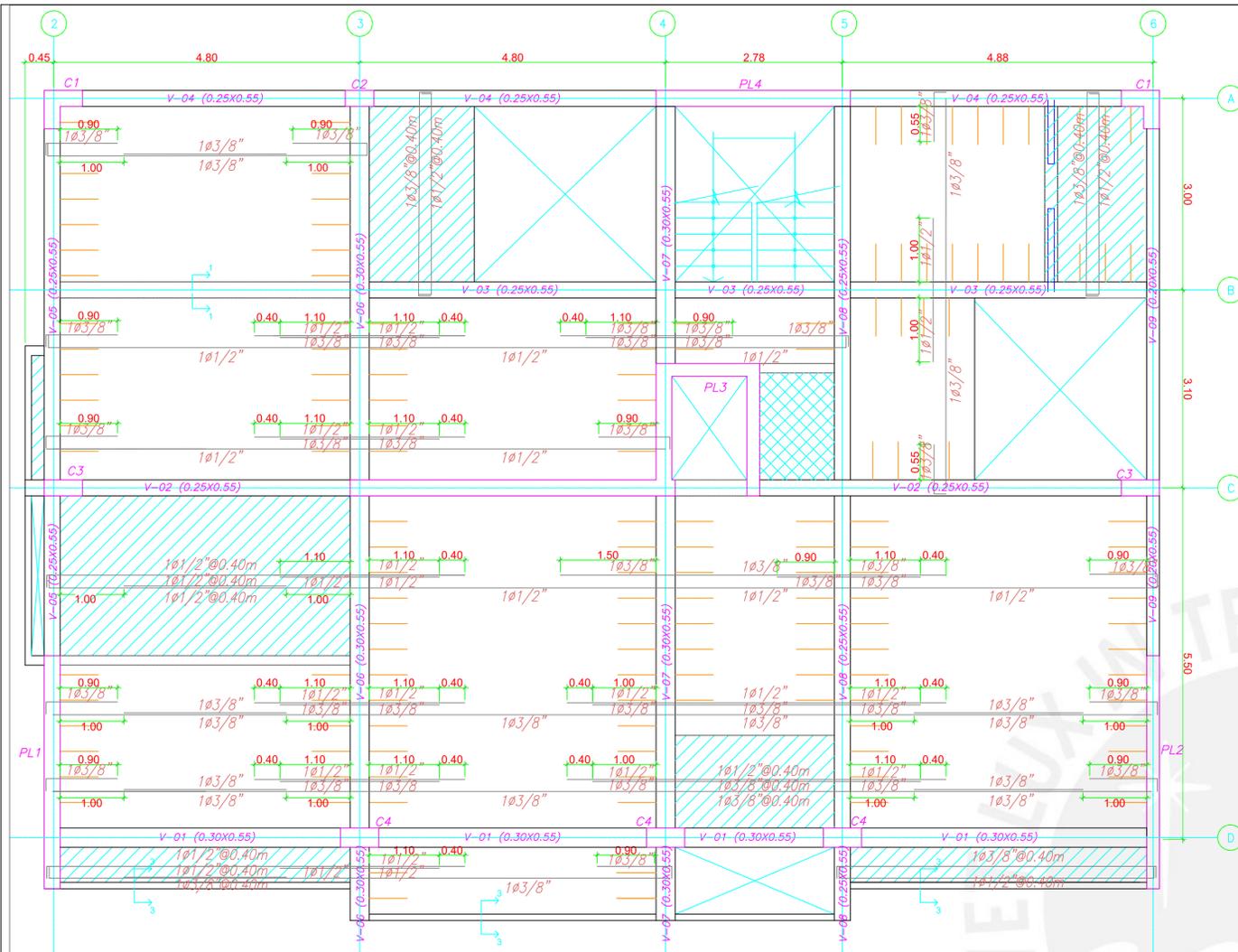
Plano: Columnas y Placas

Responsables: Anderson R. Chavez Callupe, Stanley G. Macuri Mauricio

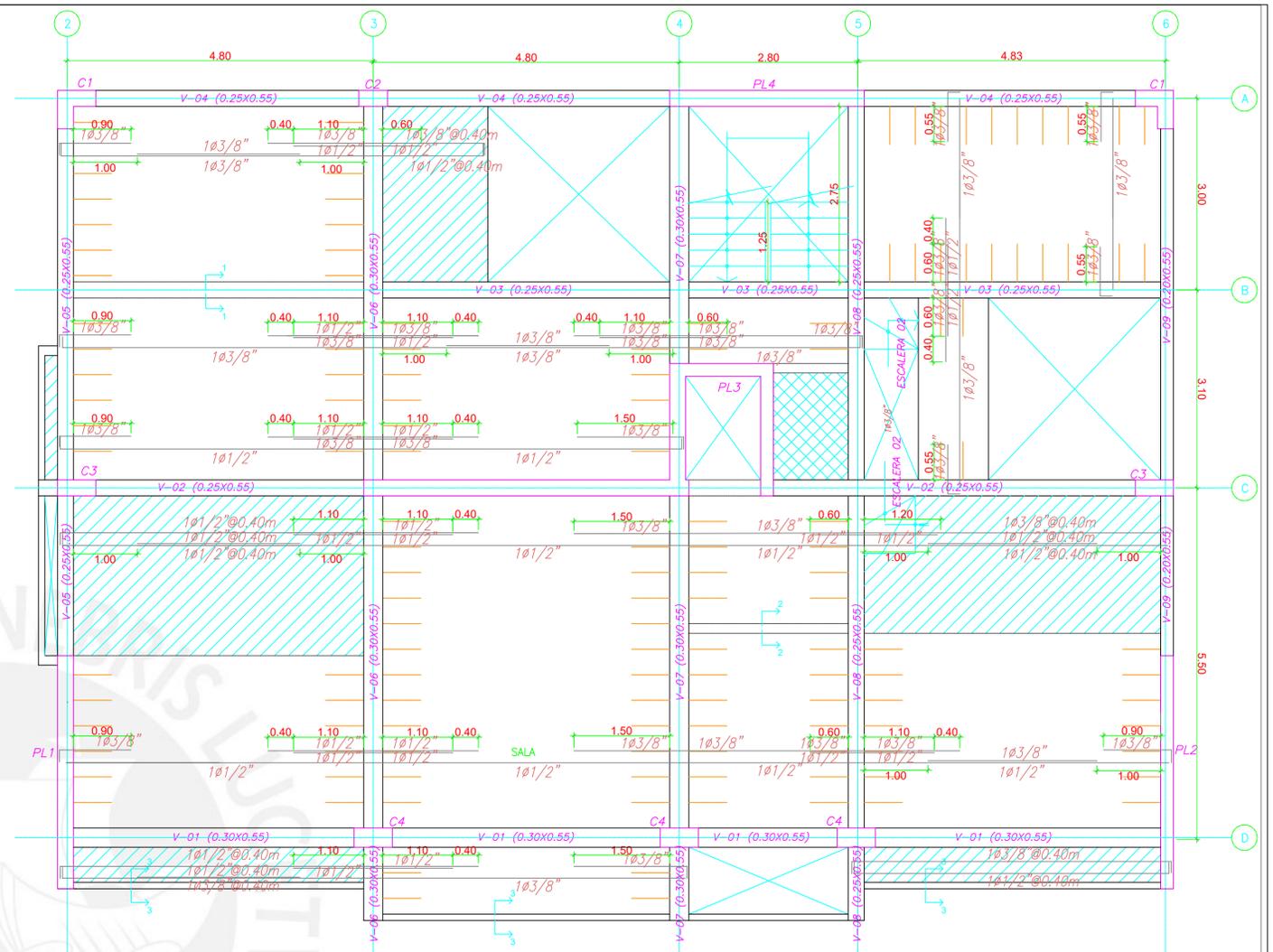
Fecha: Octubre 2023

Escala: 1/25

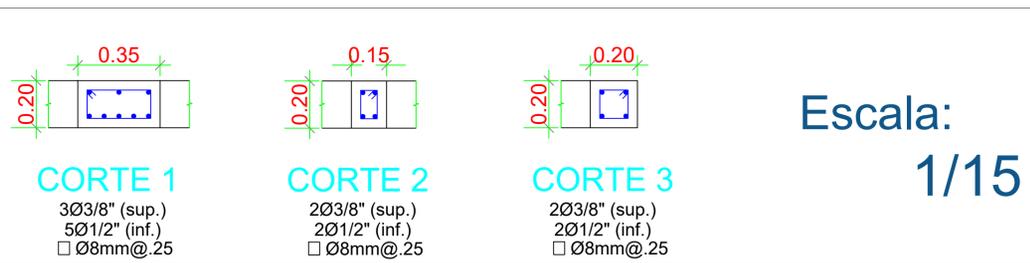
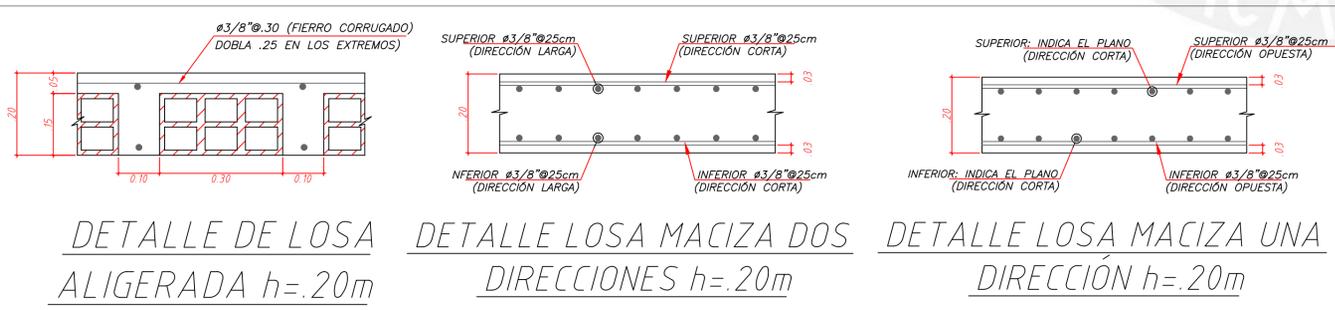
Lámina: **ES-02**



ENCOFRADO TECHO DEL PRIMER, TERCER, QUINTO Y SÉPTIMO PISO
(S/C=200 kg/m²)
Escala: 1/50



ENCOFRADO TECHO DEL SEGUNDO, CUARTO, SEXTO Y OCTAVO PISO
(S/C=200 kg/m²)
Escala: 1/50



Escala: 1/15

LEYENDA	
	LOSA h=20 cm LOSA MACIZA EN DOS DIRECCIONES
	MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 1/4''@25\text{cm}$ MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8''@25\text{cm}$
(En planta solo se muestran los bastones adicionales para estas mallas corridas)	
