

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES EN EL DISTRITO DE
SANTIAGO DE SURCO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Brando Alonso Muñoz Vargas

ASESOR:

Jonathan Soto Oblea

Lima, Febrero, 2024

Informe de Similitud

Yo, Edward Jonathan Soto Oblea,

docente de la Facultad de CIENCIAS E INGENIERIA de la Pontificia

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

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES EN EL DISTRITO DE SANTIAGO DE SURCO

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

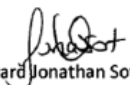
Brando Alonso Muñoz Vargas

.....,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 18 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 19/01/2024.
- 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: San Miguel, 19 de enero de 2024

Apellidos y nombres del asesor: Soto Oblea, Edward Jonathan	
Paterno Materno, Nombre1 Nombre 2	
DNI: 45532183	Firma
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-5267-0899	 Edward Jonathan Soto Oblea

RESUMEN

El proyecto abarco el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de cinco pisos más la azotea de concreto armado sin sótanos, el mismo que comprende una parte de una edificación de dos bloques, de igual estructura. Esta edificación cuenta con un área de terreno de 568m^2 , y se encuentra en el distrito de Santiago de Surco – Lima. El tipo de suelo correspondiente a la zona es una grava típica con un esfuerzo admisible de 4kg/cm^2 .

Respecto a la arquitectura de la edificación, ésta comprende una planta de primer piso, una planta típica del segundo al quinto piso, y una planta para la azotea. El edificio contará con dos departamentos por piso, 10 departamentos simples ubicados simétricamente excepto en el primer nivel, como se mencionó previamente. Adicionalmente, el edificio contará con 22 estacionamientos que se encontrarán en el perímetro del edificio ya que no se hará uso de sótanos.

El planteamiento estructural que se quiere implementar en la edificación consiste en un sistema mixto de pórticos y muros de corte. Por un lado, la mayor parte de los muros de corte se encuentran en los ejes perimetrales del edificio, y una pequeña parte se encuentra en la parte central vertical, donde se situará la caja del ascensor. Por otro lado, los pórticos, compuestos por columnas y vigas, se encuentran ubicados proporcionalmente, tanto en la parte interior del edificio, como en la parte perimetral correspondiente a la fachada. El sistema de techado comprendió en un uso mixto también, entre losas macizas y losas aligeradas unidireccionales.

Finalmente, el análisis y diseño de la estructura de la edificación se hizo siguiendo todas las pautas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Se desarrolló el análisis sísmico de la estructura mediante el modelamiento tridimensional de la estructura considerando tres grados de libertad por nivel. Se utilizó el programa ETABS, teniendo en cuenta los criterios de la NTE E.030. Diseño Sismorresistente. Luego, se desarrolló, manualmente, el metrado de cargas de cada elemento estructural, advirtiendo todos los parámetros que se indican en la NTE. E.020 Cargas. Consiguientemente, se realizó el diseño en concreto armado de los elementos estructurales, por el método de resistencia y capacidad, los cuales están especificados en la NTE. E.060 Concreto Armado. Por último, se elaboraron los respectivos planos estructurales de la edificación, en los cuales están todos los detalles del diseño realizado.

AGRADECIMIENTOS

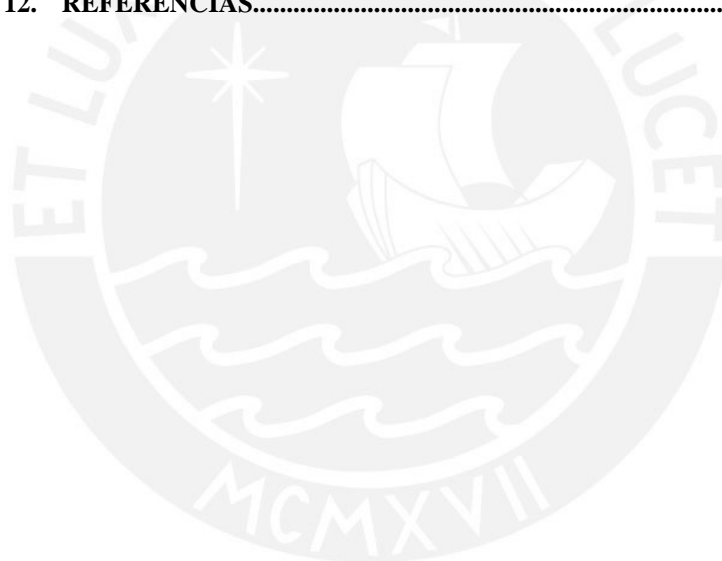
Principalmente a mis padres por haberme dado la oportunidad de estudiar, estando presentes a lo largo de mi carrera y siempre brindarme su apoyo para poder culminar satisfactoriamente esta etapa de mi vida. Gracias por todo.



ÍNDICE

CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES.....	1
1.1 Descripción del proyecto	1
1.2 Objetivos del proyecto.....	3
1.3 Normativa aplicable.....	4
1.4 Características de los materiales en la estructura.....	4
1.5 Cargas de diseño.....	5
1.6 Aspectos generales de diseño	6
CAPÍTULO 2. PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN.....	7
2.1 Planteamiento estructural.....	7
2.1.1 Criterios de estructuración	7
2.1.2 Estructuración del edificio	8
2.2 Predimensionamiento de losas.....	9
2.2.1 Predimensionamiento de losas macizas	9
2.2.2 Predimensionamiento de losas aligeradas.....	10
2.3 Predimensionamiento de vigas	10
2.3.1 Predimensionamiento de vigas peraltadas	10
2.4 Predimensionamiento de columnas.....	11
2.5 Predimensionamiento de placas.....	12
CAPÍTULO 3. METRADO DE CARGAS VERTICALES	13
3.1 Metrado de Vigas.....	13
3.1.1 Metrado de Vigas Peraltadas.....	13
3.1.2 Metrado de Vigas Chatas	16
3.2 Metrado de Columnas.....	17
3.3 Metrado de Placas.....	20
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO	23
4.1 Modelamiento estructural	23
4.2 Parámetros Sísmicos.....	25
4.3 Masa sísmica de la estructura	27
4.4 Análisis Estático	28
4.5 Análisis Dinámico con 3 grados de libertad	29
4.6 Análisis Dinámico Traslacional.....	32
4.7 Análisis de irregularidades.....	33
4.8 Junta Sísmica	36
CAPÍTULO 5. DISEÑO DE LOSAS	37
5.1 Losas Aligeradas.....	37
5.2 Losas Macizas.....	45
CAPÍTULO 6. DISEÑO DE VIGAS.....	49
6.1 Metrado de Cargas.....	49
6.2 Diseño por flexión	54
6.3 Diseño por corte.....	57
CAPÍTULO 7. DISEÑO DE COLUMNAS	59
7.1 Metrado de cargas.....	59
7.2 Diseño por Flexo-compresión.....	64
7.3 Diseño por Corte.....	69
7.4 Diseño por Capacidad.....	¡Error! Marcador no definido.

CAPÍTULO 8. DISEÑO DE PLACAS	72
8.1 Medrado de cargas.....	72
8.2 Diseño por flexo-compresión.....	76
8.3 Diseño por corte.....	79
8.4 Verificación de núcleos de confinamiento.....	80
CAPÍTULO 9. DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	82
9.1 Dimensiones de la zapata.....	82
9.2 Verificación por punzonamiento	83
9.3 Verificación por cortante	84
9.4 Diseño por flexión	85
9.5 Ejemplos de diseño	86
CAPÍTULO 10. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS	93
10.1 Dimensiones de la escalera	94
10.2 Medrado de cargas.....	94
10.3 Diseño por flexión	95
10.4 Diseño por cortante.....	96
CAPÍTULO 11. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	98
CAPÍTULO 12. REFERENCIAS.....	99



LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Plano de ubicación del proyecto.....	1
Figura 1.2 Plano de arquitectura del primer piso.....	2
Figura 1.3 Plano de arquitectura del piso típico.....	3
Figura 2.1 Plano de estructuración del proyecto.....	8
Figura 3.1 Modelo de análisis de V-03.....	13
Figura 3.2 Área tributaria de V-03.....	14
Figura 3.3 Modelo de análisis para VCH.....	16
Figura 3.4 Área tributaria de VCH (30x20).....	16
Figura 3.5 Área tributaria de VCH (30x20).....	18
Figura 3.6 Diagrama de Fuerzas Axiales para Carga Muerta (Izquierda) y Carga Viva (Derecha) de la columna C-03.....	20
Figura 3.7 Área tributaria de la placa PL-01.....	21
Figura 3.8 Diagrama de Fuerzas Axiales para Carga Muerta (Izquierda) y Carga Viva (Derecha) de la columna C-01.....	22
Figura 4.1 Modelado estructural para el análisis sísmico.....	24
Figura 4.2 Espectro en dirección X e Y.....	29
Figura 5.1 Aligerado entre los ejes B-C y 1-9 a diseñar.....	37
Figura 5.2 Modelo del aligerado para análisis y diseño.....	38
Figura 5.3 Sección típica de vigueta (Dimensiones en cm.).....	38
Figura 5.4 Alternancia de carga viva para momento máximo en el apoyo 3.....	39
Figura 5.5 Alternancia de carga viva para momento máximo en el apoyo 5.....	39
Figura 5.6 Alternancia de carga viva para momento máximo en el apoyo 7.....	40
Figura 5.7 Alternancia de carga viva para momento máximo en tramos 1-3 y 5-7.....	40
Figura 5.8 Alternancia de carga viva para momento máximo en tramos 3-5 y 7-9.....	40
Figura 5.9 Diagrama de momento flector de la envolvente de cargas.....	41
Figura 5.10 Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente de cargas.....	41

Figura 5.11 Puntos teóricos de corte del refuerzo negativo y positivo.	44
Figura 5.12 Losa maciza a diseñar de piso típico.	46
Figura 5.13 Modelo de losa maciza en ETABS.	46
Figura 5.14 Diagrama de momentos M11 (Eje X-X).	47
Figura 5.15 Diagrama de momentos M22 (Eje Y-Y).	47
Figura 6.1 Viga V-03 en eje C.	50
Figura 6.2 Viga V-14 en eje 3.	51
Figura 6.3 DMF de la Viga V-03 en eje C.	53
Figura 6.4 DFC de la Viga V-03 en eje C.	53
Figura 6.5 DMF de la Viga V-14 en eje 3.	53
Figura 6.6 DFC de la Viga V-14 en eje 3.	53
Figura 6.7 Puntos teóricos de corte del tramo 1-2 de la viga C.	56
Figura 7.1 Ubicación de la columna C02.	60
Figura 7.2 Ubicación de la columna C04.	61
Figura 7.3 Ubicación de la columna C06.	63
Figura 7.4 Diagrama de interacción de la columna C02 en dirección XX e YY.	66
Figura 7.5 Diagrama de interacción de la columna C04 en dirección XX e YY.	67
Figura 7.6 Diagrama de interacción de la columna C06 en dirección XX e YY.	68
Figura 8.1 Ubicación de la placa PL07.	73
Figura 8.2 Ubicación de la placa PL10.	74
Figura 8.3 Diagrama de interacción en dirección XX para la placa PL 07.	77
Figura 8.4 Diagrama de interacción en dirección YY para la placa PL10.	78
Figura 8.5 Diagrama de interacción en dirección XX para la placa PL10.	78
Figura 9.1 Sección de Punzonamiento.	83
Figura 9.2 Sección crítica por cortante.	84
Figura 9.3 Diagrama de momento flector en X para la zapata.	92

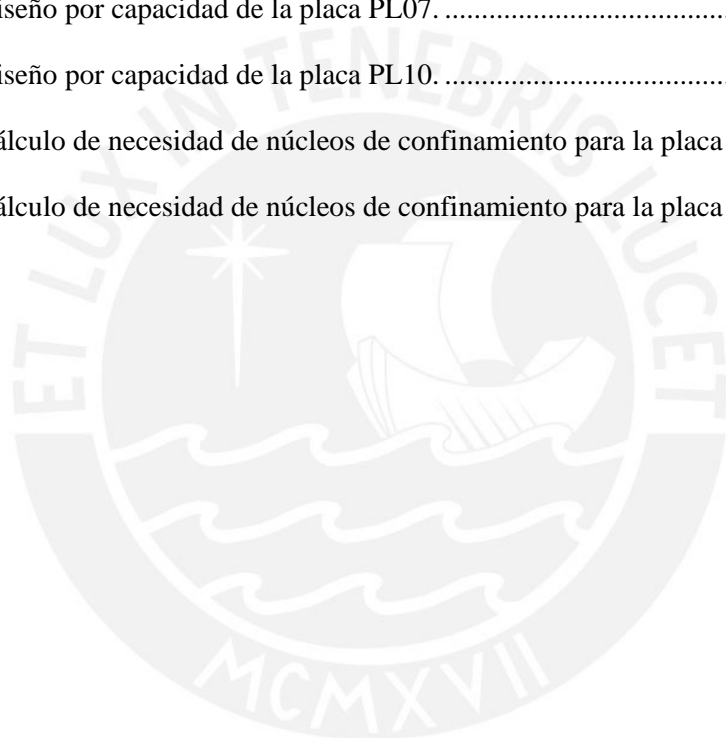
Figura 9.4 Diagrama de momento flector en Y para la zapata.....	92
Figura 9.5 Tramo 1 y Tramo 2 de la escalera.	93
Figura 9.6 Idealización de metrado de cargas de escalera.....	95
Figura 9.7 Detalle de acero del Tramo 1 de escalera.....	97
Figura 9.8 Detalle de acero del Tramo 2 de escalera.....	97

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1.1 Factor de reducción de resistencia (ϕ).....	6
Tabla 3.1 Tabla de metrados para piso típico	18
Tabla 3.2 Tabla de metrados para azotea.....	19
Tabla 3.3 Resumen de Cargas muertas y Vivas.....	19
Tabla 3.4 Cargas de piso típico.....	21
Tabla 3.5 Cargas de azotea.	21
Tabla 3.6 Resumen de cargas por piso para la placa PL-01.....	22
Tabla 4.1 Masa Sísmica de la estructura.....	28
Tabla 4.2 Análisis Estático en dirección de X.	29
Tabla 4.3 Análisis Estático en dirección de Y.	29
Tabla 4.4 Masas participantes en X e Y.....	30
Tabla 4.5 Fuerza cortante dinámica para X e Y.....	30
Tabla 4.6 Tabla de desplazamientos y derivas bajo sismo en X.....	31
Tabla 4.7 Tabla de desplazamientos y derivas bajo sismo en Y.....	31
Tabla 4.8 Tabla de cortantes de muros de corte.....	31
Tabla 4.9 Comparación de períodos y masas participantes.	32
Tabla 4.10 Comparación de factores de amplificación.....	32
Tabla 4.11 Desplazamientos y derivas para ADT en X.....	33
Tabla 4.12 Desplazamientos y derivas para ADT en Y.....	32

Tabla 4.13 Cortante de los muros de corte en X e Y.	33
Tabla 4.14 Rigidez Lateral para ambos sentidos de análisis.....	34
Tabla 4.15 Resistencia a fuerzas cortantes para ambos sentidos de análisis.....	34
Tabla 4.16 Relación entre desplazamientos de entrepiso en X.....	35
Tabla 4.17 Relación de desplazamientos de entrepiso en Y.	35
Tabla 5.1 Metrado del aligerado en análisis.	39
Tabla 5.2 Momentos Positivos. Tabla 5.3 Momentos Negativos.....	41
Tabla 5.4 Geometría de la vigueta y propiedades de material.	42
Tabla 5.5 Acero mínimo y máximo de refuerzo.	43
Tabla 5.6 Aceros de diseño para momento negativo.	43
Tabla 5.7 Aceros de diseño para momento positivo.	43
Tabla 5.8 Longitud de corte de acero negativo.....	44
Tabla 5.9 Metrado de cargas verticales.....	46
Tabla 5.10 Acero requerido para la losa maciza.	48
Tabla 6.1 Acero mínimo y máximo de las vigas.....	53
Tabla 6.2 Acero colocado positivo y negativo para la viga V-03.....	55
Tabla 6.3 Acero colocado positivo y negativo para la viga V-14.....	55
Tabla 6.4 Corte de acero para refuerzo positivo y negativo.	57
Tabla 6.5 Espaciamiento de estribos para la viga V-03.....	57
Tabla 6.6 Espaciamiento de estribos para la viga V-14.....	58
Tabla 7.1 Resumen de metrado de cargas de la columna C02.....	59
Tabla 7.2 Resumen de metrado de cargas de la columna C04.....	62
Tabla 7.3 Resumen de metrado de cargas de la columna C06.....	63
Tabla 7.4 Combinaciones de cargas de la columna C02.....	65
Tabla 7.5 Combinaciones de cargas de la columna C04.....	66
Tabla 7.6 Combinaciones de cargas de la columna C06.....	68

Tabla 7.7 Cortante última de la columna C02.....	69
Tabla 7.8 Cortante última de la columna C04.....	70
Tabla 7.9 Cortante última de la columna C04.....	70
Tabla 8.1 Resumen del metrado de cargas de la placa PL07.....	75
Tabla 8.2 Resumen del metrado de cargas de la placa PL10.....	77
Tabla 8.3 Combinaciones de carga para la placa PL07.	76
Tabla 8.4 Combinaciones de carga para la placa PL10.	77
Tabla 8.5 Diseño por capacidad de la placa PL07.	79
Tabla 8.6 Diseño por capacidad de la placa PL10.	80
Tabla 8.7 Cálculo de necesidad de núcleos de confinamiento para la placa PL-07.....	83
Tabla 8.8 Cálculo de necesidad de núcleos de confinamiento para la placa PL-10.....	83



CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES

1.1 Descripción del proyecto

El proyecto abarca un edificio multifamiliar de cinco niveles más azotea, sin sótanos, con una superficie aproximada de 568m², situada en el distrito de Santiago de Surco – Lima. El edificio será conformado por 10 departamentos distribuidos en los cinco pisos, exceptuando la azotea. Cada piso se compondrá de dos departamentos simétricamente distribuidos. El suelo sobre el que será construido el edificio posee una capacidad portante de 4kg/cm², el cuál es común en Lima. El edificio posee un frente libre que da a la avenida, y colindará con dos edificios multifamiliares a los laterales, y un centro educativo a su espalda. A su vez, el edificio en análisis a diseñar, es un bloque de un conjunto de dos edificios de similares características.