	LOSA h=20 cm LOSA MACIZA EN UNA DIRECCIÓN
	MALLA EN UNA DIRECCIÓN SUPERIOR $\phi 3/8''@40\text{cm}$ MALLA EN UNA DIRECCIÓN INFERIOR $\phi 3/8''@20\text{cm}$
(En planta solo se muestran los bastones adicionales para estas mallas corridas)	
	LOSA h=20 cm LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL ESPACIADAS @40cm
(En planta solo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)	

EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS

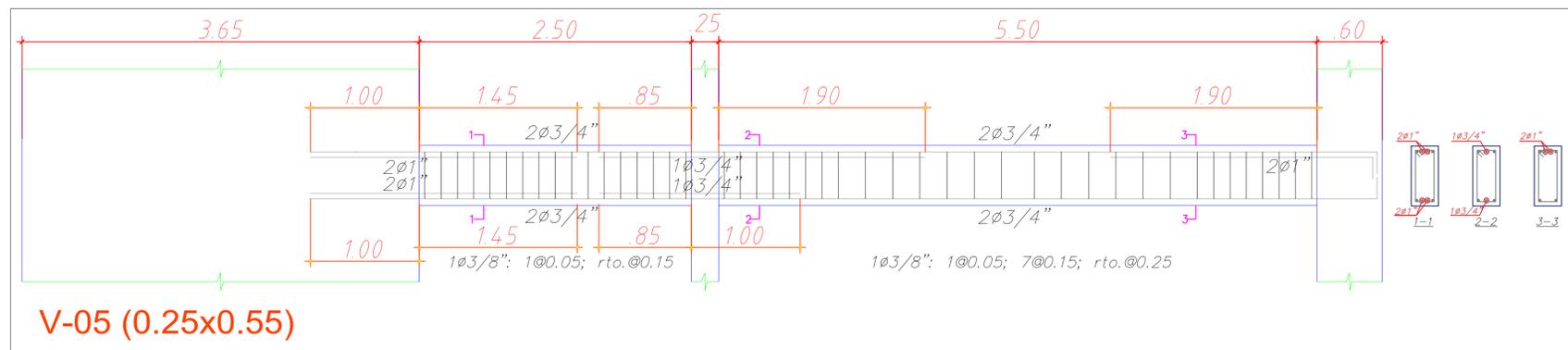
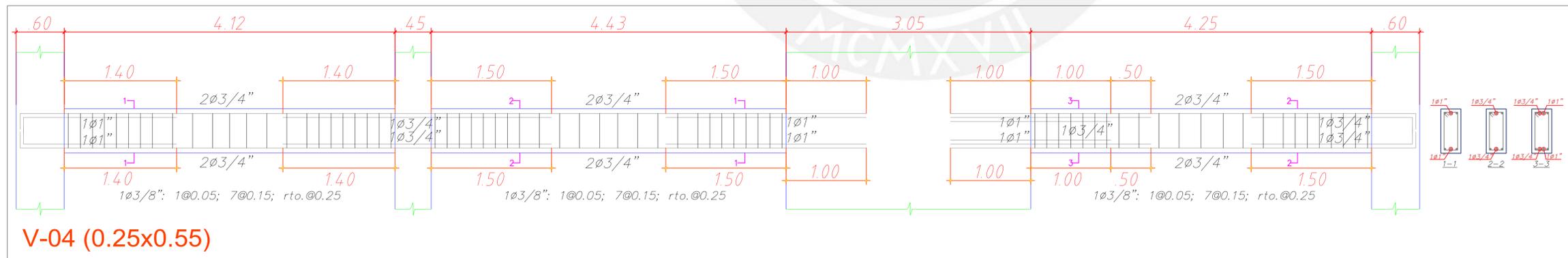
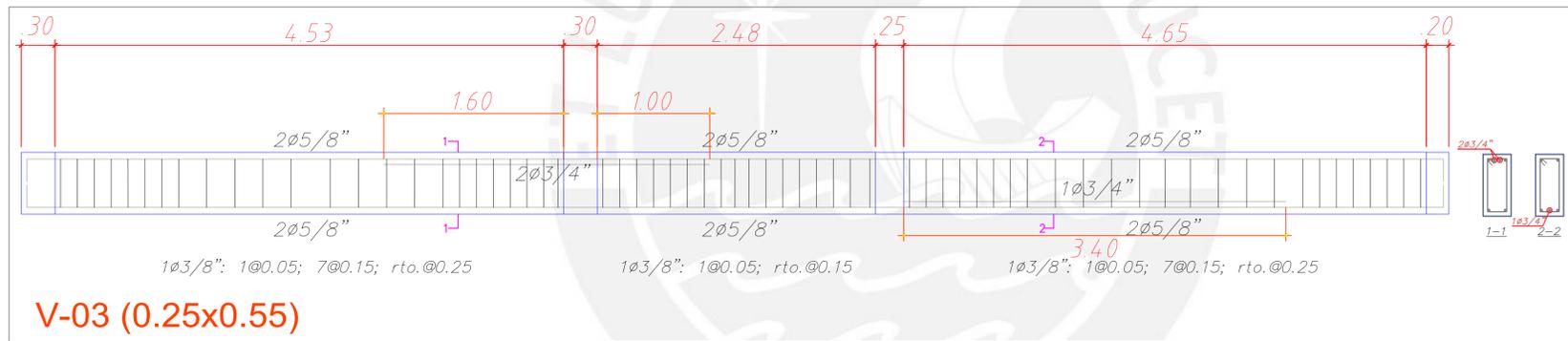
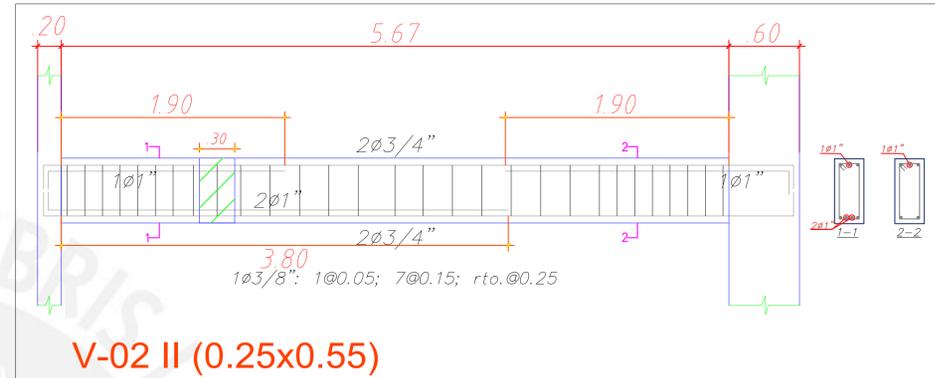
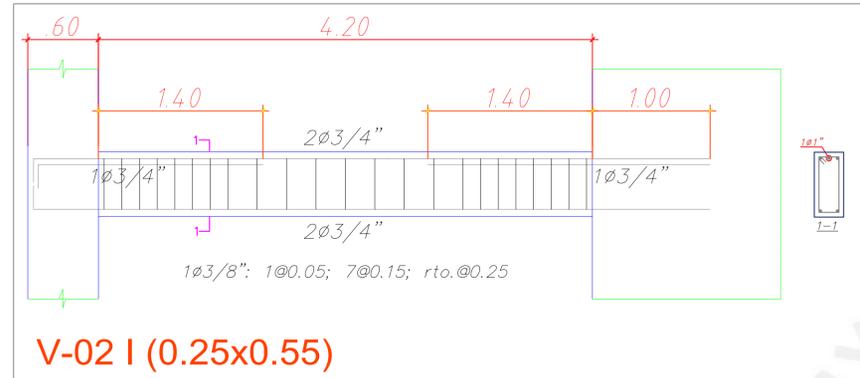
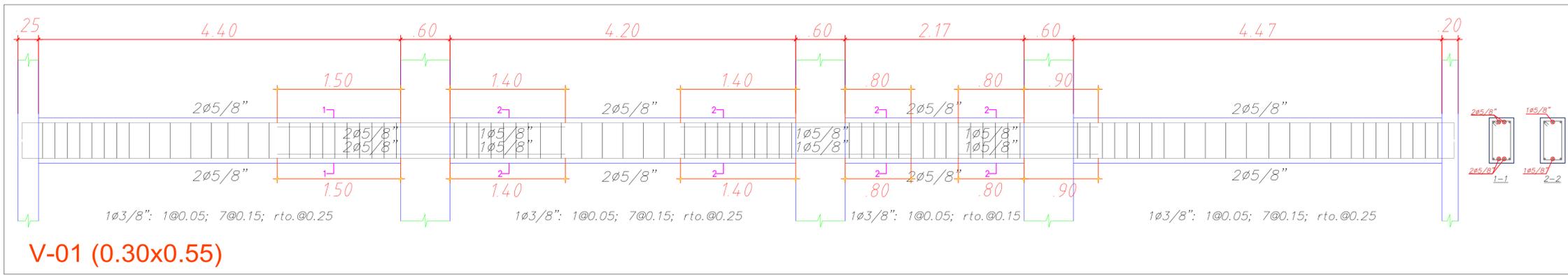
Plano: Encofrado de techo