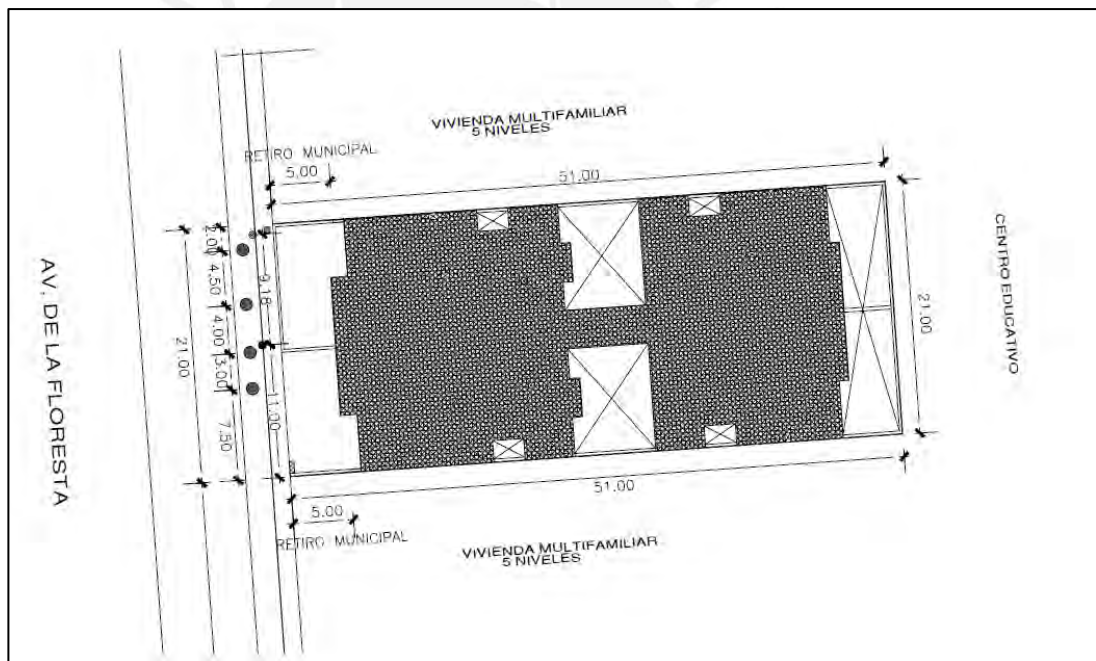


Figura 1.1 Plano de ubicación del proyecto.

La arquitectura planteada para el proyecto, trata de 2 departamentos por nivel, que cuentan con un área mínima de 156m², haciendo un total de 10 departamentos. En el primer nivel (Figura 1.2), además de los dos departamentos, se encontrará el área de recepción y un pequeño gimnasio de uso común; del segundo al quinto nivel, se tendrá una planta típica (Figura 1.3) donde se encontrarán solo dos departamentos además de las áreas comunes, ascensor y escaleras. Para este caso, ya que solo se trabajará con un bloque del proyecto real, se propuso colocar las escaleras exteriores a los departamentos como se observará en la planta típica. Finalmente, la edificación contará con su respectiva azotea la cual será un área común para los usuarios.

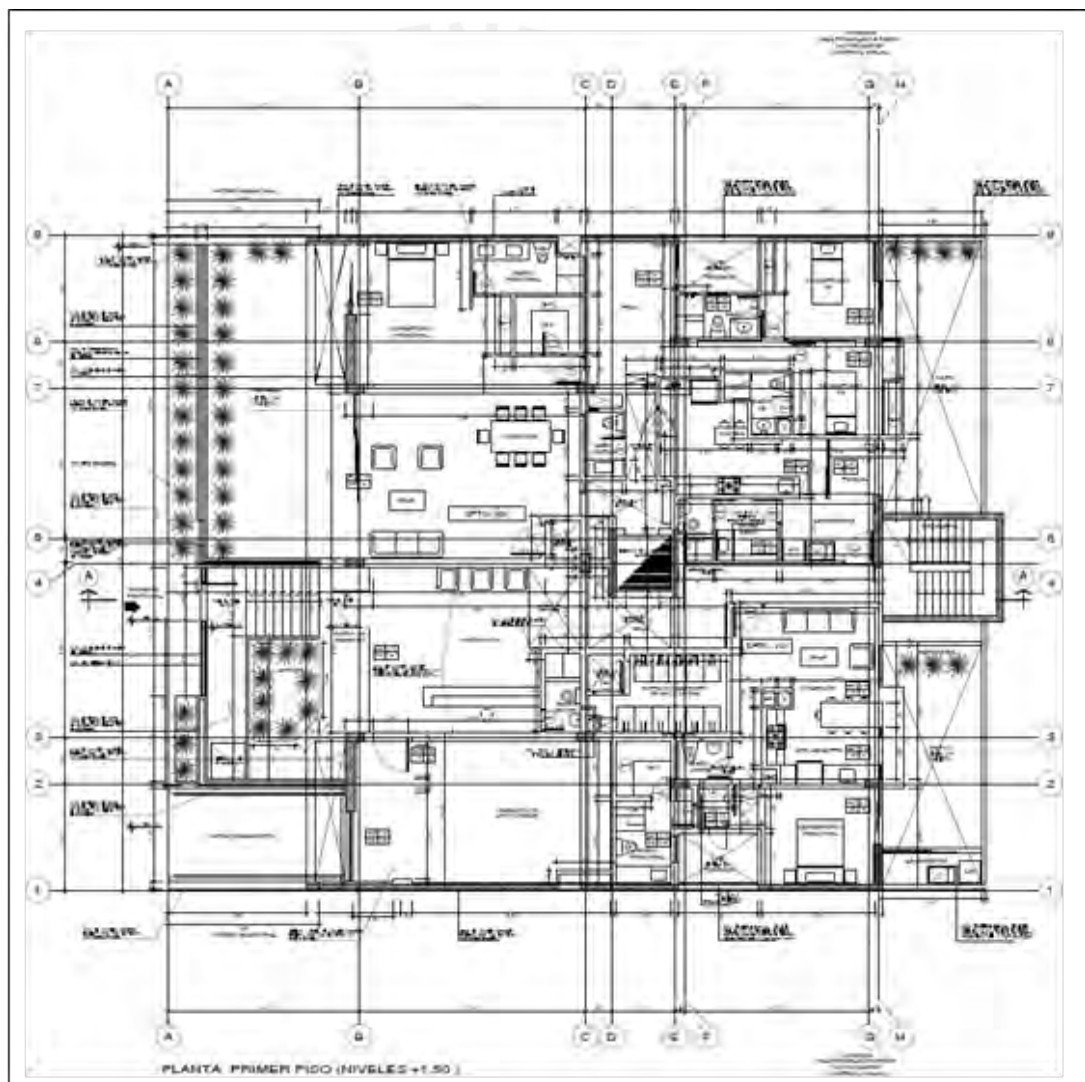


Figura 1.2 Plano de arquitectura del primer piso.

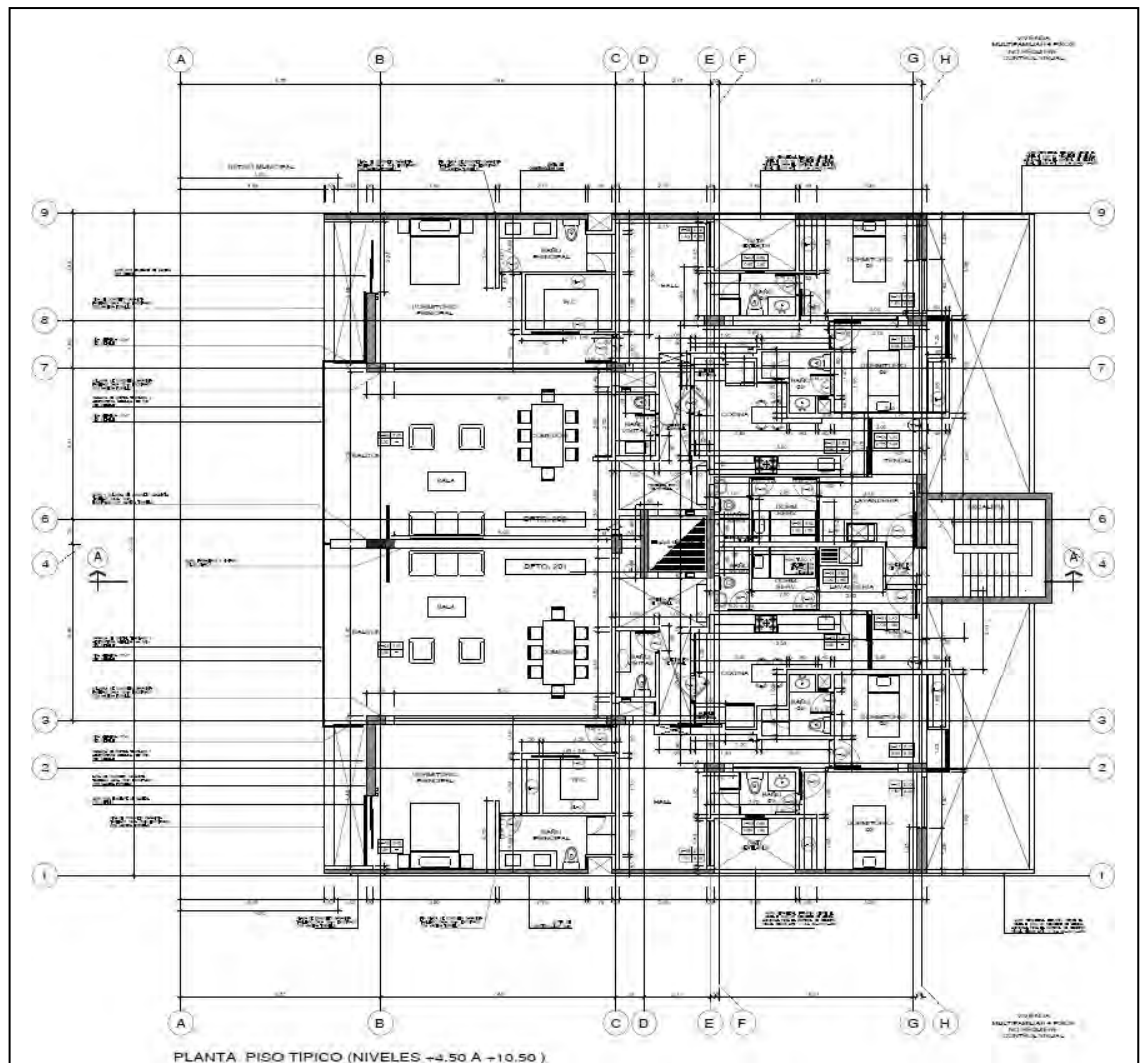


Figura 1.3 Plano de arquitectura del piso típico

1.2 Objetivos del proyecto

El propósito es analizar y diseñar estructuralmente una vivienda multifamiliar de cinco niveles más azotea, ubicada en Santiago de Surco – Lima, el cual se cimentará en un suelo con capacidad portante de $4\text{kg}/\text{cm}^2$. El diseño será en concreto armado y la estructura será un sistema mixto en primera instancia, sin embargo, este sistema puede ser diferente, dependiendo de los resultados del análisis. Por último, todo el proceso de desarrollo se verá reflejado en la elaboración de los planos estructurales.

1.3 Normativa aplicable

Para el desarrollo del proyecto, fueron fundamentales las normas que forman parte de el RNE:

- **NTE E.020 Cargas**, utilizada para obtener las solicitaciones de carga muerta y carga viva correspondientes al tipo de edificación, además de los criterios para el análisis por gravedad.
- **NTE E.030 Diseño Sismorresistente**, utilizada para poder establecer los parámetros sísmicos del edificio y las solicitaciones sísmicas a las cuales será sometido conforme a la zona.
- **NTE E.060 Concreto Armado**, aquí se encontrarán los criterios de diseño de los elementos estructurales que componen la estructura del edificio, además de ciertas consideraciones adicionales.

1.4 Propiedades de los materiales en la estructura

Los materiales que se usaron fueron:

- **Concreto Armado:** Es un material principalmente compuesto de dos elementos, el concreto simple y el acero corrugado. El primero es una mezcla de agregados, tanto finos como gruesos, cemento, agua y aditivos en caso sea necesario. En cuanto al acero, estas son colocadas en forma de varillas que sirven de refuerzo capaz de soportar los esfuerzos de tracción. Las propiedades son las siguientes:

Resistencia a la compresión (f_c)	210 kg/cm ²
Resistencia a la tracción (f_r)	29 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_c)	217370 kg/cm ²
Módulo de Poisson (ν)	0.15
Def. unitaria última (ϵ_{cu})	0.003

- **Acero de refuerzo:** En el caso del acero de refuerzo, se utilizaron varillas de acero corrugado ASTM 615 Grado 60.

Resistencia a tracción (f_y)	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_s)	2x10 ⁶ kg/ cm ²
Def. unitaria de fluencia (ϵ_y)	0.0021

1.5 Cargas de diseño

En cuanto a las cargas que se usaron para el diseño de la estructura, estas fueron obtenidas de la NTE E.020 y NTE E.030, y fueron:

- **Carga Muerta (CM):** Comprende el peso de los materiales y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean constantes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo (RNE, 2006).
- **Carga Viva (CV):** Abarca el peso de todos los ocupantes, materiales, y otros elementos móviles soportados por la estructura (RNE, 2006).
- **Carga de Sismo (CS):** Es aquella carga producida por las sollicitaciones sísmicas en cada dirección de la estructura.

A continuación, se mostrarán las cargas muertas y vivas que se utilizaron:

- Valores de CM:

Elemento	Peso Unitario
Concreto armado	2400 kg/m ³
Tabiquería	1800 kg/m ³
Losa aligerada h=0.20m	300 kg/m ²
Losa maciza h=0.20m	480kg/m ²
Piso terminado e=5cm	100 kg/m ²

- Valores de CV:

Ocupación o uso	Cargas repartidas
Viviendas	200 kg/m ²
Escaleras y corredores	200 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²

1.6 Aspectos generales de diseño

Como se ha indicado anteriormente, el diseño estructural del proyecto se basará en el diseño por resistencia, el cual trata sobre el incremento de las cargas actuantes en la estructura como resultado de la variabilidad de estas. Este incremento será de acuerdo con el tipo de carga que esté actuando, y en edificaciones se identifican tres principalmente: Carga Muerta (CM), Carga viva (CV) y Carga Sísmica (CS). A su vez se realizarán combinaciones de cargas para poder obtener la carga última, con la que finalmente se diseñarán los elementos estructurales. En el siguiente cuadro se mostrará las principales combinaciones de cargas:

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

Ahora bien, por otro lado, el diseño por resistencia puede simplificarse en una ecuación, en la cual la resistencia de diseño debe de ser mayor que la resistencia requerida. La resistencia de diseño de los elementos (Vigas, Columnas, etc.) se reducen mediante un factor de reducción Φ , cuya finalidad es contemplar las variabilidades de resistencia que tienen los elementos estructurales. Este factor varía de acuerdo al elemento que se esté diseñando. A continuación se mostrará la ecuación y los diferentes tipos de factor de reducción:

$$\Phi R_n \text{ (Resistencia de diseño)} \geq R_u \text{ (Resistencia requerida)}$$

Tipo de Solicitación	Factor de reducción de resistencia (ϕ)
Flexión	0.9
Tracción	0.9
Flexo-Compresión (Espiral)	0.75
Flexo-Compresión (Estribos)	0.7
Cortante	0.85
Torsión	0.85

Tabla 1.1.1 Factor de reducción de resistencia (ϕ)

CAPÍTULO 2. PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN

2.1 Planteamiento estructural

2.1.1 Criterios de estructuración

A fin de desarrollar la estructuración de la edificación, existen algunas consideraciones que se deben tomar en cuenta. Estas consideraciones son importantes ya que el resultado da una vista preliminar base de lo que será la estructura final del proyecto. Seguidamente se muestran los criterios:

- **Simplicidad y simetría:** Esto es debido a que para estructuras simétricas, es más sencillo predecir su comportamiento sísmico. Además de que se evitan los efectos de torsión difíciles de evaluar, los cuales pueden causar daños estructurales y no estructurales, pudiendo llegar al colapso de la edificación.
- **Resistencia y ductilidad:** Es necesario que la estructura tenga una resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones para poder transportar las cargas debidamente. A su vez, es necesario otorgar una ductilidad adecuada en estructuras aporticadas, por lo que se buscará ubicar rótulas plásticas en los elementos de menor contribución a la estabilidad de la estructura.
- **Hiperestaticidad y monolitismo:** Es apropiado que la estructura tenga una disposición hiperestática, dando lugar a una superior capacidad de resistencia.
- **Uniformidad y continuidad de la estructura:** La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, para impedir concentraciones de esfuerzos.
- **Rigidez Lateral:** Es necesario incluir elementos que contribuyan rigidez lateral a la estructura, de tal manera pueda resistir fuerzas horizontales sin presentar deformaciones importantes.
- **Diafragma Rígido:** Hay que procurar tener losas que en su conjunto consideren la estructura como una sola. De esta forma los elementos verticales puedan tener una misma deformación lateral.

2.1.2 Estructuración del edificio

Siguiendo los criterios establecidos previamente, se realizó el planteamiento estructural. Se buscó la simetría de la estructura en ambos ejes, sin embargo debido a la arquitectura, solo se logró que sea simétrica en el eje X. La estructura está compuesta por un sistema mixto de pórticos (Vigas y columnas) y muros de corte o placas.

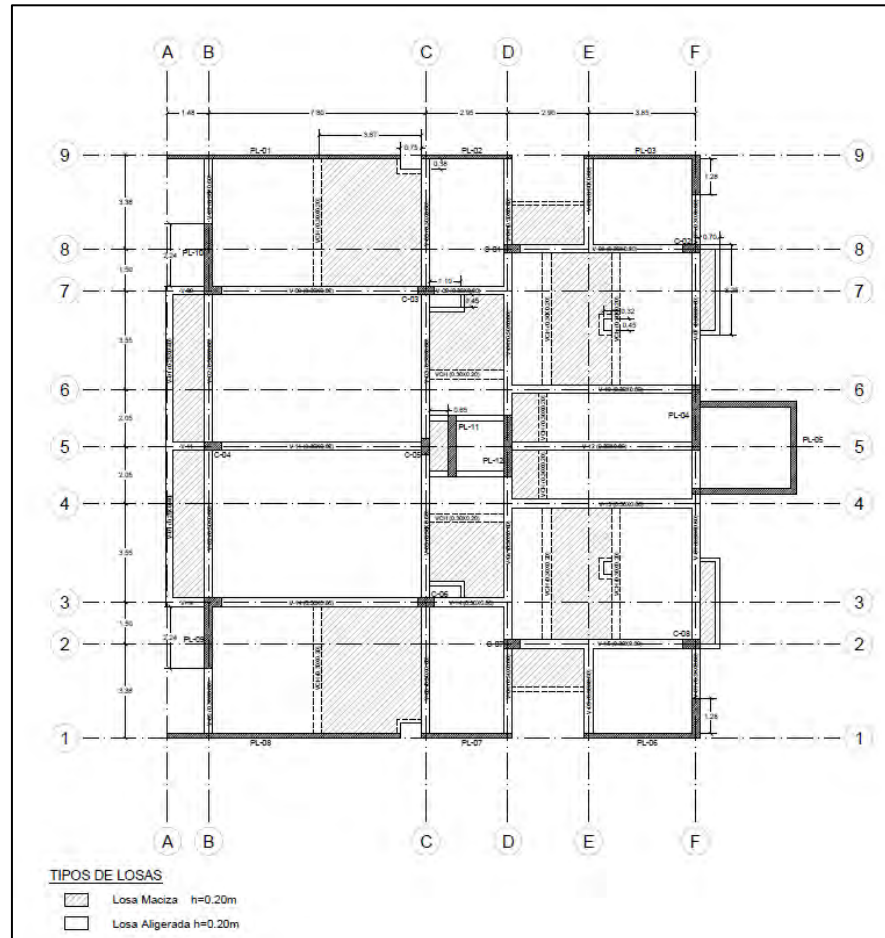


Figura 2.1 Plano de estructuración del proyecto.