Responsables:
Anderson R. Chavez Callupe
Stanley G. Macuri Mauricio

Fecha: Octubre 2023

Escala: Indicadas

Lámina: **ES-03**



**EDIFICIO
MULTIFAMILIAR
DE 8 PISOS**

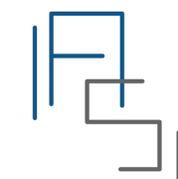
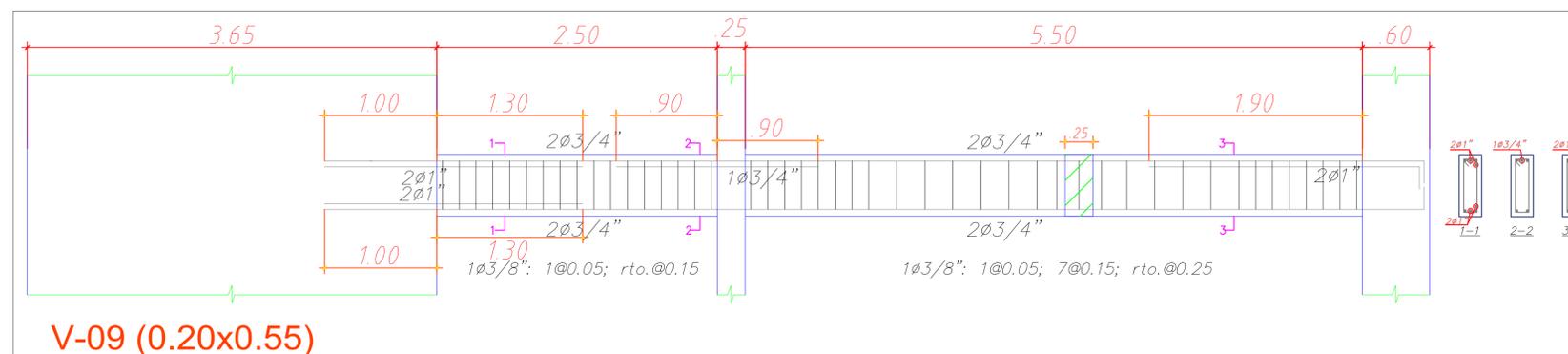
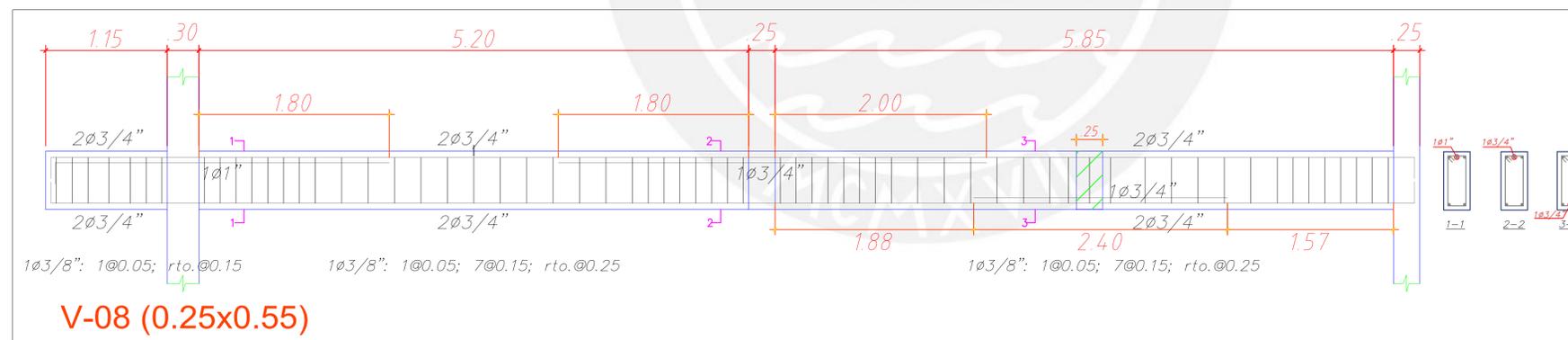
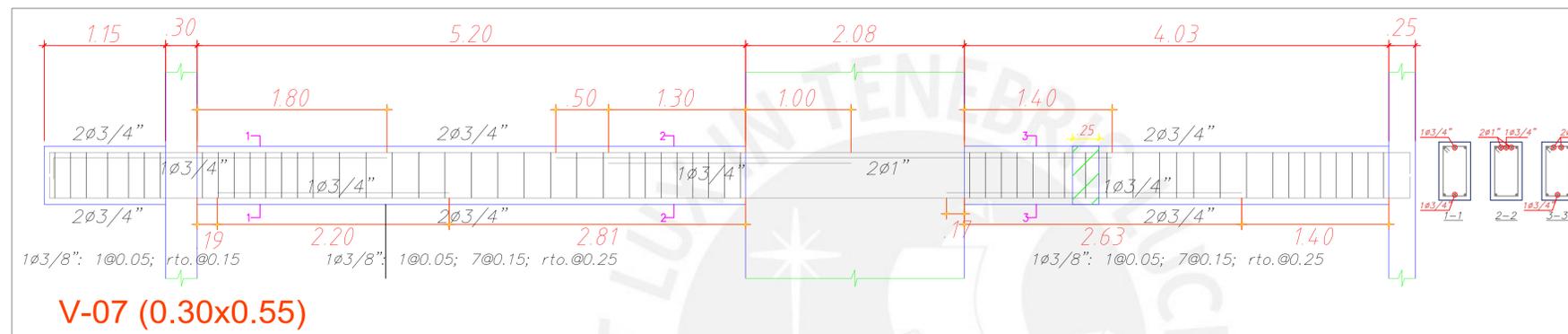
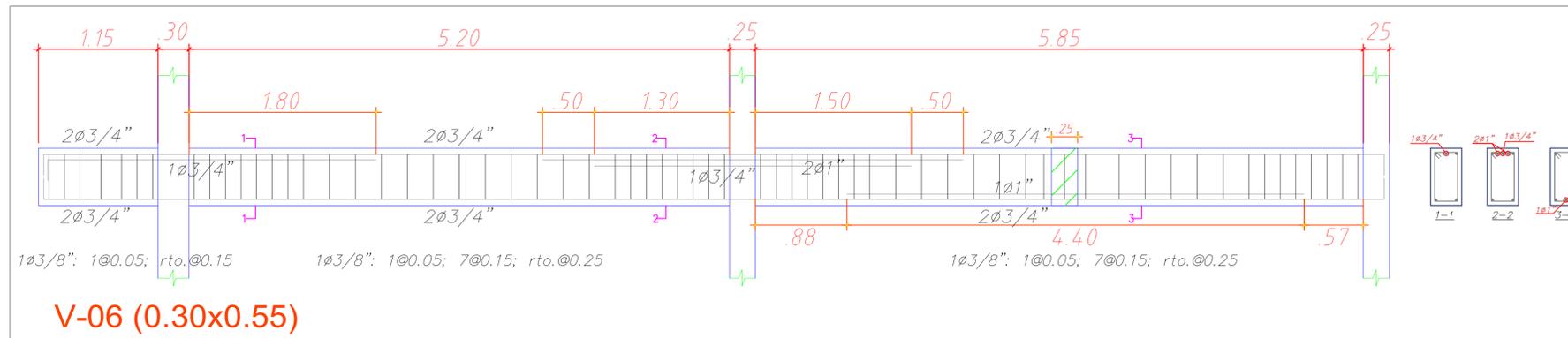
Plano:
Vigas I

Responsables:
Anderson R. Chavez Callupe
Stanley G. Macuri Mauricio

Fecha:
Octubre 2023

Escala:
1/30

Lámina:
ES-04



**EDIFICIO
MULTIFAMILIAR
DE 8 PISOS**

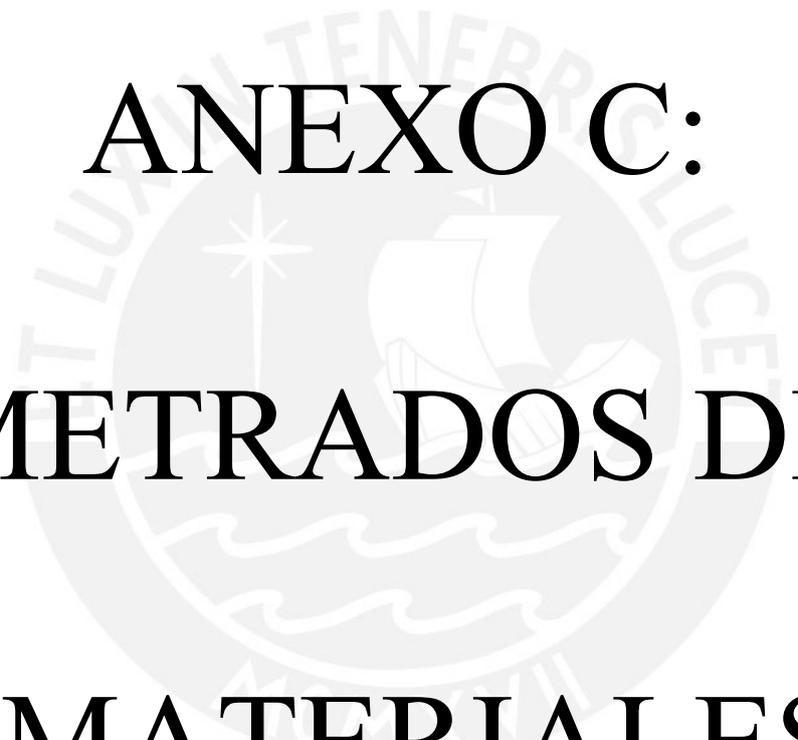
Plano:
Vigas II

Responsables:
Anderson R. Chavez Callupe
Stanley G. Macuri Mauricio

Fecha:
Octubre 2023

Escala:
1/30

Lámina:
ES-05



**ANEXO C:
METRADOS DE
MATERIALES**

METRADOS DE MATERIALES

PARTIDA N°	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
ESTRUCTURAS								
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE								
02.02.02	SOLADO							
02.02.01	CONCRETO SOLADO e=0.05 m, f'c=100 kg/cm2 VACIADO MANUALM	m2						84.59

RATIO DE METRADOS				