Como se puede observar, se colocaron placas a lo largo del eje horizontal en el perímetro de la estructura, con el fin de aportar rigidez lateral, también se colocaron placas en el eje transversal, sin embargo, estas son de menor longitud y no son continuas, debido a que la arquitectura no lo permitió. También se puede ver que se colocaron placas a los costados del ascensor ya que aquí se encuentra el núcleo estructural. Por el lado de las vigas, estas fueron ubicadas de tal forma que unieran

los elementos verticales, formando así los pórticos de la estructura, y para las vigas chatas, estas fueron colocadas para poder separar losas macizas de las aligeradas.

En cuanto al sistema de losas, se consideraron losas macizas en lugares donde había alto tráfico de redes de agua y luz, asimismo en el caso de las restantes se colocó losas aligeradas en una dirección.

Finalmente, cabe resaltar que se consideró una sola planta típica en todos los pisos, con excepción la azotea, en donde hay menor cantidad de tabiques y por ende menor cantidad de vigas chatas.

2.2 Predimensionamiento de losas

2.2.1 Losas macizas

En cuanto al predimensionamiento de losas macizas, el peralte está definida por el tipo de comportamiento que tiene, en una dirección o en dos direcciones. Para definir el tipo de comportamiento basta con observar la losa, si está rodeada en sus cuatro lados por vigas, tendrá un comportamiento natural bidireccional, caso contrario trabajará como losa armada en una dirección. Una vez definido, se procede a calcular el peralte mínimo con las siguientes ecuaciones:

- En 1 dirección:

$$h(\text{peralte}) = \frac{ln - 1.25m}{25}$$

- En 2 direcciones:

$$h(\text{peralte}) = \frac{ln}{40} \qquad h(\text{peralte}) = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

Donde: ln = Luz libre de la losa maciza en su mayor dirección.

Para la estructura en análisis, se encontró losas que trabajaban tanto en una dirección como en dos direcciones, con una luz libre máxima de 5.45m y una luz libre mínima de 0.60m. Por lo que utilizando las fórmulas y uniformizando, se escogió un peralte igual a $h=0.20m$.

2.2.2 Losas aligeradas

En este caso se utilizaron los criterios encontrados en el libro del Ing. Blanco (1994). Donde el peralte va aumentando conforme la luz libre de la losa aumenta también. Los criterios comprenden:

- $h=17\text{cm}$ para luces menores a 4m
- $h=20\text{cm}$ para luces comprendidas entre 4 y 5.5m
- $h=25\text{cm}$ para luces comprendidas entre 6.5 y 7.5m
- $h=30\text{cm}$ para luces comprendidas entre 7 y 8.5m

De esta forma para la estructura planteada, se encontraron luces máximas de 7.5m y luces mínimas de 1.65m, por tal motivo, en un primer momento se selecciona un peralte de $h=25\text{cm}$. Sin embargo, para poder lograr la uniformidad de la estructura, se decidió colocar losas aligeradas de $h=20\text{cm}$ al igual que las losas macizas.

2.3 Predimensionamiento de vigas

2.3.1 Predimensionamiento de vigas peraltadas

En este caso, solo se dimensiona el peralte de estas, ya que el ancho es de menor importancia, variando entre 0.3 a 0.5 del peralte. Sin embargo, si las vigas forman parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado, se requiere un ancho mínimo de 25cm según la Norma Peruana. Para dimensionar el peralte de la viga, esta depende directamente de su luz libre, siendo equivalente a la siguiente ecuación:

$$h(\text{peralte}) = \frac{ln}{10} \quad h(\text{peralte}) = \frac{ln}{12}$$

En el libro, también se plantearon dimensiones típicas de vigas dependiendo de la luz libre:

- $L \leq 5.5\text{m}$ 25x50, 30x50
- $L \leq 6.5\text{m}$ 25x60, 30x60, 40x60
- $L \leq 7.5\text{m}$ 25x70, 30x70, 40x70, 50x70
- $L \leq 8.5\text{m}$ 30x75, 40x75, 30x80, 40x80
- $L \leq 9.5\text{m}$ 30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Para la estructura escogida, se encontraron vigas con luces desde 1.8m hasta los 7.2m, por lo que utilizando la ecuación planteada y los criterios antes mencionados, se seleccionó un peralte de viga igual a $h=60\text{cm}$, y un ancho de $b=30\text{cm}$.

2.4 Predimensionamiento de columnas

Según el Ing. Blanco (1994) en su libro sobre estructuración y predimensionamiento, las columnas deben dimensionarse considerando los efectos de carga axial y momentos flector de forma simultánea, intentando determinar cuál de los dos efectos es más significativo.

Por un lado, para edificaciones con un número significativo de plantas, donde la carga axial cobra más importancia respecto al momento flector, se puede buscar una sección de columna tal que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de $0.45 f'c$. Por otro lado, para edificaciones de pocas plantas y luces considerables, por lo general el momento produce excentricidades importantes por lo que es recomendable colocar columnas de sección con mayor peralte en la dirección donde el momento es crítico. Adicionalmente, cabe resaltar que los edificios que se diseñan con sistemas mixtos, reducen significativamente los momentos en las columnas debido al sismo, lo cual afecta en el dimensionamiento de este último.

Tomando en cuenta lo referido, tenemos:

- Para edificios con muros de corte en ambas direcciones:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c}$$

- En el caso del mismo tipo de edificio, el predimensionamiento para las columnas exteriores o esquineras será de la siguiente forma:

$$\text{Área de columnas} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c}$$

Para el caso de la estructura seleccionada, se calculó en primer lugar, la carga axial de servicio de la columna más crítica que soportará la mayor cantidad de peso, mediante el metrado de cargas, que posteriormente se entrará más a detalle. El valor de esta carga fue igual a $P(\text{servicio})=137$ ton aproximadamente. De esta forma utilizando la primera ecuación planteada, se obtuvo un área de columna igual a $A_{\text{Columna}}=1450\text{cm}^2$. Por lo que, finalmente, se escogió una sección de 30x60cm para todas las columnas presentes en la estructura, considerando también que se trata de una estructura mixta con muros de corte.

2.5 Predimensionamiento de placas

En cuanto a las placas, según lo dicho por el Ing. Blanco en su libro, es conveniente utilizar sistemas mixtos, en el cual los muros de corte o placas puedan absorber un porcentaje importante del cortante total sísmico. Además de que evitarían que los pórticos tengan deformaciones laterales muy importantes.

En el Perú, se ha proyectado que para edificaciones de máximo 20 pisos, se consideren placas de espesor igual a $e=25\text{cm}$, reduciendo este último a medida que disminuyen los pisos. Por lo tanto para la estructura en análisis, de acuerdo a la arquitectura del proyecto y a la cantidad de pisos de este, se optó por colocar placas de espesor $e=15\text{cm}$ en los ejes horizontales y de $e=30\text{cm}$ para los ejes transversales.

CAPÍTULO 3. METRADO DE CARGAS VERTICALES

3.1 Metrado de Vigas

Respecto al metrado de vigas, se plantearon diversos modelos de análisis de cargas verticales dependiendo de la posición de la viga y sobre que estructuras se encontraba apoyada. Si se trataba de una placa, se considera un apoyo de empotramiento; si era un columna, se considera como un apoyo biempotrado; y si esta se apoya sobre otra viga, se considera como un apoyo simple.

3.1.1 Metrado de Vigas Peraltadas

Se comenzará mostrando el modelo de análisis y el metrado de cargas de la viga más significativa de la estructura, la cual es la V-03. Ésta se encuentra ubicado a lo largo de todo el eje C y se encuentra apoyada en dos placas en los laterales, y en tres columnas en la parte central. Seguidamente se mostrará el modelo:

- Metrado de Viga V-03:

Como se mencionó previamente, primero se realizó el modelado de la viga, el cual sería el siguiente:

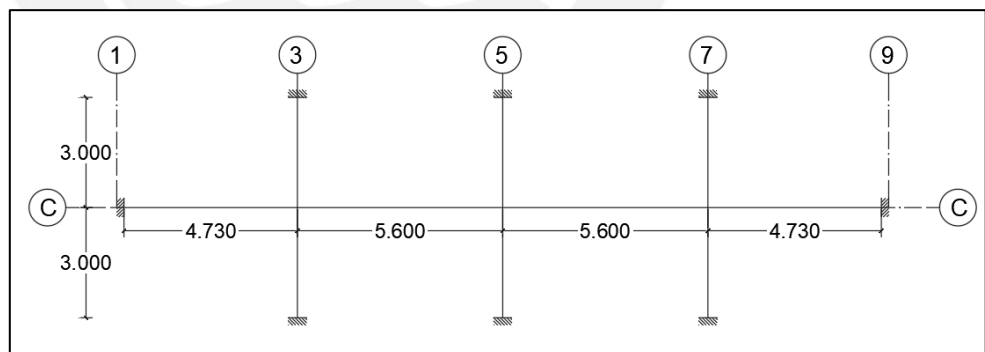


Figura 3.1 Modelo de análisis de V-03.

Consiguientemente se mostrará el área de influencia de la viga V-03, para la cual se efectuará el metrado de cargas respectivo:

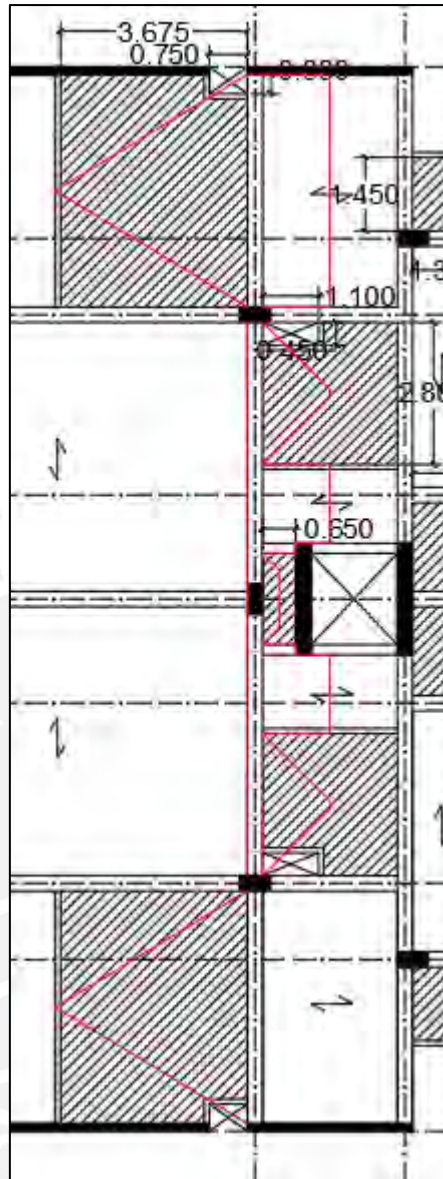


Figura 3.2 Área tributaria de V-03.

Como se puede observar, la viga carga los aligerados que se encuentran armadas perpendicularmente a la viga, caso contrario, la viga no carga dichas losas.

Luego de tener el área tributaria, se comienza el metrado dividiendo entre carga muerta y viva. Debido a la simetría de esta viga respecto al eje X, se analizará solo dos tramos, de la viga, ya que los otros dos serán simétricos y tendrán resultados iguales. Se obtuvo la siguiente tabla:

- Tramo 1-3:

Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m)	$2.4*0.3*0.6 = 0.432$
	Peso Aligerado (ton/m)	$0.3*1.325 = 0.3975$
	Peso Piso Terminado (ton/m)	$0.1*(1.325+3.378) = 0.470$
	Peso Losa Maciza 1 (ton/m)	$2.4*0.2*3.378 = 1.621$
	Peso Viga Chata 1 (Carga Puntual en ton)	$2.4*0.2*0.1 *0.85 = 0.041$
Carga Viva (CV)	Sobrecarga Aligerado (ton/m)	$0.2*1.325 = 0.265$
	Sobrecarga Losa Maciza 1 (ton/m)	$0.2*3.378 = 0.676$

- Tramo 3-5:

Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m)	$2.4*0.3*0.6 = 0.432$
	Peso Aligerado (ton/m)	$0.3*1.325 = 0.3975$
	Peso Piso Terminado (ton/m)	$0.1*(1.325+1.325+0.325) = 0.298$
	Peso Losa Maciza 2 (ton/m)	$2.4*0.2*1.325 = 0.636$
	Peso Losa Maciza 3 (ton/m)	$2.4*0.2*0.325 = 0.156$
	Peso Viga Chata 1 (Carga Puntual en ton)	$2.4*0.2*0.1 *1.325 = 0.0636$
	Peso Viga Chata 2 (Carga Puntual en ton)	$2.4*0.2*0.2 *0.65 = 0.0312$
Carga Viva (CV)	Sobrecarga Aligerado (ton/m)	$0.2*1.325 = 0.265$
	Sobrecarga Losa Maciza 1 (ton/m)	$0.2*3.378 = 0.676$
	Sobrecarga Losa Maciza 2 (ton/m)	$0.2*1.325 = 0.265$

Los metrados de las demás vigas seguirán el mismo procedimiento. Esto servirá para poder comparar resultados entre los metrados manuales y los obtenidos del ETABS.

3.1.2 Medrado de Vigas Chatas

Para el medrado de vigas chatas, se lleva a cabo un proceso similar al de las vigas peraltadas. Las vigas chatas se encontraban en su mayoría simplemente apoyadas en las vigas peraltadas. Se ejemplificará el medrado de una viga chata convencional.

- Medrado de viga chata VCH(0.30x0.20):

Ésta viga chata se sitúa entre los ejes D-E y 6-8. Se apoya en las vigas V-08 y V-10, por lo que la viga se modelará considerando apoyos simples en sus lados de la siguiente forma:

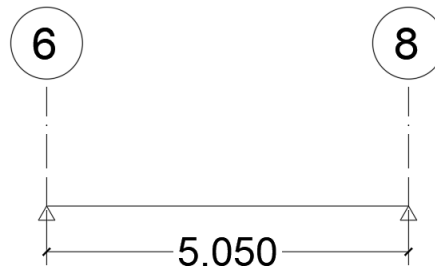


Figura 3.3 Modelo de análisis para VCH.

La viga chata en este caso solo se utilizó para separar la losa aligerada de la maciza, de esta forma la losa aligerada al encontrarse paralela a la viga, no aportara peso a esta, por lo que las cargas que cargará serán su peso propio y el de la losa maciza correspondiente:

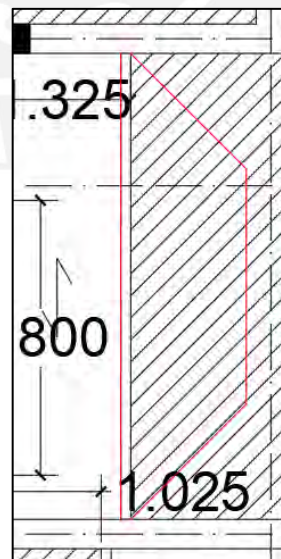


Figura 3.4 Área tributaria de VCH (30x20).

Con el modelo hecho y el área de influencia delimitada, se procede a calcular los metrados, obteniendo así la siguiente tabla de resultados:

Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m)	$2.4*0.3*0.2 = 0.144$
	Peso Piso Terminado (ton/m)	$0.1*1.175 = 0.1175$
	Peso Losa Maciza 1 (ton/m)	$2.4*0.2*1.175 = 0.564$
Carga Viva (CV)	Sobrecarga Losa Maciza 1 (ton/m)	$0.2*1.175 = 0.235$

Finalmente, se realizará el mismo proceso de metrado para cada vigueta en la edificación.

3.2 Metrado de Columnas

Para metrar las columnas, en primer lugar, se debe definir el área tributaria de esta, que depende de su ubicación en la estructura y también si es que existen otros elementos estructurales verticales capaces de soportar cargas verticales. Una vez establecido esta área se procede al análisis convencional de metrado de cargas para saber el peso en toneladas que la columna carga. Al igual que para los demás elementos, se obtendrá tanto carga muerta (CM), como carga viva (CV), sin embargo, según el reglamento E.020 de metrado de cargas, es necesario aplicar un factor de reducción a la carga viva que varía de acuerdo al piso en que la columna se encuentre. Finalmente se obtendrá un cuadro de cargas de columna y el diagrama de fuerza axial correspondiente.

Para ejemplificar lo mencionado, se desarrollará el metrado de cargas de la columna C-03, que tiene mayor área tributaria respecto a las demás.

- **Metrado de columna C-03:**

Se determina el área tributaria de la columna dividiendo áreas entre los demás elementos verticales cercanos a esta columna, obteniendo lo siguiente:

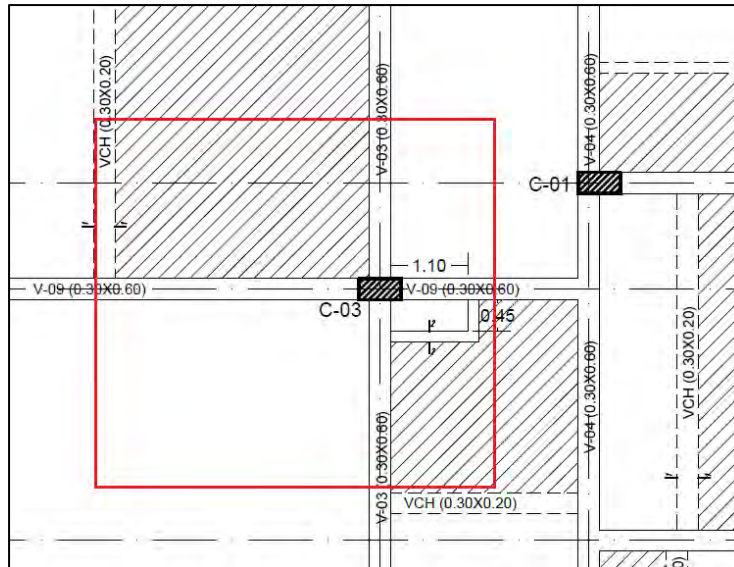


Figura 3.5 Área tributaria de la columna C-03.

Se obtuvo un área tributaria igual a:

$$A_{tributaria} = 27.67m^2.$$

Consiguientemente se halló las áreas correspondientes para cada elemento estructural que recae sobre el área tributaria, además de las cargas muertas y vivas, expresadas en toneladas, de cada uno de estos. De esta forma se obtuvieron como resultados:

Piso Típico			
	Elemento	Área(m ²)	Pesos (ton)
Carga Muerta (CM)	Losa Aligerada	12.9717	3.892
	Losa Maciza	11.267	5.408
	Vigas chatas	0.3368	0.162
	Columna	0.18	1.296
	Vigas peraltadas	2.9145	4.197
	Piso terminado	27.49	2.749
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	27.49	5.498

Tabla 3.1 Tabla de metrados para piso típico

		Azotea		
		Elemento	Área(m2)	Pesos (ton)
Carga Muerta (CM)		Losa Aligerada	12.9717	3.892
		Losa Maciza	11.267	5.408
		Vigas chatas	0.3368	0.162
		Columna	0.18	1.080
		Vigas peraltadas	2.9145	4.197
		Piso terminado	27.49	2.749
Carga Viva (CV)		Sobrecarga	27.49	2.749

Tabla 3.2 Tabla de metrados para azotea

Luego se calculará las cargas por piso, tanto muerta como viva. Para la carga muerta esta se irá sumando piso por piso desde la azotea hasta el primer piso. Sin embargo, para la carga viva, se le aplicará un factor de reducción como se mencionó previamente debido a su área de influencia, con las expresiones dadas por la norma E.020:

$$L_r = L_0 \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right) \quad A_t = k A_t$$

Donde:

L_r = Intensidad de la carga viva reducida.

L_0 = Intensidad de la carga viva sin reducir (Tabla 1).

A_i = Área de influencia del elemento estructural en m².

k = Factor de carga viva sobre el elemento ($k = 2$ para columnas).

A_t = Área tributaria del elemento estructural en m².

Nivel	Nmuerta (ton)	Atributaria (m2)	k	Ainfluencia (m2)	fred	Nviva Reducida (ton)	Nviva Sin Reducir (ton)
Azotea	17.487	27.49	2	54.98	0.870	2.393	2.749
Piso 5	35.190	54.98	2	109.96	0.689	5.679	8.247
Piso 4	52.894	82.47	2	164.94	0.608	8.359	13.745
Piso 3	70.597	109.96	2	219.92	0.560	10.780	19.243
Piso 2	88.300	137.45	2	274.9	0.527	13.049	24.741
Piso 1	106.003	164.94	2	329.88	0.503	15.218	30.239

Tabla 3.3 Resumen de Cargas muertas y Vivas.

Finalmente se realiza el diagrama de fuerzas axiales de la columna C-02 con ayuda del programa ETABS, y se puede comparar las cargas con las obtenidas manualmente, que resultan ser similares, lo cual indica ser una buena aproximación.

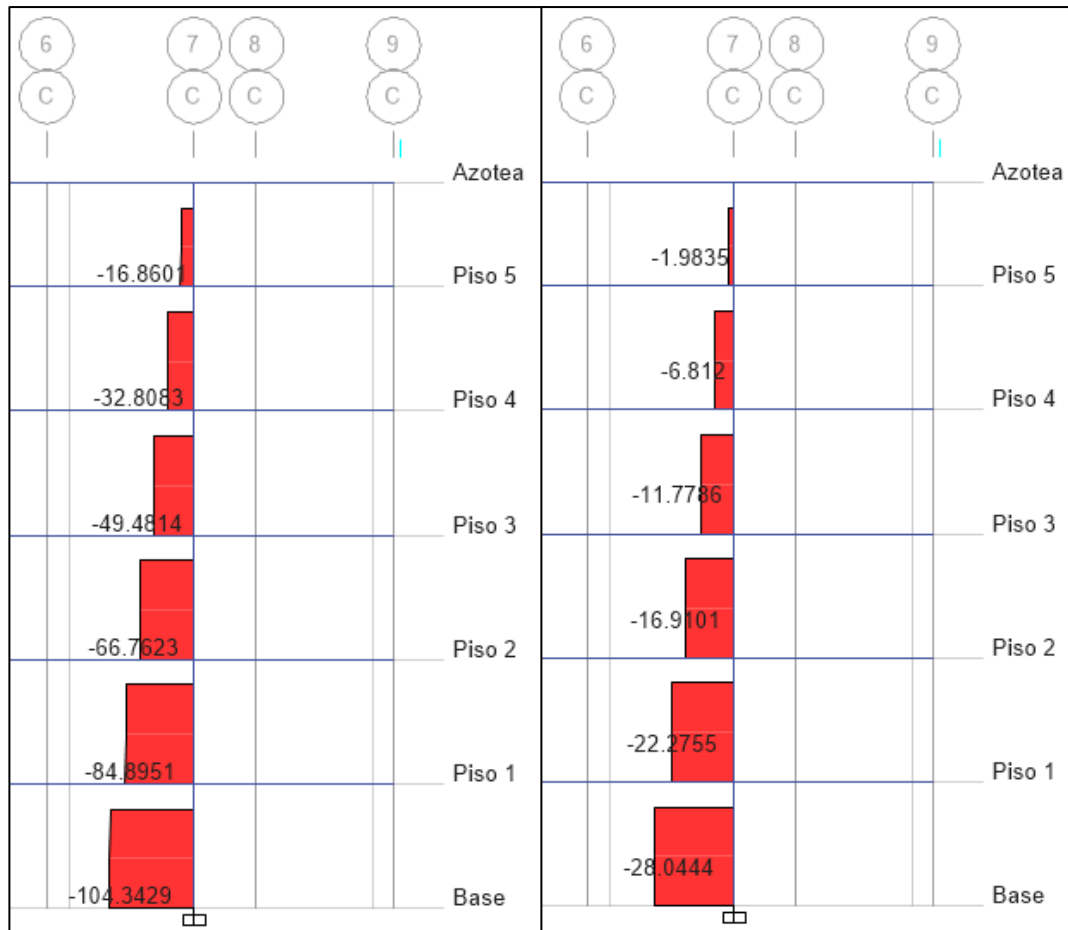


Figura 3.5 Diagrama de Fuerzas Axiales para Carga Muerta (Izquierda) y Carga Viva (Derecha) de la columna C-03.

3.3 Metrado de Placas

El proceso para el caso de las placas es similar al metrado de columnas. Las placas tienen un área tributaria en la que soportan a las cargas de los elementos estructurales que se encuentran dentro de ella. Por lo tanto, a modo de ejemplo, se hará el análisis de metrados de cargas de la placa PL-01 situada en el eje 9 y entre los ejes A y C.

- Metrado de la placa PL-01:

Primero se delimita el área tributaria correspondiente en el plano estructural:

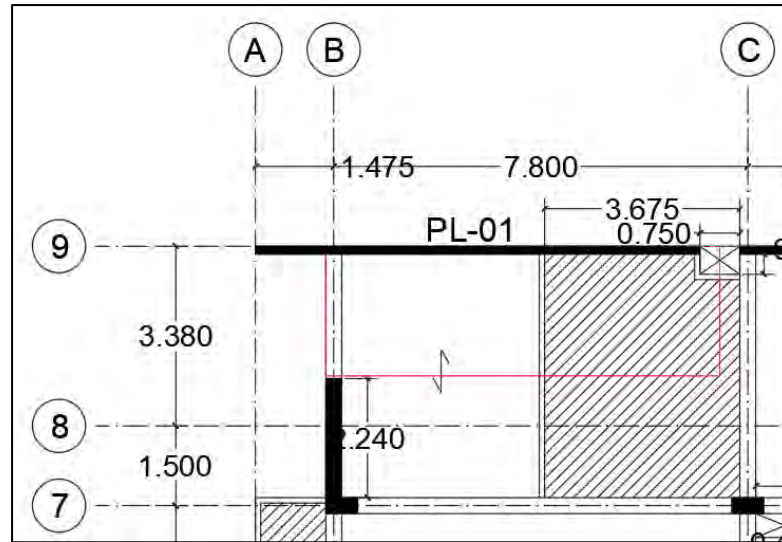


Figura 3.7 Área tributaria de la placa PL-01.

Seguidamente, se calcula las áreas de los elementos estructurales y sus correspondientes cargas expresadas en toneladas. Así se obtuvo las siguientes tablas, para la azotea y para los pisos típicos:

Piso Típico			
	Elemento	Área(m ²)	Pesos (ton)
Carga Muerta (CM)	Losa Aligerada	8.5302	2.55906
	Losa Maciza	7.329	3.51792
	Vigas chatas	0.3145	0.15096
	Placa	1.25625	9.045
	Vigas peraltadas	0.68705	0.989352
	Piso terminado	16.86075	1.686075
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	16.86075	3.37215

Tabla 3.4 Cargas de piso típico.

Azotea			
	Elemento	Área(m ²)	Pesos (ton)
Carga Muerta (CM)	Losa Aligerada	8.5302	2.55906
	Losa Maciza	7.329	3.51792
	Vigas chatas	0.3145	0.15096
	Placa	1.25625	7.5375
	Vigas peraltadas	0.68705	0.989352
	Piso terminado	16.86075	1.686075
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	16.86075	1.686075

Tabla 3.5 Cargas de azotea.

Después, al igual que para las columnas, se calcula las cargas por piso de la placa, y con las mismas expresiones usadas para las columnas se le aplica una reducción a las cargas vivas, obteniendo así la siguiente tabla de resumen:

Nivel	N muerta (ton)	Atributaria (m2)	k	Ainfluencia (m2)	fred	Nviva Reducida (ton)	Nviva Sin Reducir (ton)
Azotea	16.441	16.861	2	33.722	1.000	1.686	1.686
Piso 5	34.389	33.722	2	67.443	0.810	4.098	5.058
Piso 4	52.338	50.582	2	101.165	0.707	5.963	8.430
Piso 3	70.286	67.443	2	134.886	0.646	7.625	11.803
Piso 2	88.234	84.304	2	168.608	0.604	9.169	15.175
Piso 1	106.183	101.165	2	202.329	0.573	10.635	18.547

Tabla 3.6 Resumen de cargas por piso para la placa PL-01.

Y finalmente, se obtienen los gráficos de diagramas de fuerza axial para carga muerta y viva, ayudándonos del programa ETABS. Como se puede apreciar los valores obtenidos del metrado manual son similares a los obtenidos del programa, por lo que se afirma que las consideraciones tomadas para el metrado manual son correctas y aplicables para desarrollar un proyecto.

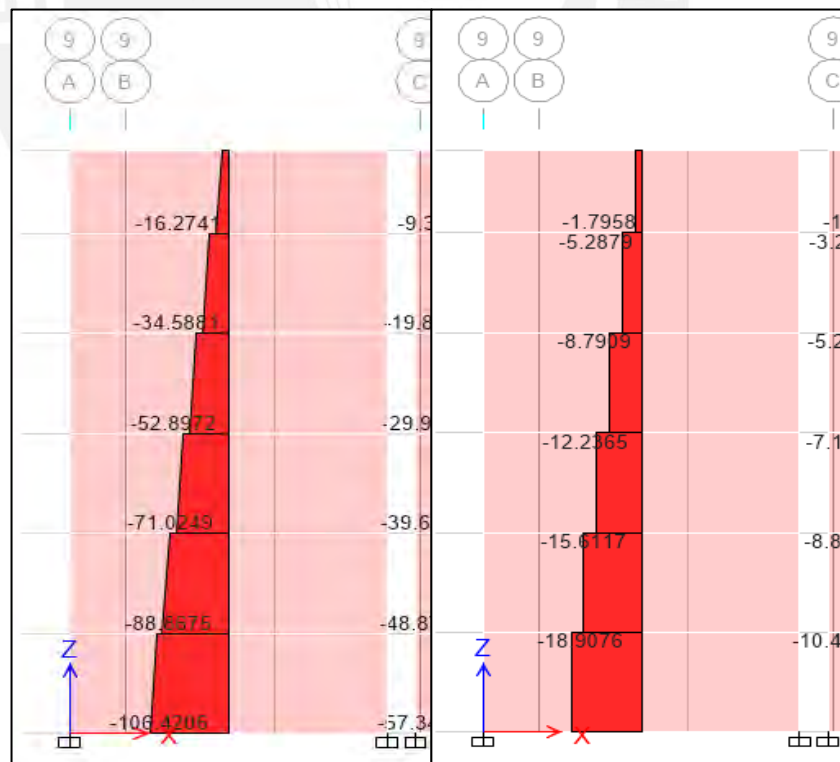


Figura 3.6 Diagrama de Fuerzas Axiales para Carga Muerta (Izquierda) y Carga Viva (Derecha) de la columna C-01.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 Modelamiento estructural

Para llevar a cabo el análisis sísmico, tanto estático como dinámico, es necesario realizar un modelamiento previo de la estructura previamente dimensionada. Este modelamiento se realizará con la herramienta de análisis y diseño ETABS. La estructura se modelará con las dimensiones escogidas para los elementos estructurales y se le aplicará las cargas de diseño también establecidas para el tipo de edificación. Luego dependiendo del análisis que se vaya a realizar, se le asignarán los factores de cortante o el espectro de respuesta dado por la norma E.030 de diseño sismorresistente. En cuanto al modelado se advirtieron las siguientes consideraciones:

- Se creó la propiedad del material utilizado, en este caso el del concreto 210 kg/cm^2 .
- Para las columnas y vigas, se crearon las dimensiones para cada uno de acuerdo a lo establecido en el predimensionamiento.
- Para el caso de las losas, estas se crearon con el tipo de modelo membrana, de esta forma el modelo tiene menos grados de libertad facilitando y agilizando el proceso de análisis. Esto ayudará también a que haya una mejor distribución de cargas.
- Se colocaron brazos rígidos para así evitar incluir cargas repetidas de elementos que se superponen entre sí en las intersecciones de la estructura.
- No se hizo uso del análisis de construcción por etapas o secuencia de construcción, ya que la estructura del proyecto planteado, como se verá más adelante, resulta ser regular. Además de que este tipo de análisis posee una mayor utilidad en edificios de gran cantidad de pisos, lo cual no es el caso del proyecto.

Finalmente, el modelo de la estructura fue el siguiente:

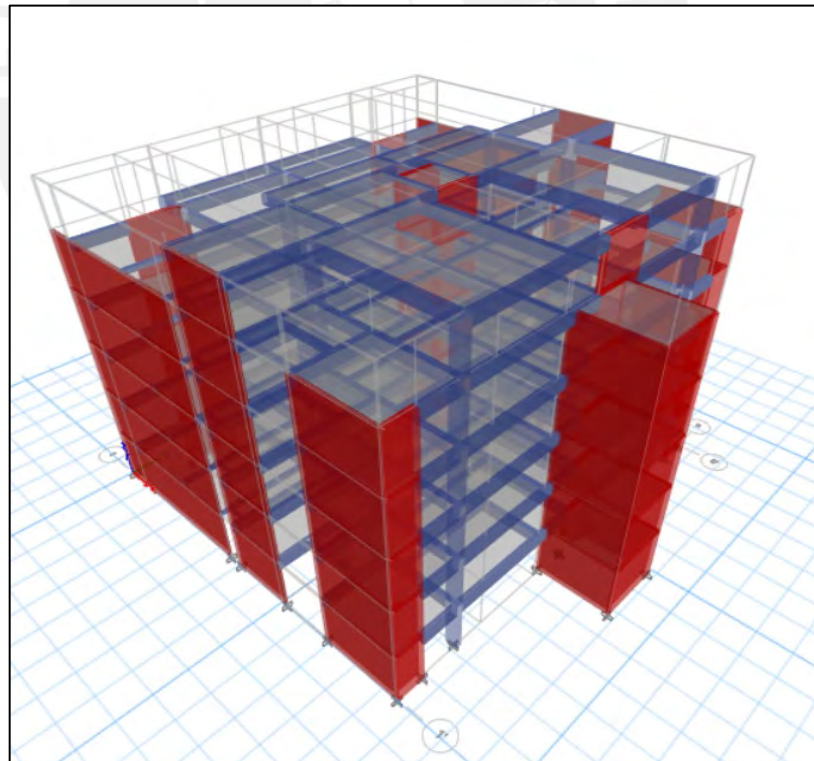
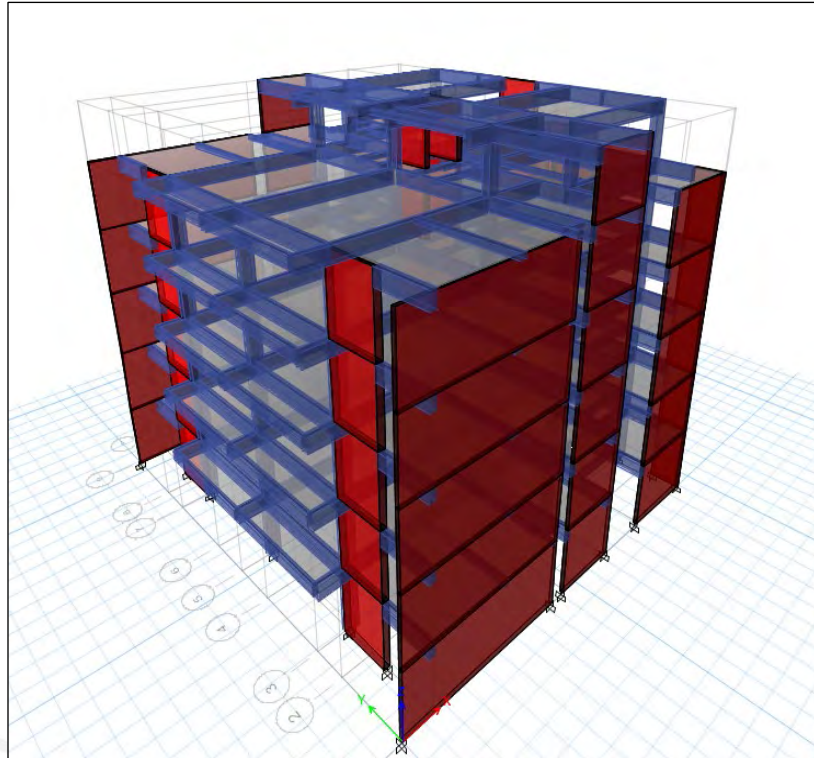


Figura 4.1 Modelado de la estructura para el análisis sísmico.