Grupo de partidas	Unidad	Ratios Propios	Ratios de similares	% diferencia
Concreto	m3/m2	0.30	0.36	15.6
Encofrado	m2/m2	1.50	1.47	2.2
Acero	kg/m2	23.83	29.49	19.2

AREA TECHADA	1739.1	m2
RESUMEN CONCRETO	528.55	m3
RESUMEN ENCOFRADO	2613.55	m2
RESUMEN ACERO DE REFUERZO	41445.56	kg

ELEMENTO		Solado 5 cm		
Descripción	Cant. Elementos	Ancho (m)	Largo (m)	Area (m2)
Viga Cimentacion VC-01 (0.25x0.90)	1	0.25	4.40	1.10
Viga Cimentacion VC-02 (0.30x0.90)	1	0.30	2.38	0.71
Viga Cimentacion VC-03 (0.30x0.90)	1	0.30	2.08	0.62
Viga Cimentacion VC-04 (0.25x0.90)	1	0.25	3.05	0.76
Viga Cimentacion VC-05 (0.25x0.90)	1	0.25	1.88	0.47
Viga Cimentacion VC-06 (0.25x0.90)	1	0.25	3.70	0.93
Viga Cimentacion VC-07 (0.30x0.90)	1	0.30	2.58	0.77
Zapata de C1 (eje 2A)	1	1.20	2.40	2.88
Zapata de C1 (eje 6A)	1	1.80	1.80	3.24
Zapata de C2	1	1.20	2.40	2.88
Zapata de C4 (eje 3D)	1	1.60	2.10	3.36
Zapata de C4 (eje 4D)	1	1.60	1.80	2.88
Zapata de C4 (eje 5D)	1	1.60	1.80	2.88
Zapata de PL3	1	3.50	8.50	29.75
Zapata de PL4	1	1.50	5.40	8.10
Zapata Combinada PL1 y C3	1	1.30	7.50	9.75
Zapata Combinada PL2 y C3	1	1.50	9.00	13.50
TOTAL (m2)				84.59

OBRAS DE CONCRETO ARMADO								
02.03.01	ZAPATAS							
02.03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO ZAPATAS f'c=210 kg/cm2							54.51
02.03.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60							2,207.43

CONCRETO						ACERO												
Partida	Unid.	Total	Partida													Total		
02.03.01.01	m3	54.51	02.03.01.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 VIGAS												2,207.43		
Descripción	Cant. Elementos	Altura m	Ancho m	Largo m	Volumen m3	Descripción	Longitud m	Veces #	Varillas	Diámetro Ø	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"	
Zapata de C1 (eje 2A)	1	0.60	1.20	2.40	1.73	Bastón en Y	1.35	1	16	3/4"	0.25	0.56	0.99	1.55			2.24	
						Bastón en X	2.55	1	5	3/4"							21.6	
Zapata de C1 (eje 6A)	1	0.75	1.80	1.80	2.43	Bastón en Y	1.95	1	9	1"							17.55	
						Bastón en X	1.95	1	7	1"							13.65	
Zapata de C2	1	0.65	1.20	2.40	1.87	Bastón en Y	1.35	1	12	3/4"							16.2	
						Bastón en X	2.55	1	8	3/4"							20.4	
Zapata de C4 (eje 3D)	1	0.60	1.60	2.10	2.02	Bastón en Y	1.75	1	8	3/4"							14	
						Bastón en X	2.25	1	6	3/4"							13.5	
Zapata de C4 (eje 4D)	1	0.60	1.60	1.80	1.73	Bastón en Y	1.75	1	7	3/4"							12.25	
						Bastón en X	1.95	1	6	3/4"							11.7	
Zapata de C4 (eje 5D)	1	0.60	1.60	1.80	1.73	Bastón en Y	1.75	1	7	3/4"							12.25	
						Bastón en X	1.95	1	6	3/4"							11.7	
Zapata de PL3	1	0.75	3.50	8.50	22.31	Bastón en Y	3.65	1	56	3/4"							204.4	
						Bastón en X	8.65	1	17	3/4"							147.05	
Zapata de PL4	1	0.75	1.50	5.40	6.08	Bastón en Y	1.65	1	27	1"							44.55	
						Bastón en X	5.55	1	5	1"							27.75	
Zapata Combinada PL1 y C3	1	0.60	1.30	7.50	5.85	Bastón en Y	7.65	1	5	3/4"							38.25	
						Bastón en X	1.45	1	30	3/4"							43.5	
						Bastón en Y (superior)	2.75	1	4	3/4"							11	
Zapata Combinada PL2 y C3	1	0.65	1.50	9.00	8.78	Bastón en Y	9.15	1	6	1"							54.9	
						Bastón en X	1.65	1	30	1"							49.5	
						Bastón en Y (superior)	2.65	1	5	1"							13.25	
TOTAL (m3)					54.51	TOTAL (Kg)		2207.43		Longitud (ml)	0	0	0	0	590.55	221.15	0	
										Peso (kg)	0	0	0	0	1322.832	884.6	0	

02.03.02	VIGAS DE CIMENTACION							
02.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO ZAPATAS f'c=210 kg/cm2							6.41
02.03.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60							858.59

CONCRETO						ACERO													
Partida	Unid.	Total	Partida													Unid.	Total		
02.03.02.01	m3	6.41	02.03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 VIGAS												kg	858.59		
DESCRIPCIÓN	CANT	LARGO m	ANCHO m	ALTURA m	VOLUMEN m3	Descripción	DIÁMETRO Ø	N° DE VECES	N° DE PIEZAS	LONGITUD m	LONGITUDES x DIÁMETROS							TOTAL kg	
VC-01 (0.25 X 0.90)	Tramo C-A	1	4.95	0.25	0.90	1.11	Acero Longitudinal - 1	3/4"	1	2	6.85	-	-	-	-	-	13.7	-	30.69
							Acero Longitudinal + 1	3/4"	1	2	6.85	-	-	-	-	-	13.7	-	30.69
							Acero Longitudinal - 2	3/8"	1	2	6.55	-	-	13.1	-	-	-	-	7.34
							Acero Longitudinal + 2	3/8"	1	2	6.55	-	-	13.1	-	-	-	-	7.34
							Estribos	3/8"	1	19	3.10	-	-	58.9	-	-	-	-	32.98
VC-02 (0.30 X 0.90)	Tramo C-A	1	3.49	0.30	0.90	0.94	Acero Longitudinal - 1	3/4"	1	2	6.85	-	-	-	-	-	13.7	-	30.69
							Acero Longitudinal + 1	3/4"	1	2	6.85	-	-	-	-	-	13.7	-	30.69
							Acero Longitudinal - 2	3/8"	1	2	6.55	-	-	13.1	-	-	-	-	7.34
							Acero Longitudinal + 2	3/8"	1	2	6.55	-	-	13.1	-	-	-	-	7.34
							Bastones - der	1"	1	1	2.30	-	-	-	-	-	-	2.3	9.20
							Estribos	3/8"	1	24	3.30	-	-	79.2	-	-	-	-	44.35
VC-03 (0.30 X 0.90)	Tramo B-A	1	2.74	0.30	0.90	0.74	Acero Longitudinal - 1	3/4"	1	2	6.03	-	-	-	-	-	12.06	-	27.01
							Acero Longitudinal + 1	3/4"	1	2	6.03	-	-	-	-	-	12.06	-	27.01
							Acero Longitudinal - 2	3/8"	1	2	5.88	-	-	11.76	-	-	-	-	6.59
							Acero Longitudinal + 2	3/8"	1	2	5.88	-	-	11.76	-	-	-	-	6.59
							Bastones - der	3/4"	1	2	2.00	-	-	-	-	-	-	4	8.96
							Estribos	3/8"	1	26	3.30	-	-	85.8	-	-	-	-	48.05
VC-04 (0.25 X 0.90)	Tramo C-A	1	4.19	0.25	0.90	0.94	Acero Longitudinal - 1	3/4"	1	2	6.85	-	-	-	-	-	13.7	-	30.69
							Acero Longitudinal + 1	3/4"	1	2	6.85	-	-	-	-	-	13.7	-	30.69
							Acero Longitudinal - 2	3/8"	1	2	6.55	-	-	13.1	-	-	-	-	7.34
							Acero Longitudinal + 2	3/8"	1	2	6.55	-	-	13.1	-	-	-	-	7.34
							Bastones - lzo	3/4"	1	1	2.00	-	-	-	-	-	-	2	4.48
							Bastones - der	1"	1	1	2.65	-	-	-	-	-	-	2.65	10.60
							Estribos	3/8"	1	22	3.10	-	-	68.2	-	-	-	-	38.19
VC-05 (0.25 X 0.90)	Tramo 5-6	1	2.98	0.25	0.90	0.67	Acero Longitudinal - 1	3/4"	1	2	6.60	-	-	-	-	-	13.2	-	29.57
							Acero Longitudinal + 1	3/4"	1	2	6.60	-	-	-	-	-	13.2	-	29.57
							Acero Longitudinal - 2	3/8"	1	2	6.45	-	-	12.9	-	-	-	-	7.22
							Acero Longitudinal + 2	3/8"	1	2	6.45	-	-	12.9	-	-	-	-	7.22
							Bastones - der	1"	1	2	2.35	-	-	-	-	-	-	4.7	18.80