4.2 Parámetros Sísmicos

Respecto al análisis sísmico de una estructura, es necesario primero determinar los parámetros sísmicos correspondientes, Los cuales se obtienen conforme a lo especificado en la norma E.030 (RNE, 2018), donde se indica que estos dependen de las características de la edificación y la zona en donde ésta se llevará a cabo. A continuación, se detallan los factores establecidos para la estructura:

- **Factor de Zona (Z)**

Dependiendo de la localización del edificio, el factor de zona puede variar. Conforme al precepto E.030, el Perú se divide en cuatro zonas basándose en la sismicidad observada a lo largo de los años y las características de los movimientos sísmicos. El factor se entiende como la máxima aceleración horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

En el caso de la estructura, al situarse en Santiago de Surco – Lima, corresponde a una zona Z4 según la norma. Consecuentemente se asigna un valor de $Z = 0.45$.

- **Parámetros de Sitio (S, T_P y T_L)**

En primer lugar se tiene el factor de suelo (S), el cual representa una amplificación respecto al tipo de suelo en la cual la estructura se encuentra cimentada. La norma especifica que este factor se debe hallar en función al tipo de perfil que mejor defina las características del suelo, variando desde un suelo de roca dura (S_0), hasta un suelo con condiciones excepcionales (S_4), y de la zona en la que este se encuentre.

En cuanto a los valores de T_P y T_L , estos representan los períodos entre los cuales se dan las máximas aceleraciones de suelo, y depende del factor de suelo únicamente. En el caso del edificio, se encuentra situado sobre un suelo rígido (S_1) y en una zona Z4, obteniendo así un factor de suelo $S=1.0$. Y en cuanto a los períodos, al tratarse un suelo S_1 , sus valores resultan ser: $T_P = 0.4s$ y $T_L = 2.5s$.

- **Factor de Amplificación Sísmica (C)**

Se entiende como el factor de amplificación de la aceleración estructural en relación de la aceleración en el suelo. Y depende principalmente de los valores T_P y T_L previamente hallados y del período fundamental de la estructura. Así, el precepto E.030 establece que:

$$\begin{aligned}
 -T < T_P & \quad C = 2,5 \\
 -T_P < T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 -T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T}\right)
 \end{aligned}$$

En el caso del análisis estático estructural, se obtuvieron los períodos $T_X = 0.278s$ para la dirección X y $T_Y = 0.446s$ para la dirección Y. Se obtuvieron valores de $C_X = 2.5$ y $C_Y = 2.242$. En el caso del análisis dinámico, se usan las ecuaciones a fin de poder construir un espectro de diseño con el que se calcula el valor de C correspondiente.

- **Factor de Uso (U)**

Este factor se da principalmente de acuerdo al uso que se le da a la estructura. Estas a su vez se clasificarán en categorías indicando la importancia que tendrán: Esenciales (A), Importantes (B) y Comunes (C), para los que se les adjudica valores de 1.5, 1.3 y 1.0 correspondientemente. En el caso de la edificación, ésta será destinada a una vivienda multifamiliar, formando parte de la categoría de edificios comunes y por ende se le asigna un valor de $U = 1.0$.

- **Coefficiente de reducción sísmica (R)**

Este coeficiente es un factor que reduce las fuerzas sísmicas elásticas para las estructuras de periodos largos que tienen incursiones inelásticas. Este valor se determina de acuerdo al sistema estructural a emplear en la edificación e irregularidades. El precepto E.030, señala:

$$R = R_0 \cdot I_p \cdot I_a$$

Donde, R_0 es el coeficiente básico de reducción que depende netamente del tipo de sistema estructural, I_p es el factor que representa las irregularidades en planta que el edificio pueda tener, y I_a es el factor que indica si hay irregularidades en la altura del edificio. En el caso de la estructura, este tuvo un valor $R_0 = 6$ debido a que se trata de un sistema estructural de muros de corte. En cuanto a los factores I_p y I_a , tienen un valor de igual a 1.0 ya que la estructura es regular tanto en planta como en altura.

4.3 Masa sísmica de la estructura

En cuanto al cálculo de la masa sísmica, se tiene en cuenta el peso de la estructura. Según la norma E.030, para calcular la masa sísmica se considera la carga viva ya que solo se tomaría un porcentaje de esta conforme a la categoría de uso de la edificación. En el caso de la presente estructura, esta será destinada a viviendas, por lo que la norma menciona que solo se considera el 25% de la Carga Viva. Adicionalmente, la norma indica que, para techos y azoteas, se debe considerar 25% de la Carga Viva.

Entonces, se realizaron los metrados de la edificación calculando el peso de cada elemento y agrupándolos respectivamente, obteniendo la siguiente tabla de resumen:

	Elemento	Peso para piso típico (tonf)	Peso Total (tonf)
CM	Vigas	76.47	406.83
	Vigas chatas	5.30	
	Columnas	17.08	
	Placas	85.34	
	Losas Aligeradas	102.08	
	Losas Macizas	72.89	
	Piso terminado	47.67	
CV	Sobrecarga	95.40	95.40

¿?

Como se observa se obtuvo un peso de Carga Muerta de 406.83 ton y de Carga Viva de 95.40 ton. Luego de tener los pesos se realiza la combinación de estas cargas tomando en cuenta la consideración de la norma: 100%CM + 25%CV. Finalmente se obtiene los valores de masa sísmica por piso y del total de la estructura. Resultados:

Nivel	CM (tonf)	CV (tonf)	100% CM + 25% CV	Masa Sísmica (t.s ² /m)
Piso 1	406.83	95.40	430.68	43.90
Piso 2	406.83	95.40	430.68	43.90
Piso 3	406.83	95.40	430.68	43.90
Piso 4	406.83	95.40	430.68	43.90
Piso 5	344.21	80.72	364.39	37.15
Azotea	108.88	15.00	112.63	11.48
ΣTotal	2080.41	477.32		224.23

¿?

De esta forma se tiene una masa sísmica total de la estructura igual a $M = 224.23 \text{ t.s}^2/\text{m}$.

4.4 Análisis Estático

Para su desarrollo, primero se obtiene el peso de la estructura total, para lo que se debe realizar un metrado rápido y obtener los pesos de cada elemento por piso. De esta forma se obtiene lo siguiente:

	Masa (ton-s2/m)	Peso (ton)
1er Piso	43.90	430.68
2do Piso	43.90	430.68
3er Piso	43.90	430.68
4to Piso	43.90	430.68
5to Piso	37.15	364.39
Azotea	11.48	112.63
	Total	2199.73

Tabla 4.1 Masa Sísmica de la estructura.

Luego, el reglamento estipula que la cortante basal se calcula en base a los parámetros sísmicos y el peso de la estructura:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Consiguientemente, reemplazando los valores, se obtienen las cortantes basales para cada sentido de análisis:

$$V_{est}X = 412.45 \text{ ton}$$

$$V_{est}Y = 369.88 \text{ ton}$$

Las fuerzas cortantes halladas, a su vez se distribuyen en cada piso del edificio. Y para obtener dichos valores por piso, la norma E.030 define la siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{P_i x h_i^k}{\sum P_i x h_i^k}$$

Dónde: P_i = Peso del piso "i".

h_i = Altura del piso "i" desde la base.

k = Factor relacionado con el período fundamental de vibración.

$$T < 0.5s ; k = 1.0$$

$$T > 0.5s ; k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

Como ambos períodos resultaron ser menor a 0.5s, el valor de k es igual a 1.0. Finalmente se procede a distribuir la carga por nivel:

ANÁLISIS ESTÁTICO EN X					
Entrepiso	Peso (Pi)	Altura (Hi)	Pi*(hi)^k	αi	Fi
1er Piso	430.68	3.00	1292.03	0.06	26.18
2do Piso	430.68	6.00	2584.05	0.13	52.35
3er Piso	430.68	9.00	3876.08	0.19	78.53
4to Piso	430.68	12.00	5168.11	0.25	104.71
5to Piso	364.39	15.00	5465.89	0.27	110.74
Azotea	112.63	17.50	1971.10	0.10	39.94
		Σ	20357.25		Σ 412.45

Tabla 4.2 Análisis Estático en dirección de X.

ANÁLISIS ESTÁTICO EN Y					
Entrepiso	Peso (Pi)	Altura (Hi)	Pi*(hi)^k	αi	Fi
1er Piso	430.68	3.00	1292.03	0.06	23.48
2do Piso	430.68	6.00	2584.05	0.13	46.95
3er Piso	430.68	9.00	3876.08	0.19	70.43
4to Piso	430.68	12.00	5168.11	0.25	93.90
5to Piso	364.39	15.00	5465.89	0.27	99.31
Azotea	112.63	17.50	1971.10	0.10	35.81
		Σ	20357.25		Σ 369.88

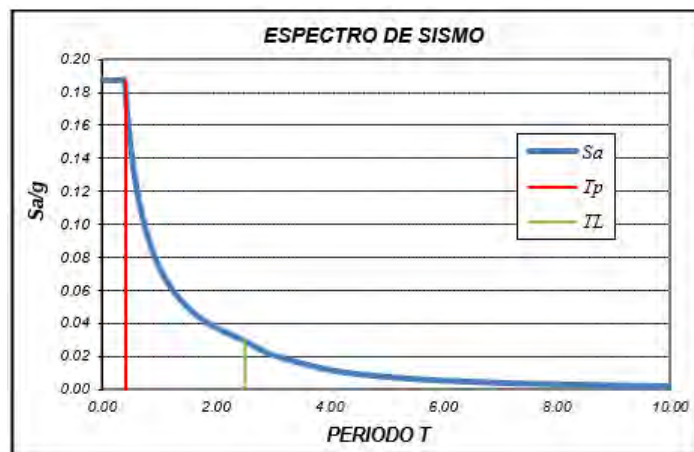
Tabla 4.3 Análisis Estático en dirección de Y.

4.5 Análisis Dinámico con 3 grados de libertad

En este análisis se podrá observar la respuesta de la estructura frente al espectro de aceleraciones que establece la norma E.030. Dicho espectro viene representado por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Figura 4.1 Espectro en dirección X e Y.



- **Períodos y %Masa Participante:**
Para la estructura se consideró 15 modos, 3 por cada piso exceptuando la planta de los techos. Para ambos ejes de análisis, estos modos fueron necesarios para sumar más del 90% de masa participativa. A continuación, se mostrará la tabla de las masas participativas y los periodos respectivos:

Modo	Período (seg)	% Masa participante en X	% Masa participante en Y
1	0.469	0.02%	69.83%
2	0.286	69.53%	0.02%
3	0.205	0.00%	0.61%
4	0.112	0.00%	17.83%
5	0.071	16.53%	0.00%
6	0.055	0.00%	3.03%
7	0.050	0.00%	2.59%
8	0.045	7.64%	0.00%
9	0.034	0.00%	3.12%
10	0.032	0.00%	0.02%
11	0.026	4.39%	0.00%
12	0.023	0.00%	2.14%
13	0.020	0.00%	0.00%
14	0.018	1.53%	0.00%
15	0.018	0.00%	0.75%
	Σ	99.65%	99.94%

Tabla 4.2 Masas participantes en X e Y.

- **Fuerza Cortante Dinámica:**
El precepto E.030 establece que el valor de la fuerza cortante dinámica en el primer entrespiso, para estructuras regulares, debe ser como mínimo el 80% calculado de la fuerza cortante estática. Y si fuera así, se debe aplicar un factor de amplificación. Se obtuvo así los siguientes valores:

Carga de sismo	VX (ton)	VY (ton)	0.8VXEst	0.8VYEst	Factor
SismoXXMY+ Max	292.94	19.43	329.96		1.126
SismoYYMX+ Max	6.67	263.27		295.90	1.124

Tabla 4.3 Fuerza cortante dinámica para X e Y.

Como se observa las cortantes dinámicas resultaron ser menores que el 80% de las cortantes estáticas, por lo que se tendrá que aplicar un factor de amplificación.

- Desplazamientos y derivas de entrepiso:
Consiguientemente se calcularán los desplazamientos laterales máximos, así como los desplazamientos relativos de entrepiso para cada sentido de dirección del sismo. Y a su vez, se calcularán las derivas de entrepiso en el que se verificarán que cumplan con ser menor que 7%, valor límite que refiere la norma E.030.

Nivel	Carga de Sismo	$\Delta_{\text{máx Elástico}}$	$\Delta_{\text{máx inel}} * 0.75R$	Δ_{rel}	Derivas %	$\zeta < 7\%$?
Azotea	DerivaXXMY+ Max	0.00696	0.03132	0.00606	2.42	Sí
5to Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00561	0.02526	0.00657	2.19	Sí
4to Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00415	0.01868	0.00643	2.14	Sí
3er Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00272	0.01226	0.00576	1.92	Sí
2do Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00144	0.00650	0.00439	1.46	Sí
1er Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00047	0.00211	0.00211	0.70	Sí

Tabla 4.4 Tabla de desplazamientos y derivas bajo sismo en X.

Nivel	Carga de Sismo	$\Delta_{\text{máx Elástico}}$	$\Delta_{\text{máx inel}} * 0.75R$	Δ_{rel}	Derivas %	$\zeta < 7\%$?
Azotea	DerivaYYMX+ Max	0.01376	0.061916	0.004681	1.87	Sí
5to Piso	DerivaYYMX+ Max	0.01272	0.057235	0.013941	4.65	Sí
4to Piso	DerivaYYMX+ Max	0.00962	0.043294	0.014358	4.79	Sí
3er Piso	DerivaYYMX+ Max	0.00643	0.028936	0.013544	4.51	Sí
2do Piso	DerivaYYMX+ Max	0.00342	0.015392	0.01069	3.56	Sí
1er Piso	DerivaYYMX+ Max	0.00104	0.004702	0.004702	1.57	Sí

Tabla 4.5 Tabla de desplazamientos y derivas bajo sismo en Y.

- Cortante de muros de corte:
Ahora calculamos la cantidad de fuerza cortante que toman las placas respecto al total del edificio. Según lo mencionado anteriormente, el edificio tiene un sistema estructural de muros de corte en ese sentido el porcentaje de cortante que deberían tomar las placas debería ser mayor al 90%. Los resultados fueron:

Elementos	Cargas de Sismo	VX	VY	VXTotal	VYTotal	%Placas
Placas en X	SismoXXMY+ Max	286.60	19.2662	292.94		97.84%
Placas en Y	SismoYYMX+ Max	6.5344	258.81		263.27	98.31%

Tabla 4.6 Tabla de cortantes de muros de corte.

Como se puede observar, las placas toman más del 90% de la cortante total en ambos sentidos, efectivamente el edificio tiene un sistema estructural de muros de corte.

4.6 Análisis Dinámico Traslacional

En este análisis se podrá ver el comportamiento de la estructura de forma traslacional pura, es decir sin que tenga efectos de torsión, para ambos sentidos de sismo X e Y. Para lograr esto, mediante el uso del programa ETABS, se restringieron los movimientos de acuerdo al tipo de traslación pura que se requería. Los resultados a obtener serán los mismos que para el análisis dinámico con 3GDL con el objetivo de poder compararlos. Los resultados se muestran a continuación.

- Períodos y %Masas participantes:

En esta parte, los valores esperados deberían ser similares que, al anterior análisis, ya que, al tratarse de una estructura regular, los efectos de torsión no influirían mucho.

	Análisis en X-X		Análisis en Y-Y	
	Período (s)	%Masa Participante	Período (s)	%Masa Participante
A3GDL	0.286	69.53%	0.469	69.83%
ADT	0.278	69.87%	0.446	70.64%

Tabla 4.7 Comparación de períodos y masas participantes.

Como se observa la diferencia, tanto para el período como para las masas participantes, son mínimas por lo que indica que la torsión no genera muchos efectos en el comportamiento de la estructura. Esto se podrá comprobar también más adelante.

- Fuerza cortante dinámica:

Para el caso de cortante dinámica, los valores a obtener deberían resultar ser un poco más elevados debido a que se aplicará la carga de sismo solo en el sentido de la dirección de análisis.

					ADT	A3GDL
Carga de sismo	VX (ton)	VY (ton)	0.8VXEst	0.8VYEst	Factor	Factor
SismoXXMY+ Max	298.92	0.74	329.96		1.104	1.126
SismoYYMX+ Max	5.51	273.44		295.90	1.082	1.124

Tabla 4.8 Comparación de factores de amplificación.

Se observa que las cortantes se incrementaron un poco en comparación del análisis de 3GDL, sin embargo, es un mínimo aumento, y esto se puede observar en los factores de amplificación que resultan ser similares.

- Desplazamientos y derivas de entrepiso:

ANÁLISIS DINÁMICO TRASLACIONAL EN X						
Nivel	Carga de Sismo	$\Delta_{\text{máx}}$ Elástico	$\Delta_{\text{máx}}$ inel *0.75R	Δ_{rel}	Derivas ‰	$\zeta < 7 \text{‰}?$
Azotea	DerivaXXMY+ Max	0.00580	0.026097	0.005004	2.00	Cumple
5to Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00469	0.021093	0.005437	1.81	Cumple
4to Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00348	0.015656	0.005342	1.78	Cumple
3er Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00229	0.010314	0.004820	1.61	Cumple
2do Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00122	0.005494	0.003699	1.23	Cumple
1er Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00040	0.001795	0.001795	0.60	Cumple

Tabla 4.11 Desplazamientos y derivas para ADT en X.

ANÁLISIS DINÁMICO TRASLACIONAL EN Y						
Nivel	Carga de Sismo	$\Delta_{\text{máx}}$ Elástico	$\Delta_{\text{máx}}$ inel *0.75R	Δ_{rel}	Derivas ‰	$\zeta < 7 \text{‰}?$
Azotea	DerivaXXMY+ Max	0.01298	0.058427	0.009570	3.83	Cumple
5to Piso	DerivaXXMY+ Max	0.01086	0.048857	0.011962	3.99	Cumple
4to Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00820	0.036895	0.012265	4.09	Cumple
3er Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00547	0.02463	0.011504	3.83	Cumple
2do Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00292	0.013126	0.009081	3.03	Cumple
1er Piso	DerivaXXMY+ Max	0.00090	0.004045	0.004045	1.35	Cumple

Tabla 4.12 Desplazamientos y derivas para ADT en Y.

Se puede observar que los desplazamientos y derivas son menores en ambas direcciones de análisis. Esto se puede deber también a que no hay presencia de torsión, por lo que hace que la estructura no incremente su deformación. Sin embargo, las derivas cumplen en su totalidad, siendo menor a 7‰.