CONCRETO							ENCOFRADO			ACERO													
Partida	Unid.	Total	Partida	Unid.	Total	Partida	Unid.	Total											Unid.	Total			
02.03.03.01	m3	114.86	02.03.03.02.03	m2	882.09	02.03.03.04	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 EN MUROS										kg	11,790.00					
VC-06 (0.25 X 0.90)	Tramo 5-6	1	4.64	0.25	0.90	1.04	Acero Longitudinal - 1	3/8"	1	28	3.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	48.61
							Acero Longitudinal + 1	3/4"	1	2	6.98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	31.27
							Acero Longitudinal - 2	3/8"	1	2	6.98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	31.27
							Acero Longitudinal + 2	3/8"	1	2	6.88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7.48
							Bastones - izq	3/4"	1	1	1.95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.37
							Bastones - der	1"	1	1	2.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10.60
							Bastones - der	3/8"	1	19	3.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32.98
VC-07 (0.30 X 0.90)	Tramo 5-6	1	3.53	0.30	0.90	0.95	Acero Longitudinal - 1	3/4"	1	2	5.78	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25.89
							Acero Longitudinal + 1	3/4"	1	2	5.78	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25.89
							Acero Longitudinal - 2	3/8"	1	2	5.48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.14
							Acero Longitudinal + 2	3/8"	1	2	5.48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.14
							Bastones - der	1"	1	1	2.05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.20
							Bastones - der	3/8"	1	15	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	27.72
							TOTAL (m3)				6.41												

125.46
99.98

02.03.03	MUROS REFORZADOS / PLACAS					
02.03.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO PLACAS f'c=210 kg/cm2					114.86
02.03.03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS					882.09
02.03.03.04	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60					11,790.00

CONCRETO							ENCOFRADO			ACERO														
Partida	Unid.	Total	Partida	Unid.	Total	Partida	Unid.	Total											Unid.	Total				
02.03.04.01	m3	30.83	02.03.04.02.03	m2	324.00	02.03.04.04	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS										kg	1,941.00						
DESCRIPCIÓN	CANT	ALTO	ANCHO	ALTO	VOLUMEN	ALTO	PERÍMETRO	ÁREA	DESCRIPCIÓN	DIÁMETRO	Nº DE VECES	Nº DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUDES x DIÁMETROS					TOTAL					
		m	m	m	m3	m	m	m2		Ø		Ø	m	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	kg				
PL1 Pisos 1 y 2	1	6.80	0.25	3.65	6.21	6.80	7.80	53.04	Barras de núcleo	8.50	24	1"	-	-	-	-	-	-	-	204	816.00			
	1								Estribos de núcleo	6	45	3/8"	-	270	-	-	-	-	-	-	151.20			
	1								Refuerzo vertical	8.50	16	3/8"	-	136	-	-	-	-	-	-	76.16			
	1								Refuerzo horizontal	7.5	33	3/8"	-	247.5	-	-	-	-	-	-	138.60			
PL1 Pisos 3, 4 y 5	1	8.70	0.25	3.65	7.94	8.70	7.80	67.86	Barras de núcleo	9.50	24	3/4"	-	-	-	-	-	-	228	-	510.72			
	1								Estribos de núcleo	5.7	57	3/8"	-	324.9	-	-	-	-	-	-	181.94			
	1								Refuerzo vertical	9.50	18	3/8"	-	171	-	-	-	-	-	-	95.76			
	1								Refuerzo horizontal	7.5	43	3/8"	-	322.5	-	-	-	-	-	-	180.60			
PL1 Pisos 6, 7 y 8	1	8.70	0.25	3.65	7.94	8.70	7.80	67.86	Barras de núcleo	9.50	24	5/8"	-	-	-	-	-	-	228	-	353.40			
	1								Estribos de núcleo	5.7	57	3/8"	-	324.9	-	-	-	-	-	-	181.94			
	1								Refuerzo vertical	9.50	18	3/8"	-	171	-	-	-	-	-	-	95.76			
	1								Refuerzo horizontal	7.5	43	3/8"	-	322.5	-	-	-	-	-	-	180.60			
PL2 Pisos 1 y 2	1	6.80	0.2	3.65	4.96	6.80	7.70	52.36	Barras de núcleo	8.50	24	1"	-	-	-	-	-	-	-	204	816.00			
	1								Estribos de núcleo	5.6	45	3/8"	-	252	-	-	-	-	-	-	141.12			
	1								Refuerzo vertical	8.50	14	3/8"	-	119	-	-	-	-	-	-	66.64			
	1								Refuerzo horizontal	7.3	27	3/8"	-	197.1	-	-	-	-	-	-	110.38			
PL2 Pisos 3, 4 y 5	1	8.70	0.2	3.65	6.35	8.70	7.70	66.99	Barras de núcleo	9.50	24	3/4"	-	-	-	-	-	-	228	-	510.72			
	1								Estribos de núcleo	5.4	57	3/8"	-	307.8	-	-	-	-	-	-	172.37			
	1								Refuerzo vertical	9.50	14	3/8"	-	133	-	-	-	-	-	-	74.48			
	1								Refuerzo horizontal	7.3	34	3/8"	-	248.2	-	-	-	-	-	-	138.99			
PL2 Pisos 6, 7 y 8	1	8.70	0.2	3.65	6.35	8.70	7.70	66.99	Barras de núcleo	9.50	24	5/8"	-	-	-	-	-	-	228	-	353.40			
	1								Estribos de núcleo	5.4	57	3/8"	-	307.8	-	-	-	-	-	-	172.37			
	1								Refuerzo vertical	9.50	14	3/8"	-	133	-	-	-	-	-	-	74.48			
	1								Refuerzo horizontal	7.3	34	3/8"	-	248.2	-	-	-	-	-	-	138.99			
PL3 Pisos 1 y 2	1	6.80	0.25	6.925	11.77	6.80	14.35	97.58	Barras de núcleo	8.50	44	3/4"	-	-	-	-	-	-	374	-	837.76			
	1								Estribos de núcleo	9.6	45	3/8"	-	432	-	-	-	-	-	-	241.92			
	1								Refuerzo vertical echado	8.50	46	3/8"	-	391	-	-	-	-	-	-	218.96			
	1								Refuerzo vertical parado	8.50	22	3/8"	-	187	-	-	-	-	-	-	104.72			
	1								Refuerzo horizontal echado	13.4	33	3/8"	-	442.2	-	-	-	-	-	-	247.63			
	1								Refuerzo horizontal parado	8.3	33	3/8"	-	273.9	-	-	-	-	-	-	153.38			
PL3 Pisos 3, 4, 5, 6, 7 y 8	1	17.40	0.25	6.925	30.12	17.40	14.35	249.69	Barras de núcleo	18.20	22	3/4"	-	-	-	-	-	-	400.4	-	896.90			
	1								Estribos de núcleo	3.5	115	3/8"	-	402.5	-	-	-	-	-	-	225.40			
	1								Refuerzo vertical echado	18.20	54	3/8"	-	982.8	-	-	-	-	-	-	550.37			
	1								Refuerzo vertical parado	18.20	32	3/8"	-	582.4	-	-	-	-	-	-	326.14			
	1								Refuerzo horizontal echado	13.4	86	3/8"	-	1152.4	-	-	-	-	-	-	645.34			
	1								Refuerzo horizontal parado	8.3	86	3/8"	-	713.8	-	-	-	-	-	-	399.73			
PL4 Pisos 1, 2, 3, 4, y 5	1	15.50	0.25	3.05	11.82	15.50	6.60	102.30	Barras de núcleo	16.30	12	5/8"	-	-	-	-	-	-	195.6	-	303.18			
	1								Estribos de núcleo	0.7	103	3/8"	-	72.1	-	-	-	-	-	-	40.38			
	1								Refuerzo vertical	16.30	22	3/8"	-	358.6	-	-	-	-	-	-	200.82			
	1								Refuerzo horizontal	6.3	77	3/8"	-	485.1	-	-	-	-	-	-	271.66			
PL4 Pisos 6, 7 y 8	1	8.70	0.25	3.05	6.63	8.70	6.60	57.42	Barras de núcleo	9.50	12	5/8"	-	-	-	-	-	-	114	-	176.70			
	1								Estribos de núcleo	0.7	57	3/8"	-	39.9	-	-	-	-	-	-	22.34			
	1								Refuerzo vertical	9.50	14	3/8"	-	133	-	-	-	-	-	-	74.48			
	1								Refuerzo horizontal	6.3	34	3/8"	-	214.2	-	-	-	-	-	-	119.95			
									TOTAL (m3)														114.86	
									TOTAL (m2)															882.09

02.03.04	COLUMNAS					
02.03.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO COLUMNAS f'c=210 kg/cm2					30.83
02.03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS					324.00
02.03.04.04	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60					1,941.00

CONCRETO							ENCOFRADO			ACERO											
Partida	Unid.	Total	Partida	Unid.	Total	Partida	Unid.	Total											Unid.	Total	
02.03.05.01	m3	120.41	02.03.05.02.03	m2	853.41	02.03.05.04	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 VIGAS										kg	16,815.38			
DESCRIPCIÓN	CANT	ALTO	ANCHO	ALTO	VOLUMEN	ALTO	PERÍMETRO	ÁREA	DESCRIPCIÓN	DIÁMETRO	Nº DE VECES	Nº DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUDES x DIÁMETROS					TOTAL		
		m	m	m	m3	m	m	m2		Ø		Ø	m	8 mm	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	kg
DEL PISO 1 AL PISO 8			</																		

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	LARGO	ANCHO	ALTURA	VOLUMEN	ÁREA	PERÍMETRO	ÁREA	DESCRIPCIÓN	DIÁMETRO	Nº DE VECES	Nº DE PIEZAS	LONGITUD	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	TOTAL
		m	m	m	m3	m	m	m2		Ø			m							kg
LOSA MACIZA																				
Losa Maciza 1D - 1 (3-4 y A-B)	8	2.75	1.65	0.20	7.26	2.75	1.65	36.3	Bastón superior largo	3/8"	8	8	1.90	-	121.6	-	-	-	-	68.10
	8								Bastón superior corto	1/2"	8	8	0.75	-	-	48	-	-	-	47.52
	8								Bastón inferior largo	1/2"	8	8	1.90	-	-	121.6	-	-	-	120.38
Losa Maciza 1D - 2(2-3 y C-D)	8	4.55	2.65	0.20	19.29	4.55	2.65	96.46	Acero transversal	1/2"	8	6	1.95	-	-	-	-	-	-	93.66
	8								Bastón superior largo	1/2"	8	7	5.10	-	-	-	-	-	-	285.74
	8								Bastón superior corto	1/2"	8	7	2.55	-	-	-	-	-	-	141.37
	8								Bastón inferior largo	1/2"	8	7	5.10	-	-	-	-	-	-	282.74
	8								Bastón inferior corto	1/2"	8	7	1.25	-	-	70	-	-	-	69.30
Losa Maciza 1D - 3(4-5 y C-D)	4	2.50	1.45	0.20	2.90	2.50	1.45	14.5	Acero transversal	1/2"	4	15	5.10	-	-	612	-	-	-	605.88
	4								Bastón superior largo	1/2"	4	4	2.78	-	-	44.48	-	-	-	44.04
	4								Bastón superior corto	3/8"	4	4	2.78	-	44.48	-	-	-	24.91	
	4								Bastón inferior largo	3/8"	4	4	2.78	-	44.48	-	-	-	24.91	
	4								Acero transversal	1/2"	4	8	2.75	-	-	88	-	-	-	87.12
Losa Maciza 1D - 4(2-3 y C-D)	4	4.55	0.55	0.20	2.00	4.55	0.55	10.01	Bastón superior largo	1/2"	4	2	5.10	-	-	40.8	-	-	-	40.39
	4								Bastón superior corto	1/2"	4	2	1.25	-	-	10	-	-	-	9.50
	4								Bastón inferior largo	3/8"	4	2	5.10	-	-	40.8	-	-	-	22.85
	4								Bastón inferior corto	1/2"	4	2	2.50	-	-	20	-	-	-	19.80
	4								Acero transversal	1/2"	4	15	0.85	-	-	51	-	-	-	50.49
Losa Maciza 1D - 5(5-6 y C-D)	4	4.65	0.55	0.20	2.05	4.65	0.55	10.23	Bastón superior largo	3/8"	4	2	5.18	-	41.44	-	-	-	-	23.21
	4								Bastón inferior largo	1/2"	4	2	5.18	-	-	41.44	-	-	-	41.03
	4								Acero transversal	1/2"	4	16	0.85	-	-	54.4	-	-	-	53.86
Losa Maciza 1D - 6(4-5 y C-D)	4	4.65	2.15	0.20	8.00	4.65	2.15	39.99	Bastón superior largo	3/8"	4	5	5.03	-	100.6	-	-	-	-	56.34
	4								Bastón superior corto	1/2"	4	5	1.33	-	-	26.6	-	-	-	26.33
	4								Bastón inferior largo	1/2"	4	5	5.03	-	-	100.6	-	-	-	99.59
	4								Bastón inferior corto	1/2"	4	5	2.70	-	-	54	-	-	-	53.46
	4								Acero transversal	1/2"	4	16	2.45	-	-	156.23	-	-	-	155.23
Losa Maciza 2D - 7	8	1.18	1.83	0.20	3.46	1.18	1.83	17.2752	Bastón superior largo	3/8"	8	8	2.20	-	-	123.2	-	-	-	68.99
	8								Bastón superior corto	3/8"	8	7	2.20	-	-	123.2	-	-	-	68.99
	8								Bastón inferior largo	3/8"	8	4	1.45	-	-	46.4	-	-	-	25.98
	8								Bastón inferior corto	3/8"	8	4	1.45	-	-	46.4	-	-	-	25.98

02.03.06.02	LOSAS ALIGERADAS																			
02.03.06.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO LOSAS ALIGERADAS f'c=210 kg/cm2	m3						138.75												
02.03.06.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2						298.97												
02.03.06.02.04	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg						1131.00												

CONCRETO			ENCOFRADO			ACERO																
Partida	Unid.	Total	Partida	Unid.	Total	Partida	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 LOSAS ALIGERADAS														Unid.	Total
02.03.06.02.01	m3	138.75	02.03.06.02.03	m2	298.97	02.03.06.02.04	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 LOSAS ALIGERADAS														kg	1,131.00
CONCRETO EN ALIGERADOS f'c=210 kg/cm2			ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ALIGERADO CONVENCIONAL																			