- Cortante de muros de corte:

Elementos	Cargas de Sismo	VX	VY	VXTotal	VYTotal	ADT	A3GDL
						%Placas	%Placas
Placas en X	SismoXXMY+ Max	292.51	19.267	298.92		97.86%	97.84%
Placas en Y	SismoYYMX+ Max	6.53	269.26		273.44	98.47%	98.31%

Tabla 4.9 Cortante de los muros de corte en X e Y.

Las cortantes que absorben los muros son prácticamente iguales, por lo que se confirma lo mencionado anteriormente, es un sistema estructural de muros de corte.

4.7 Análisis de irregularidades

Después de realizar los análisis sísmicos respectivos, se debe de comprobar que efectivamente la estructura es regular. Esto se dará mediante la verificación de las irregularidades del edificio:

a. *Irregularidad de Rigidez:*

Esta irregularidad se da, en cualquier sentido de análisis, cuando en un entrepiso la rigidez lateral es menor al 70% de la del entrepiso inmediato superior, o al 80% de la rigidez promedio de los tres niveles superiores. Los resultados obtenidos para analizar esta irregularidad fueron los siguientes:

Entrepiso	ANÁLISIS EN X-X		ANÁLISIS EN Y-Y	
	Carga de Sismo	Rigidez Lateral X	Carga de Sismo	Rigidez Lateral Y
		tonf/m		tonf/m
Azotea	SismoXXMY+	36706	SismoYYMX+	16705
5to Piso	SismoXXMY+	99013	SismoYYMX+	40940
4to Piso	SismoXXMY+	159392	SismoYYMX+	62081
3er Piso	SismoXXMY+	222602	SismoYYMX+	83005
2do Piso	SismoXXMY+	328687	SismoYYMX+	119557
1er Piso	SismoXXMY+	720728	SismoYYMX+	284527

Tabla 4.10 Rigidez Lateral en ambos sentidos de análisis.

Como se observa, la rigidez lateral de entrepiso va disminuyendo a medida que se sube de piso, tanto para rigidez lateral en X como para rigidez lateral en Y para ambas cargas de sismos. Igualmente se puede comprobar también que la rigidez en un piso es mayor que el 80% del promedio de los 3 pisos superiores. Así se descarta la existencia de esta irregularidad.

b. *Irregularidad de Resistencia:*

Existirá esta irregularidad, en ambos sentidos de análisis, siempre que la resistencia de un entrepiso ante fuerzas cortantes sea menor al 80% de la del entrepiso superior más próximo. Los resultados del análisis fueron:

Entrepiso	ANÁLISIS EN X-X		ANÁLISIS EN Y-Y	
	Carga de Sismo	VX	Carga de Sismo	VY
		tonf		tonf
Azotea	SismoXXMY+	43.83	SismoYYMX+	36.02
5to Piso	SismoXXMY+	126.53	SismoYYMX+	113.09
4to Piso	SismoXXMY+	198.75	SismoYYMX+	175.77
3er Piso	SismoXXMY+	248.50	SismoYYMX+	220.53
2do Piso	SismoXXMY+	279.13	SismoYYMX+	250.32
1er Piso	SismoXXMY+	292.94	SismoYYMX+	263.27

Tabla 4.11 Resistencia a fuerzas cortantes en ambos sentidos de análisis.

Al igual que en la irregularidad de rigidez, la cortante por piso va disminuyendo piso por piso hasta la azotea, por lo que también se descarta la irregularidad por resistencia.

c. *Irregularidad torsional:*

Esta irregularidad se da, en cualquier sentido de análisis, cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso ($\Delta_{\text{máx}}$) incluyendo la excentricidad accidental, resulta mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos de este mismo, bajo la misma condición de carga (Δ_{prom}). En este caso, como se mencionó al principio, la estructura es regular y los elementos estructurales verticales están ubicados casi simétricamente en planta por lo que no se tendrá problemas de torsión y se pasará a verificar.

Entrepiso	Caso de Sismo	Desplazamiento máximo (m)	Desplazamiento relativo promedio (m)	Ratio
Azotea	DerivaXXMY+ Max	0.0313	0.0273	1.148
5° Piso	DerivaXXMY+ Max	0.0253	0.0220	1.148
4° Piso	DerivaXXMY+ Max	0.0187	0.0163	1.149
3° Piso	DerivaXXMY+ Max	0.0123	0.0107	1.150
2° Piso	DerivaXXMY+ Max	0.0065	0.0056	1.151
1° Piso	DerivaXXMY+ Max	0.0021	0.0018	1.152

Tabla 4.12 Relación entre desplazamientos de entrepiso en X.

Entrepiso	Caso de Sismo	Desplazamiento máximo (m)	Desplazamiento relativo promedio (m)	Ratio
Azotea	DerivaYYMX+ Max	0.0619	0.0585	1.059
5° Piso	DerivaYYMX+ Max	0.0572	0.0506	1.132
4° Piso	DerivaYYMX+ Max	0.0433	0.0382	1.134
3° Piso	DerivaYYMX+ Max	0.0289	0.0255	1.134
2° Piso	DerivaYYMX+ Max	0.0154	0.0136	1.133
1° Piso	DerivaYYMX+ Max	0.0047	0.0042	1.129

Tabla 4.13 Relación entre desplazamientos de entrepiso en Y.

De las tablas se puede ver que los ratios que relacionan los desplazamientos máximos y los promedios, son menor a 1.3. Valor esperado debido a la regularidad de la estructura y lo que corrobora efectivamente que no existe irregularidad por torsión.

4.8 Junta Sísmica

Para calcular el valor de la junta sísmica de la estructura, se usarán las expresiones encontradas en la norma E.030. Esta norma indica que toda estructura debe estar separada de las estructuras colindantes para así poder evitar contacto alguno durante un movimiento sísmico. Ante esto, se define el valor mínimo de la junta sísmica como “s”, el cual depende tanto de la geometría de la estructura como de los desplazamientos máximos de esta. A continuación se mostrarán las expresiones:

$$s = 0.006h \geq 0.03m \qquad s = \frac{2}{3} \cdot \sum \Delta_{\text{máx de edificios adyacentes}}$$

En el proyecto, no se obtuvieron los datos de desplazamientos máximos de los edificios adyacentes, se procederá a usar la primera expresión, tomando en consideración que la altura total del edificio es de 17.5 metros.

$$s = 0.006 * 17.5 = 0.105m$$

Como el valor resulta mayor a 0.03m, se tomará el valor hallado. Con el valor de “s” hallado, se procede a determinar la junta sísmica respecto al límite de propiedad, con la siguiente expresión:

$$\text{Junta Sísmica} = \text{Máx} \left(\frac{s}{2}; \frac{2}{3} \Delta_{\text{máx estructura}} \right)$$

Teniendo en cuenta los resultados del análisis sísmico, el valor del $\Delta_{\text{máx}}$ es igual a 0.062m; se obtiene que el valor de la junta sísmica será igual a:

$$\text{Junta Sísmica} = \text{Máx}(0.053m; 0.041m) = 5.3cm$$

Por lo que finalmente se planteará una junta sísmica de 6cm.

CAPÍTULO 5. DISEÑO DE LOSAS

En este diseño se dividió las losas en aligeradas y macizas. De esta forma, se realizará el metrado de cargas y su posterior diseño siguiendo el precepto E.060, en las cuales se encuentran las especificaciones necesarias para realizar un diseño adecuado.

5.1 Losas Aligeradas

Para realizar este diseño, bastará con analizar solo una vigueta que conforma a la losa correspondiente. Esta vigueta se modelará respecto a los elementos estructurales en los cuales se encuentra apoyada. A continuación, se mostrará el procedimiento completo para el diseño del aligerado comprendido entre los ejes B-C y 1-9 de un piso típico:

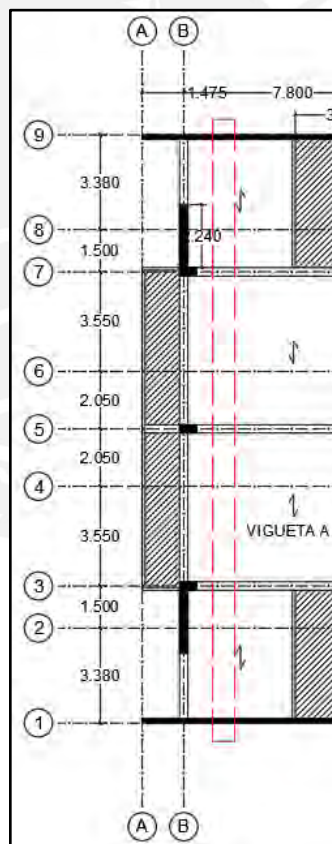


Figura 5.1 Aligerado entre los ejes B-C y 1-9 a diseñar.

Para poder realizar el análisis y diseño del aligerado, usaremos como herramienta el programa ETABS, para lo cual, en primer lugar, se debe de idealizar el aligerado en base a los elementos estructurales en los cuales se encuentra apoyado. Para el caso de este aligerado, se encuentra apoyado en 2 placas a sus extremos y en 3 vigas en sus apoyos centrales. Las placas se idealizaran como empotrados y las vigas como apoyos simples, de esta manera se obtuvo el siguiente modelo:

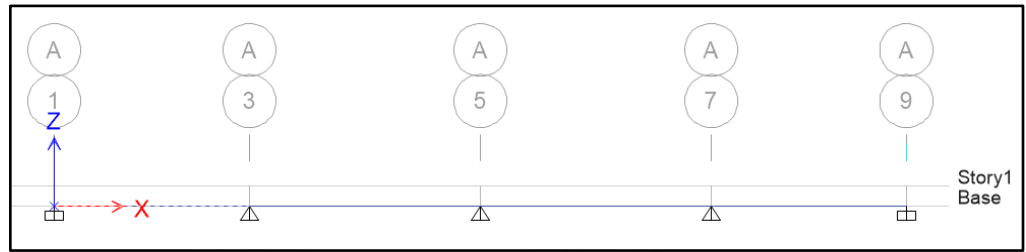


Figura 5.2 Modelo del aligerado para análisis y diseño.

- **Metrado del Aligerado:**

Luego de tener el modelo listo, se le deben de asignar las cargas correspondientes para poder analizar el aligerado por carga última. Es así que se realizaron los metrados de cargas, tanto viva como muerta para el aligerado en análisis. Para esto, se mostrará la sección de una vigueta típica, la cuál será usada para el diseño de cada vigueta que compone la estructura:

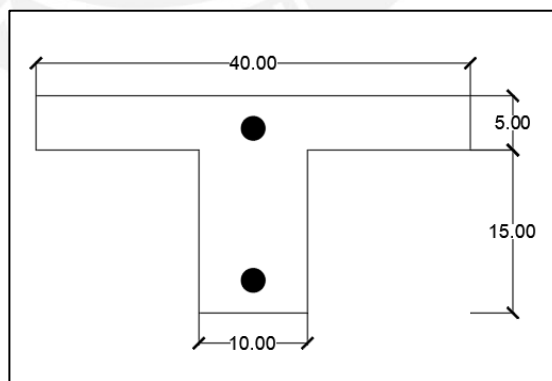


Figura 5.3 Sección típica de vigueta (Dimensiones en cm.).

Entonces el metrado para un ancho de vigueta de 0.4m, será el siguiente:

Carga Muerta (CM)	Peso propio (ton/m)	0.3*0.4 = 0.12
	Peso piso terminado (ton/m)	0.1*0.4 = 0.04
Carga Viva (CV)	Sobrecarga (ton/m)	0.2*0.4 = 0.08

Tabla 5.1 Metrado del aligerado en análisis.

- Diseño del aligerado:

Para realizar este diseño, basta con analizar una vigueta correspondiente a la losa. Esto se hará usando el modelado previo elaborado en el ETABS. A su vez, para realizar el diseño, se deberá usar la carga última obtenida de amplificar las cargas de servicio por un factor correspondiente: $1.4CM + 1.7CV$.

$$W_{\text{Última}} = 1.4 * (0.16) + 1.7 * (0.08) = 0.36 \text{ ton/m}$$

Adicionalmente, para obtener un diseño óptimo, se deberá realizar una alternancia de cargas vivas. Esto con el objetivo de lograr los momentos más críticos, tanto positivo como negativo, a lo largo de la vigueta. Considerando esto último, se establecieron las siguientes alternancias de cargas:

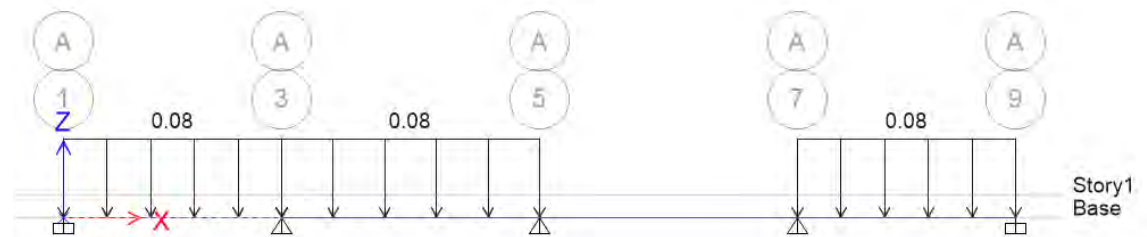


Figura 5.4 Alternancia de carga viva para momento máximo en el apoyo 3.

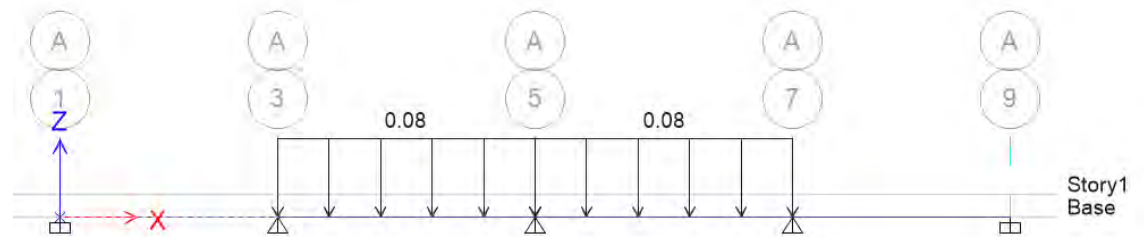


Figura 5.5 Alternancia de carga viva para momento máximo en el apoyo 5.

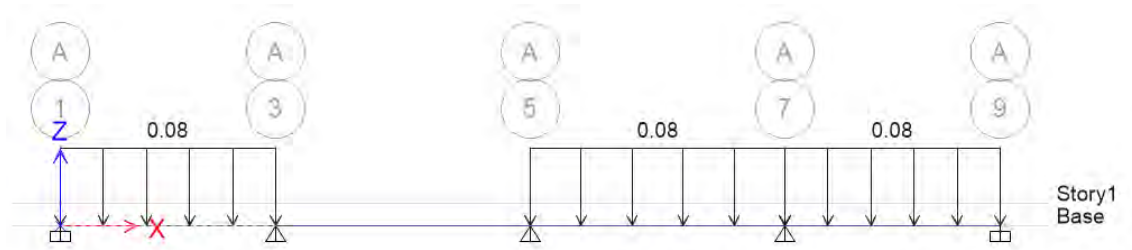


Figura 5.6 Alternancia de carga viva para momento máximo en el apoyo 7.

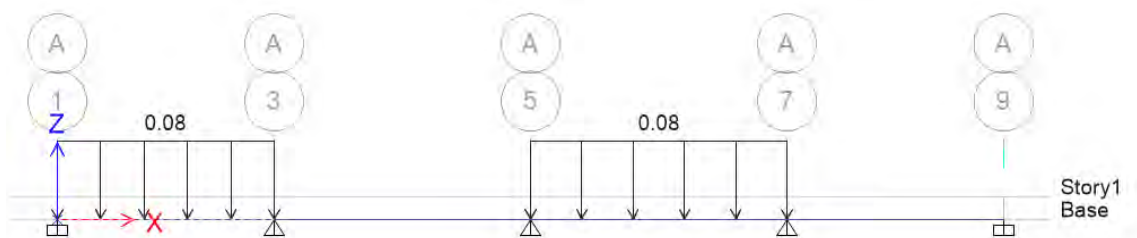


Figura 5.7 Alternancia de carga viva para momento máximo en tramos 1-3 y 5-7.

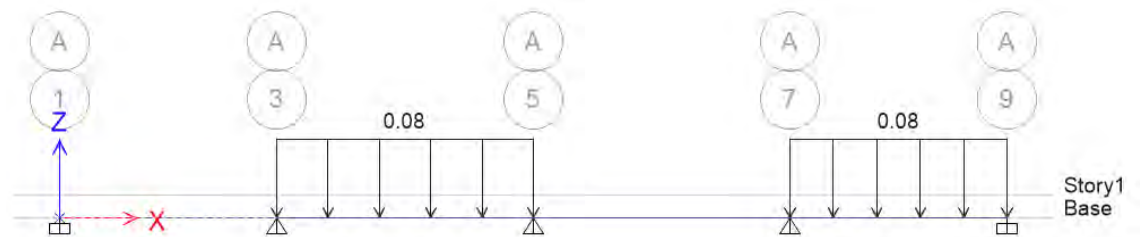


Figura 5.4 Alternancia de carga viva para momento máximo en tramos 3-5 y 7-9.

Consiguientemente, con las cargas ya asignadas, se obtienen los diagramas de momento flector y fuerza cortante de la envolvente en donde se considera la alternancia de carga realizada. De esta forma se obtienen los siguientes diagramas:

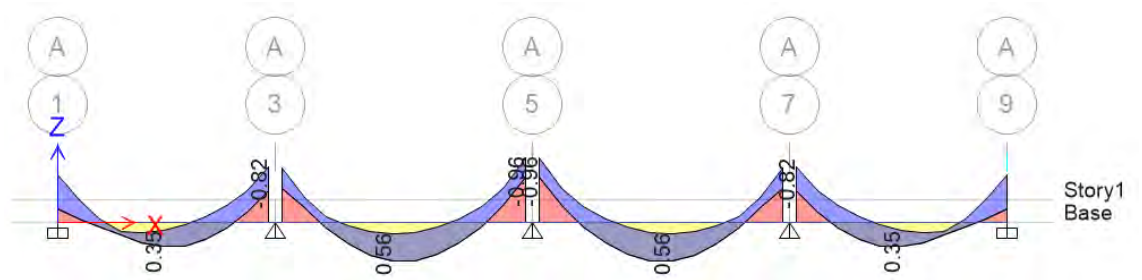


Figura 5.9 Diagrama de momento flector de la envolvente de cargas.

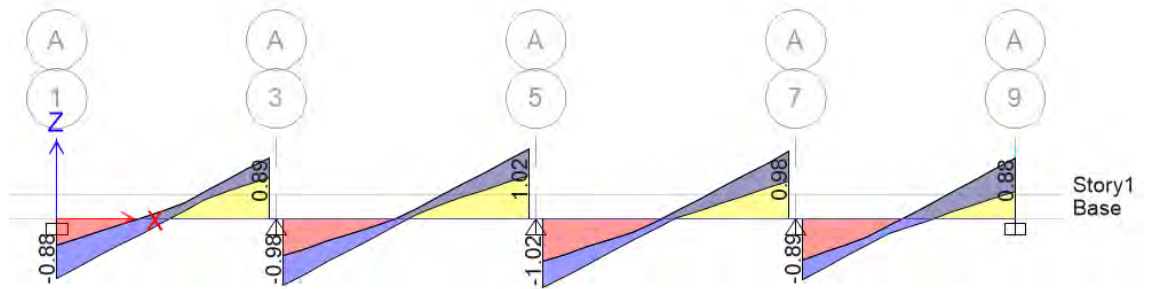


Figura 5.10 Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente de cargas.

Como se observa se obtuvieron los siguientes momentos máximos positivos y negativos:

		Mu (ton.m)
Momento Positivo	Tramo 1-3	0.35
	Tramo 3-5	0.56
	Tramo 5-7	0.56
	Tramo 7-9	0.35

Tabla 5.2 Momentos Positivos.

		Mu (ton.m)
Momento Negativo	Apoyo 1	-0.71
	Apoyo 3	-0.82
	Apoyo 5	-0.96
	Apoyo 7	-0.82
	Apoyo 9	-0.71

Tabla 5.3 Momentos Negativos.

Antes de calcular el acero requerido para el aligerado, el precepto E.060 indica que los elementos estructurales sometidos a flexión, el acero colocado debe cumplir con un acero mínimo y máximo de refuerzo. Estos valores se calcularán con las siguientes expresiones:

- Acero mínimo de refuerzo:

$$A_{smín} = 1.2 \frac{M_{cr}}{\phi * f_y \left(d - \frac{a_{mín}}{2} \right)} \quad a_{mín} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2(1.2 * M_{cr})}{\phi * 0.85 f'_c b_w}}$$

Dónde: b_w = Ancho del alma de la viga.

d = Peralte de la viga.

M_{cr} = Momento de rotura del concreto.

f_y = Resistencia del acero de refuerzo.

f'_c = Resistencia del concreto.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

- Acero máximo de refuerzo:

$$A_{smáx} = 0.75 \left(0.85 f'_c \frac{A_{cb}}{f_y} \right)$$

Dónde: A_{cb} = Área del bloque de concreto comprimido.

f_y = Resistencia del acero de refuerzo.

f'_c = Resistencia del concreto.

Con las ecuaciones mencionadas, las dimensiones de la viga y las propiedades de los materiales, tenemos como resultados:

Geometría de viga	
b (cm)	40
b_w (cm)	10
hf (cm)	5
d (cm)	17
h (cm)	20
Y_{cg} (cm)	11.31
Inercia (cm ⁴)	11800

Propiedades de material	
f'_c (kg/cm ²)	210
f_y (kg/cm ²)	4200
f_r (kg/cm ²)	28.98
ϕ	0.9

Tabla 5.4 Geometría de la viga y propiedades de material.

Acero Mínimo y Máximo							
	Mcr (ton.m)	Mu (ton.m)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	Asmin (cm2)	Asmáx (cm2)
Positivo	0.2588	0.3106	17.00	40.00	0.29	0.49	7.49
Negativo	0.5040	0.6048	17.00	10.00	2.38	1.01	2.71

Tabla 5.5 Acero mínimo y máximo de refuerzo.

Con los aceros mínimos y máximo definidos, se calcula el acero requerido (Acero de diseño) para los momentos hallados previamente en la vigueta, con las siguientes expresiones:

$$A_{sdiseño} = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 f'_c b}}$$

Dónde: Mu = Momento último máximo positivo o negativo.

fy = Resistencia del acero de refuerzo.

d = Peralte de la vigueta.

f'c = Resistencia del concreto

b = Ancho de vigueta respecto al análisis.

Ø = Factor de reducción de resistencia.

Es así que tenemos como resultados:

		Mu (ton.m)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	Asrequerido (cm2)	Asdiseño
Momento Negativo	Apoyo 1 y 9	-0.71	14.00	40.00	2.84	1.21	1Ø1/2"
	Apoyo 3 y 7	-0.82	14.00	40.00	3.34	1.42	1Ø3/8"+1Ø3/8"
	Apoyo 5	-0.96	14.00	40.00	3.99	1.70	1Ø3/8"+1Ø1/2"

Tabla 5.6 Aceros de diseño para momento negativo.

		Mu (ton.m)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	Asrequerido (cm2)	Asdiseño
Momento Positivo	Tramo 1-3 y 7-9	0.35	14.00	10.00	0.32	0.55	1Ø3/8"
	Tramo 3-5 y 5-7	0.56	14.00	10.00	0.52	0.89	1Ø3/8"+1Ø8mm

Tabla 5.7 Aceros de diseño para momento positivo.

- Corte de acero:

Este valor se calculará una vez determinado el diámetro y la cantidad de acero de refuerzo que se colocará. Así nos guiaremos del gráfico de momentos en el cual se podrá obtener los puntos teóricos de corte de acero, tanto para el refuerzo negativo como positivo.

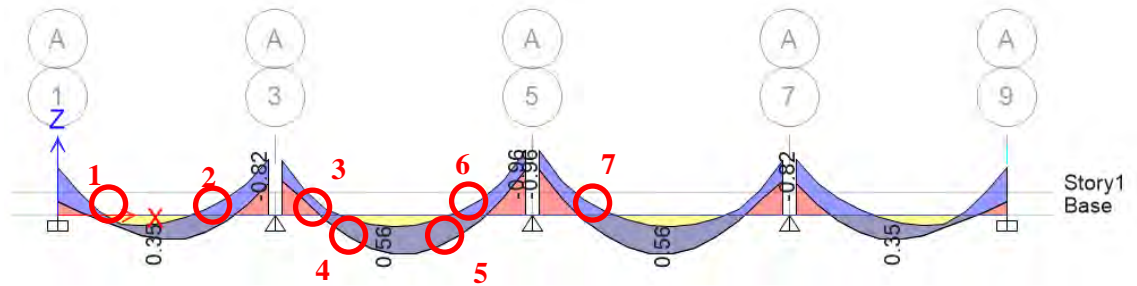


Figura 5.5 Puntos teóricos de corte del refuerzo negativo y positivo.

Para el aligerado se analizará un tramo ya que el otro tendrá los mismos puntos de corte por ser simétrico. Identificadas las distancias de los puntos de corte teóricos, se debe de añadir una longitud extra igual a $12db$ o d , el que resulte ser mayor. La suma de estas longitudes deberá ser mayor que la longitud de desarrollo que establece la norma para cada varilla de acero. De esta forma se obtuvo lo siguiente:

	Distancia a eje	$12db$ (m)	d (m)	Long. Total	Long. Desarrollo	¿Cumple?
Punto 1	0.70	0.15	0.17	0.90	0.58	Cumple
Punto 2	1.06	0.11	0.17	1.30	0.44	Cumple
Punto 3	1.25	0.11	0.17	1.50	0.44	Cumple
Punto 4-5	3.00	0.11	0.17	3.20	0.44	Cumple
Punto 6	1.27	0.15	0.17	1.50	0.58	Cumple
Punto 7	1.27	0.15	0.17	1.50	0.58	Cumple

Tabla 5.6 Longitud de corte de acero negativo.

- *Verificación por cortante:*

Finalmente, se debe realizar la verificación por fuerza cortante de la vigueta con el objetivo de saber si es necesario realizar un ensanche de vigueta o no. Para esto, usaremos el diagrama de fuerza cortante, que se obtuvo previamente con el análisis en ETABS, bajo las mismas cargas últimas. De esta forma se obtienen las cortantes máximas en la siguiente tabla:

Vu(ton)
0.88
0.89
0.98
1.02

Estos valores se deben verificar que cumplan con ser menor con el valor de la cortante resistente del concreto, el cual se haya de la siguiente manera:

$$\phi V_C = 0.85 \times 1.1(0.53 \sqrt{f'_c b_w d})$$

Con el valor hallado, se verifica que sea mayor que la cortante máxima hallada:

$$\phi V_C = 1.44 \text{ton} > V_{um\acute{a}x} = 1.02 \text{ton}$$

Como se observa, la cortante del concreto resulta ser mayor, y por lo tanto la vigueta no necesitará ensanche.

5.2 Losas Macizas

Para diseñar la losa maciza, primero se debe de idealizar los apoyos en los que reposa la losa, de acuerdo al elemento estructural y la continuidad de dicha losa. Para este caso, se diseñara la losa maciza situada entre los ejes 2-4 y D-F de un piso típico del edificio:

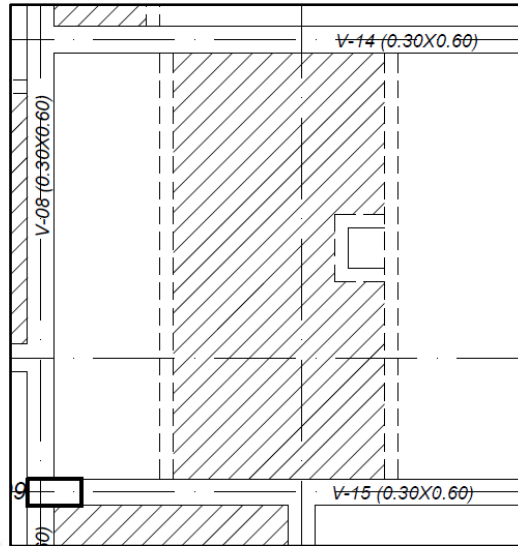


Figura 5.6 Losa maciza a diseñar de piso típico.

De la figura se puede observar que la losa maciza, se encuentra apoyada en vigas en sus cuatro lados, por lo tanto, estas se idealizarán como simplemente apoyadas. A su vez para poder analizar la losa maciza, es necesario realizar el metrado de cargas, de lo cual tenemos:

Carga Muerta (CM)	Peso propio (ton/m)	$2.4 * 0.2 = 0.48$
	Peso piso terminado (ton/m)	$0.1 * 1.0 = 0.1$
	Peso de tabiquería (ton/m)	0.345
Carga Viva (CV)	Sobrecarga (ton/m)	$0.2 * 1.0 = 0.2$

Tabla 5.7 Metrado de cargas verticales.

Así se obtiene el siguiente modelo computacional en ETABS:

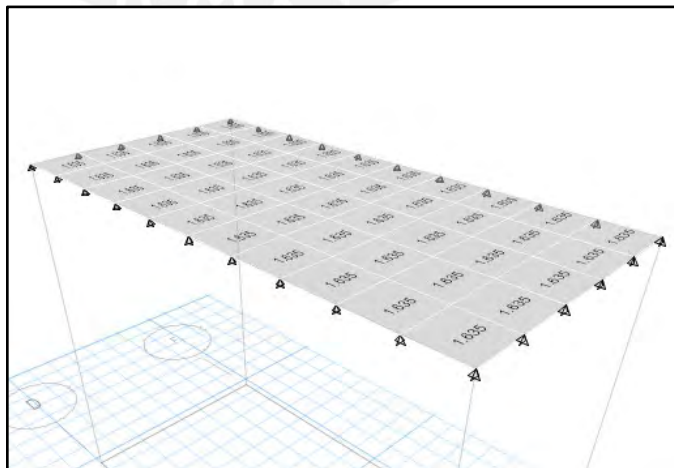


Figura 5.7 Modelo de losa maciza en ETABS.

Como la losa se encuentra apoyada en cuatro vigas, solo habrán momentos al centro del paño de la losa, por lo tanto luego del análisis en ETABS, se obtuvieron los gráficos de momentos para X e Y:

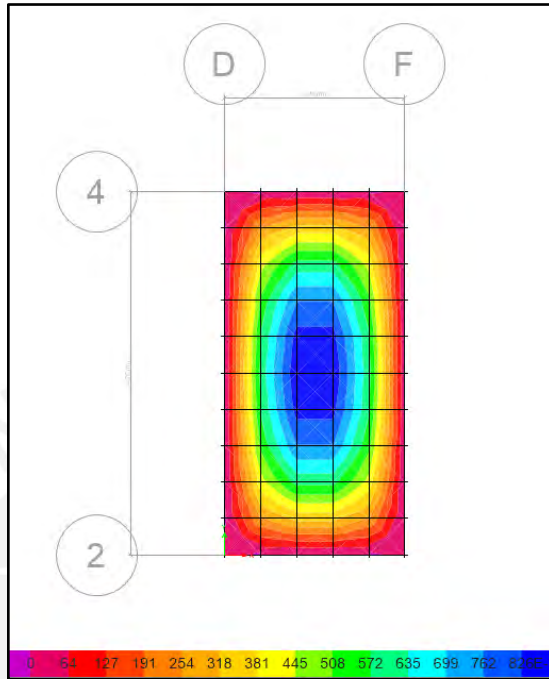


Figura 5.14 Diagrama de momentos M11 (Eje X-X).

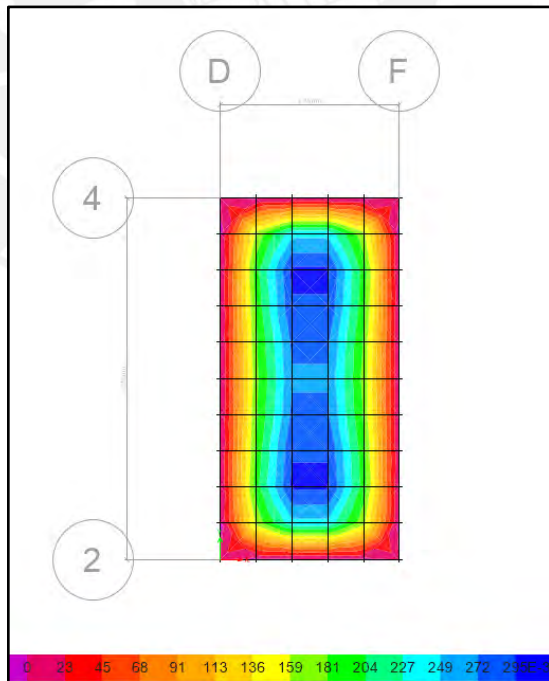


Figura 5.15 Diagrama de momentos M22 (Eje Y-Y).

Luego de tener los momentos máximos, se procede a diseñar la losa con las mismas ecuaciones dadas para el aligerado por el precepto jurídico E.060. De esta forma se halla el área de acero requerido y el diámetro escogido para satisfacer lo requerido. Obteniendo así:

	Mu (ton.m)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	Asrequerido (cm ²)	Asdiseño
Positivo	0.27	17.00	100.00	0.10	0.42	Ø3/8" @ 0.25
Positivo	0.88	17.00	100.00	0.33	1.38	Ø3/8" @ 0.25

Tabla 5.8 Acero requerido para la losa maciza.

Por lo que finalmente, se tomarán las siguientes armaduras para la losa maciza:

Capa inferior: $A_{sdiseño} = \text{Ø}3/8" @ 0.25 \text{ m}$

Capa superior: $A_{sdiseño} = \text{Ø}3/8" @ 0.25 \text{ m}$

- *Verificación por cortante:*

En relación a la verificación por corte, del análisis realizado se obtienen las fuerzas cortantes relacionadas a los momentos del programa ETABS bajo cargas últimas. De esta forma se obtienen las cortantes máximas en la siguiente tabla:

Vu(ton)
0.79
1.35

Con la misma expresión dada para losas aligeradas, se calcula la cortante máxima que soporta el concreto, obteniendo así el siguiente valor:

$$\text{Ø}V_c = 0.85 \times 1.1 \left(0.53 \sqrt{f'_c b_w d} \right) = 14.36 \text{ ton}$$

Se observa que la cortante del concreto es más que suficiente por lo que no se necesita realizar ningún cambio.

CAPÍTULO 6. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas conforman una parte fundamental en la estructura, estas se encargan de trasladar las cargas verticales de las losas hacia las columnas o placas correspondientes, mediante la formación de pórticos estructurales. A continuación, se desarrollará el proceso seguido para el diseño de las vigas en el cual se calcula el acero requerido en la sección, tanto para efectos de flexión como por corte. Cabe resaltar que en el diseño se buscará que el elemento siempre falle por flexión antes que por corte, ya que las fallas por corte tienden a ser más contraproducentes para la estructura.

Como se mencionó antes, se mostrará el procedimiento del diseño de las vigas, tomando como ejemplo las vigas de los ejes C y 3, V-03 y V-14 correspondientemente. Para poder realizar el diseño de una viga es necesario conocer los momentos a los cuales está sometida. Estos momentos se generan de acuerdo a las cargas que soporta en la estructura y a las diferentes combinaciones de cargas que estipula el precepto E.060. De esta forma se obtiene los diagramas de envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes, donde se obtienen los valores máximos correspondientes. Para esto, será necesario realizar un metrado de cargas para cada viga que se analizará.

Luego de realizar el metrado de cargas respectivo, se deberá realizar el modelado de la viga. En donde se idealizará los apoyos de esta. El tipo de apoyo variará de acuerdo al elemento estructural en el cual se encuentre apoyada la viga.

6.1 Metrado de Cargas

Para la viga V-03 escogida, esta consta de 4 tramos y recorre todo el eje C. Se encuentra apoyada en dos placas a los extremos y tres columnas intermedias, formando de esta manera un pórtico importante en la estructura. En cuanto a la viga V-13, esta cuenta con 3 tramos, siendo el primero y el último unos pequeños volados donde soportan vigas. A su vez se encuentra apoyada en dos columnas en el tramo central. A continuación, se mostrará los metrados obtenidos para ambas vigas a analizar:

- Viga V-03:

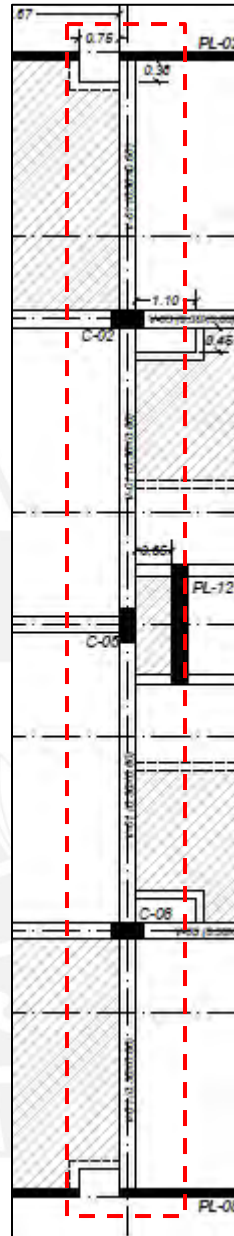


Figura 6.1 Viga V-03 en eje C.