DESCRIPCIÓN	CANT	DIMENSIONES			VOLUMEN	LARGO	PERÍMETRO	ÁREA	Descripción	DIÁMETRO	Nº DE VECES	Nº DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUDES x DIÁMETROS						TOTAL
		ÁREA	VOL. CONCRETO	ALTURA										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
		m2	m3/m2	m	m	m	m2		Ø			m								kg
PISOS IMPARES																				
Losa Aligerada (2-3 y A-B)	8	12.51	0.138		13.76		100.08	Positivo 1	3/8"	1	8	4.8	-	38.4	-	-	-	-	-	21.50
								Positivo 2	3/8"	1	8	2.5	-	20	-	-	-	-	-	11.20
								Bastón negativo 1	3/8"	1	8	1.25	-	10	-	-	-	-	-	5.60
								Bastón negativo 2	3/8"	1	8	1.65	-	13.2	-	-	-	-	-	7.39
								Bastón negativo 3	1/2"	1	8	1.25	-	10	-	-	-	-	-	9.90
Losa Aligerada (2-3 y B-C)	8	12.97	0.138		14.27		12.97	Temperat. Transversal	1/4"	1	15	3.00	45	-	-	-	-	-	-	11.25
								Positivo 1	1/2"	1	8	4.8	-	-	38.4	-	-	-	-	38.02
								Bastón negativo 1	3/8"	1	8	1.25	-	10	-	-	-	-	-	5.60
								Bastón negativo 2	1/2"	1	8	1.65	-	-	13.2	-	-	-	-	13.07
								Bastón negativo 3	3/8"	1	8	1.25	-	10	-	-	-	-	-	5.60
Losa Aligerada (3-4 y B-C)	8	12.83	0.138		14.11		12.83	Temperat. Transversal	1/4"	1	16	3.10	49.6	-	-	-	-	-	-	12.40
								Positivo 1	1/2"	1	8	4.8	-	-	38.4	-	-	-	-	38.02
								Bastón negativo 1	1/2"	1	8	1.65	-	-	13.2	-	-	-	-	13.07
								Bastón negativo 2	3/8"	1	8	1.25	-	10	-	-	-	-	-	5.60
								Bastón negativo 3	3/8"	1	3	1.65	-	4.95	-	-	-	-	-	2.77
								Bastón negativo 4	3/8"	1	3	1.25	-	3.75	-	-	-	-	-	2.10
								Bastón negativo 5	3/8"	1	3	1.25	-	6.25	-	-	-	-	-	3.50
Losa Aligerada (4-5 y B-C)	8	2.56	0.138		2.82		2.56	Temperat. Transversal	1/4"	1	15	3.10	46.5	-	-	-	-	-	-	11.63
								Positivo 1	1/2"	1	3	2.78	-	-	8.34	-	-	-	-	8.28
								Negativo 1	3/8"	1	3	2.93	-	-	8.79	-	-	-	-	4.52
								Bastón negativo 1	3/8"	1	3	0.9	-	2.7	-	-	-	-	-	1.51
Losa Aligerada (2-3 y C-D)	4	11.73	0.138		6.45		11.73	Temperat. Transversal	1/4"	1	8	1.03	8.24	-	-	-	-	-	-	2.06
								Positivo 1	3/8"	1	6	4.80	-	28.8	-	-	-	-	-	16.13
								Bastón positivo 1	3/8"	1	6	2.50	-	15	-	-	-	-	-	8.40
								Bastón negativo 1	3/8"	1	6	1.25	-	7.5	-	-	-	-	-	4.20
								Bastón negativo 2	1/2"	1	6	1.65	-	-	9.9	-	-	-	-	9.80
								Bastón negativo 3	3/8"	1	6	1.25	-	7.5	-	-	-	-	-	4.20
Losa Aligerada (3-4 y C-D)	4	11.93	0.138		6.56		11.93	Temperat. Transversal	1/4"	1	15	2.55	38.25	-	-	-	-	-	-	9.56
								Positivo 1	1/2"	1	7	4.80	-	-	33.6	-	-	-	-	33.26
								Bastón negativo 1	1/2"	1	7	1.65	-	-	11.55	-	-	-	-	11.43
								Bastón negativo 2	1/2"	1	7	1.25	-	-	8.75	-	-	-	-	8.66
								Bastón negativo 3	3/8"	1	7	1.65	-	11.55	-	-	-	-	-	6.47
Losa Aligerada (3-4 y C-D)	4	11.48	0.138		6.31		11.48	Temperat. Transversal	1/4"	1	15	2.65	39.75	-	-	-	-	-	-	9.94
								Positivo	3/8"	1	6	4.8	-	28.8	-	-	-	-	-	16.13
								Bastón negativo 1	1/2"	1	6	1.65	-	-	9.9	-	-	-	-	9.80
								Bastón negativo 2												

Losa Aligerada (5-6 y C-D)	4	14.18	0.138	7.80	14.18	Positivo 1/2"	1	8	4.88	-	-	39.04	-	-	-	38.65	
						Baston positivo 1/2"	1	8	2.63	-	-	21.04	-	-	-	20.83	
						Baston negativo 1 3/8"	1	8	1.63	-	13.04	-	-	-	7.30		
						Baston negativo 2 1/2"	1	8	1.23	-	-	9.84	-	-	9.74		
						Baston negativo 3 3/8"	1	8	1.25	-	10	-	-	-	5.60		
						Temperat. Transversal 1/4"	1	16	3.05	48.8	-	-	-	-	12.20		
Losa Aligerada (A-B y 5-6)	4	7.41	0.138	4.08	7.41	Positivo 3/8"	1	7	3.00	-	21	-	-	-	11.76		
						Baston negativo 3/8"	1	7	0.90	-	6.3	-	-	-	3.53		
						Baston negativo 3/8"	1	7	0.90	-	6.3	-	-	-	3.53		
						Temperat. Transversal 1/4"	1	10	2.65	26.5	-	-	-	-	6.63		
Losa Aligerada (A-B y 5-6)	4	5.36	0.138	2.95	5.36	Positivo 3/8"	1	5.00	3.10	-	15.5	-	-	-	8.68		
						Baston negativo 1 3/8"	1	5	0.90	-	4.5	-	-	-	2.52		
						Baston negativo 2 3/8"	1	5	1.13	-	5.65	-	-	-	3.16		
						Baston negativo 3 1/2"	1	5	0.73	-	-	3.65	-	-	3.61		
						Temperat. Transversal 1/4"	1	10	1.95	19.5	-	-	-	-	4.88		
Losa Aligerada (B-C y 5-6)	4	3.14	0.138	1.73	3.14	Positivo 3/8"	1	3.00	3.00	-	9	-	-	-	5.04		
						Baston negativo 1 3/8"	1	3	0.90	-	2.7	-	-	-	1.51		
						Baston negativo 2 3/8"	1	3	1.13	-	3.39	-	-	-	1.90		
						Baston negativo 3 1/2"	1	3	0.73	-	-	2.19	-	-	2.17		
						Temperat. Transversal 1/4"	1	10	1.10	11	-	-	-	-	2.75		
				TOTAL (m3)	138.75												

94.32
25.44
22.85
13.37

02.03.07	ESCALERAS				
02.03.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO ESCALERA f'c=210 kg/cm2	m3			11.91
02.03.07.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2			34.35
02.03.07.04	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg			50.78

DESCRIPCIÓN	CANT	CONCRETO			ENCOFRADO			ACERO										Unid.	Total		
		Partida	Unid.	Total	Partida	Unid.	Total	Partida													
		02.03.07.01	m3	11.91	02.03.07.02.03	m2	34.35	02.03.07.04	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 ESCALERAS											kg	50.78
		DIMENSIONES			VOLUMEN	DESCRIPCIÓN	LONGITUD	ÁREA	Descripción	DIÁMETRO	N° DE VECES	N° DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUDES x DIAMETROS					TOTAL		
		AREA	ANCHO	ALTURA																	
		m2	m	m	m3		m	m2		Ø			m	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	kg	
	2 escaleras típicas						Total:	24.82			2 escaleras típicas										
	TRAMO 1 - PISO 1-8	8	0.60	1.25	5.95	Lateral Escalera (descanso+escalera)	-	9.52	Aceros Longitudinales	3/8"	1	4	8.21	-	32.84	-	-	-	-	-	18.39
						Contrapaso	-	15.30	Aceros Transversales	3/8"	1	10	1.25	-	12.5	-	-	-	-	-	7.00
	TRAMO 2 - PISO 1-8	8	0.60	1.25	5.95	Lateral Escalera (descanso+escalera)	-	9.52	Aceros Longitudinales	3/8"	1	4	8.21	-	32.84	-	-	-	-	-	18.39
							-	9.52	Aceros Transversales	3/8"	1	10	1.25	-	12.5	-	-	-	-	-	7.00

25.39
25.39

02.03.08	CISTERNA				
02.03.08.01	CONCRETO PREMEZCLADO CISTERNA f'c=210 kg/cm2	m3			17.19
02.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO DE CISTERNA	m2			66.04
02.03.08.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN TECHO DE CISTERNA	m2			7.43
02.03.08.04	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg			1,079.04

RESUMEN CONCRETO	528.55	m3
RESUMEN ENCOFRADO Y DESE	2513.55	m2
RESUMEN ACERO DE REFUERZO	37,677.78	Kg