Ya que la viga C es simétrica respecto al X, se analizará solo los dos primeros tramos 1-3 y 3-5 y estos se repetirán. El metrado obtenido fue el siguiente:

- Tramo 1-3:

Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m)	$2.4 \cdot 0.3 \cdot 0.6 = 0.432$
	Peso Aligerado (ton/m)	$0.3 \cdot 1.325 = 0.3975$
	Peso Piso Terminado (ton/m)	$0.1 \cdot (1.325 + 3.378) = 0.470$
	Peso Losa Maciza 1 (ton/m)	$2.4 \cdot 0.2 \cdot 3.378 = 1.621$
	Peso Viga Chata 1 (Carga Puntual en ton)	$2.4 \cdot 0.2 \cdot 0.1 \cdot 0.85 = 0.041$
Carga Viva (CV)	Sobrecarga Aligerado (ton/m)	$0.2 \cdot 1.325 = 0.265$
	Sobrecarga Losa Maciza 1 (ton/m)	$0.2 \cdot 3.378 = 0.676$

- Tramo 3-5:

Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m)	$2.4 \cdot 0.3 \cdot 0.6 = 0.432$
	Peso Aligerado (ton/m)	$0.3 \cdot 1.325 = 0.3975$
	Peso Piso Terminado (ton/m)	$0.1 \cdot (1.325 + 1.325 + 0.325) = 0.298$
	Peso Losa Maciza 2 (ton/m)	$2.4 \cdot 0.2 \cdot 1.325 = 0.636$
	Peso Losa Maciza 3 (ton/m)	$2.4 \cdot 0.2 \cdot 0.325 = 0.156$
	Peso Viga Chata 1 (Carga Puntual en ton)	$2.4 \cdot 0.2 \cdot 0.1 \cdot 1.325 = 0.0636$
	Peso Viga Chata 2 (Carga Puntual en ton)	$2.4 \cdot 0.2 \cdot 0.2 \cdot 0.65 = 0.0312$
Carga Viva (CV)	Sobrecarga Aligerado (ton/m)	$0.2 \cdot 1.325 = 0.265$
	Sobrecarga Losa Maciza 1 (ton/m)	$0.2 \cdot 3.378 = 0.676$
	Sobrecarga Losa Maciza 2 (ton/m)	$0.2 \cdot 1.325 = 0.265$

• Viga V-14:

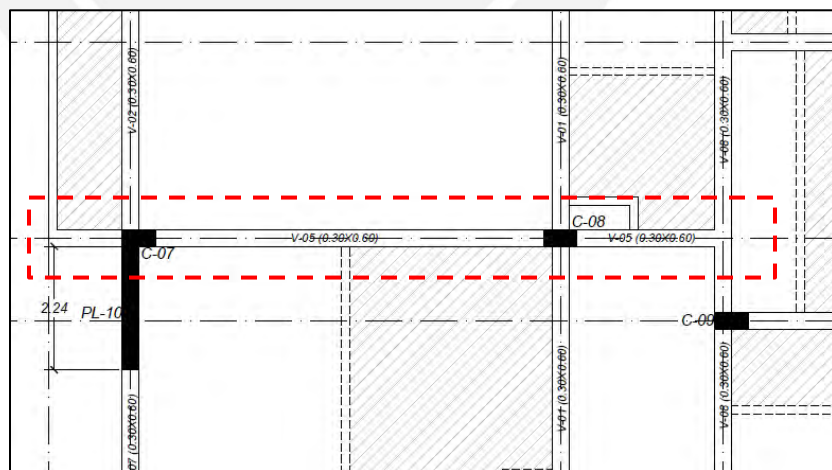


Figura 6.2 Viga V-14 en eje 3.

- Tramo A-B:

Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m)	$2.4*0.3*0.6 = 0.432$
	Peso Losa Maciza 1 (ton/m)	$2.4*0.2*0.74 = 0.355$
	Peso Piso Terminado (ton/m)	$0.1*0.74 = 0.074$
Carga Viva (CV)	Sobrecarga Losa Maciza 1 (ton/m)	$0.2*0.74 = 0.148$

- Tramo B-C:

Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m)	$2.4*0.3*0.6 = 0.432$
	Peso Aligerado 1 (ton/m)	$0.3*5.24 = 1.572$
	Peso Aligerado 2 (ton/m)	$0.3*2.8 = 0.84$
	Peso Losa Maciza 2 (ton/m)	$2.4*0.2*1.835 = 0.881$
	Peso Piso Terminado (ton/m)	$0.1*(5.24+2.8+1.835) = 0.9875$
	Peso Viga Chata (Carga Puntual en ton)	$2.4*0.2*0.3 *2.44 = 0.3514$
Carga Viva (CV)	Sobrecarga Aligerado 1 (ton/m)	$0.2*5.24 = 1.048$
	Sobrecarga Aligerado 2 (ton/m)	$0.2*2.8 = 0.56$
	Sobrecarga Losa Maciza 2 (ton/m)	$0.2*1.835 = 0.367$

- Tramo C-D:

Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m)	$2.4*0.3*0.6 = 0.432$
	Peso Losa Maciza 3 (ton/m)	$2.4*0.2*1.475 = 0.708$
	Peso Piso Terminado (ton/m)	$0.1*1.475 = 0.148$
Carga Viva (CV)	Sobrecarga Losa Maciza 1 (ton/m)	$0.2*1.475 = 0.295$

Luego del metrado de cargas, se procede a realizar los diagramas de momento flector y fuerza cortante (DMF y DFC). Estos diagramas resultarán de la envolvente de las combinaciones de carga que establece la norma E.020, donde entra a tallar la carga muerta, viva y de sismo. A su vez, cabe resaltar que para ambas vigas se mostrará el resultado en el piso más crítico, así se obtuvo los siguientes resultados del programa ETABS:

- Viga V-03:

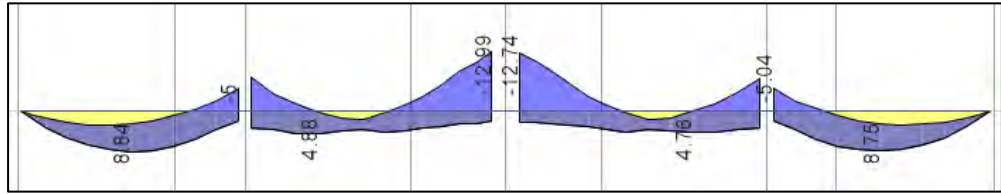


Figura 6.3 DMF de la Viga V-03 en eje C.

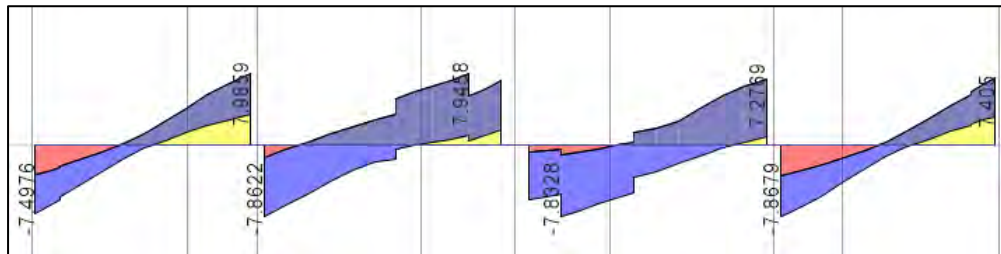


Figura 6.4 DFC de la Viga V-03 en eje C.

- Viga V-14:

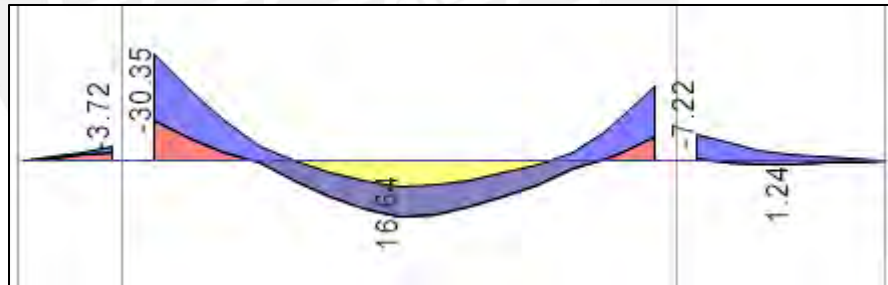


Figura 6.5 DMF de la Viga V-14 en eje 3.

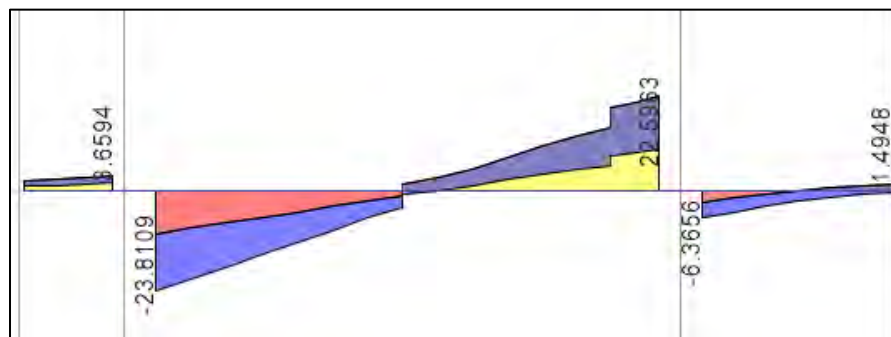


Figura 6.5 DFC de la Viga V-14 en eje 3.

6.2 Diseño por flexión

Ahora bien, antes de proceder a calcular la cantidad de acero requerido por flexión para las vigas, se establecerá los límites correspondientes; es decir el acero mínimo y máximo que se puede colocar en la viga. Estos valores dependerán de la sección de la viga y del tipo de material, en este caso concreto de 210 kg/cm². Para esto la norma E.060, para el caso de secciones rectangulares, da las siguientes expresiones con las cuales calcular dichos valores:

- Acero mínimo de refuerzo:

$$A_{smín} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b_w d$$

Dónde: b_w = Ancho de la viga.

d = Peralte efectivo de la viga.

F_y = Resistencia del acero de refuerzo.

$F'c$ = Resistencia del concreto.

- Acero máximo de refuerzo:

$$A_{smáx} = 0.75 \left(0.85 f'_c \frac{A_{cb}}{f_y} \right)$$

Dónde: A_{cb} = Área del bloque de concreto comprimido.

F_y = Resistencia del acero de refuerzo.

$F'c$ = Resistencia del concreto.

Como todas las vigas tienen la misma sección 30x60, el resultado será el mismo para todas, y usando las expresiones mencionadas, se obtuvieron los siguientes resultados.

V-03 (30x60)	
Asmáx (cm ²)	25.81
Asmín (cm ²)	3.91

Tabla 6.1 Acero mínimo y máximo de las vigas.

Habiendo calculado los límites de la cantidad de refuerzo, se prosigue a calcular el acero requerido para cada viga, en los cuales se definirán los refuerzos longitudinales y los refuerzos positivos o negativos que se requieran en los tramos o apoyos correspondientes. De esta forma se obtuvo las siguientes tablas de resultados para cada viga:

- Viga V-03

Refuerzo superior (Momento negativo M-)						
Apoyo	Mu-(ton.m)	d(cm)	b(cm)	a(cm)	Asreq(cm ²)	Ascolocado
3	-7.32	54.00	30.00	2.89	3.68	2Ø5/8"
5	-12.96	54.00	30.00	5.23	6.67	2Ø5/8"+1Ø3/4"
7	-7.28	54.00	30.00	2.87	3.66	2Ø5/8"
Refuerzo inferior (Momento positivo M+)						
Tramo	Mu+(ton.m)	d(cm)	b(cm)	a(cm)	Asreq(cm ²)	Ascolocado
1-3	8.84	54.00	30.00	3.51	4.48	2Ø5/8"+1Ø3/8"
3-5	4.87	54.00	30.00	1.90	2.43	2Ø5/8"
5-7	4.75	54.00	30.00	1.86	2.37	2Ø5/8"
7-9	8.75	54.00	30.00	3.47	4.43	2Ø5/8"+1Ø3/8"

Tabla 6.2 Acero colocado positivo y negativo para la viga V-03.

Para esta viga, se colocará un acero longitudinal corrido de 2Ø5/8" tanto superior como inferior. De esta forma se estaría cumpliendo con el acero mínimo. A su vez se añadirán bastones de refuerzo en los tramos donde el acero requerido sobrepase el acero corrido colocado, como se observa en la tabla.

- Viga V-14

Refuerzo superior (Momento negativo M-)						
Apoyo	Mu-(ton.m)	d(cm)	b(cm)	a(cm)	Asreq(cm ²)	Ascolocado
B	-30.35	54.00	30.00	13.30	16.96	2Ø1"+2Ø1"
C	-21.13	54.00	30.00	8.84	11.27	2Ø1"+1Ø1/2"
Refuerzo inferior (Momento positivo M+)						
Tramo	Mu+(ton.m)	d(cm)	b(cm)	a(cm)	Asreq(cm ²)	Ascolocado
A-B	0.00	54.00	30.00	0.00	0.00	2Ø3/4"
B-C	16.64	54.00	30.00	6.83	8.70	2Ø3/4"+2Ø5/8"
C-D	1.24	54.00	30.00	0.48	0.61	2Ø3/4"

Tabla 6.3 Acero colocado positivo y negativo para la viga V-14.

En el caso de la viga V-14 se colocó un acero longitudinal corrido de 2Ø1" en la parte superior y de 2Ø3/4" en la parte inferior. Cumpliendo así con el acero mínimo y máximo para la sección de viga. En este caso se consideró una mayor cantidad de acero debido a los momentos grandes generados en los apoyos, en especial en el refuerzo superior.

- Longitud de corte de acero:

Luego de haber calculado el refuerzo longitudinal a colocar, se debe de calcular el corte de fierro del refuerzo positivo y negativo, es decir de las varillas o bastones extras colocados juntos con el refuerzo longitudinal para satisfacer los momentos últimos calculados.

Para esto se debe seguir los lineamientos que establece la norma E.060, en el que indica que se debe de tomar como punto base los puntos teóricos de corte obtenidos de los diagramas de momento flector (DMF) y a esa distancia añadirle, o bien doce veces el diámetro de la barra (12db) o el valor del peralte efectivo (d), el que resulte mayor. Esta distancia última a su vez, debe de cumplir con ser mayor o igual a la longitud de desarrollo de la varilla. A modo de ejemplo se mostrará la forma de hallar el corte de fierro del tramo 1-3 de la viga V-03.

En el tramo seleccionado, se obtendrán 2 puntos teóricos de corte, los cuales se ubicarán en el DMF:

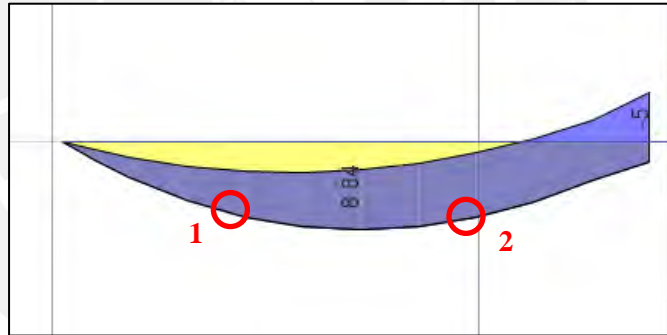


Figura 6.6 Puntos teóricos de corte del tramo 1-2 de la viga C.

La ubicación de estos puntos depende de la cantidad de momento que pueda soportar las barras longitudinales que corren a lo largo de la viga. Para el caso, corren 2Ø5/8” en la parte superior e inferior de la viga, las cuales soportan momentos de 7.93 ton.m. Por lo tanto las barras de refuerzo positivo y negativo deberán colocarse en la longitud en donde los momentos sean mayores a estos mencionados y a su vez sumarle “d” o “12db” correspondiente a la sección de la viga y al diámetro de las barras de refuerzo. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

	Longitud de barra (m)	ØRefuerzo	12db (m)	d (m)	Long. Total	Long. Desarrollo
Puntos 1-2 (+)	1.46	Ø3/8"	0.11	0.54	2.54	0.28

Tabla 6.1 Corte de acero para refuerzo positivo y negativo.

Como se mencionó previamente, solo hubo necesidad de refuerzo positivo ya que en este tramo no se cumplía con el momento actuante. Para este caso, de la tabla se puede ver que se obtuvo una longitud de corte de barra de 2.54m con lo que se cumple con la longitud de desarrollo mínima para este tipo de refuerzo.

6.3 Diseño por corte

Una vez diseñado la viga por flexión obteniendo las barras de refuerzo longitudinales, se procede a calcular el refuerzo transversal (estribos), para así evitar que la viga falle por corte antes que por flexión. Para esto, la norma establece que la cortante última obtenida de los DFC debe de ser menor o igual a la suma de la cortante del concreto más la de los estribos, las cuales se diseñarán. Para esto la norma da las siguientes expresiones a utilizar:

$$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \phi V_s = V_U - \phi V_c$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Donde el valor de ϕV_s representa la cortante proporcionada por los estribos, y “S” viene a ser el espaciamiento de los estribos. A su vez, se debe considerar que el espaciamiento mínimo a utilizar será igual a la mitad del peralte efectivo de la viga.

$$s = \frac{d}{2} \quad \text{donde: } d = \text{Peralte efectivo.}$$

Es así que tenemos como valores de espaciamiento para ambas vigas:

- Viga V-03

Tramo	ΦVc(ton)	Vu (ton)	Vs (ton)	s (cm)	S (cm)	ΦVs(ton)	ΦVn(ton)
1-3	10.58	7.99	-3.04	-105.86	25.00	10.95	21.53
3-5		7.86	-3.20	-100.79	25.00	10.95	21.53
5-7		7.83	-3.23	-99.69	25.00	10.95	21.53
7-9		7.87	-3.18	-101.16	25.00	10.53	21.10

Tabla 6.2 Espaciamiento de estribos para la viga V-03.

Para el caso de la viga V-01, las cortantes últimas obtenidas del DFC son muy bajas, con lo cual la cortante del concreto es suficiente para cubrir con el diseño. Por tal motivo, se usará el espaciamiento mínimo que da la norma, obteniendo así un espaciamiento igual a $S = 25$ cm.

- Viga V-14

Tramo	ΦV_c (ton)	V_u (ton)	V_s (ton)	s (cm)	S (cm)	ΦV_s (ton)	ΦV_n (ton)
A-B	10.58	3.66	-8.14	-39.58	25.00	10.95	21.53
B-C		23.81	15.57	20.69	20.00	13.69	24.26
C-D		6.37	-4.95	-65.09	25.00	10.95	21.53

Tabla 6.3 Espaciamiento de estribos para la viga V-14.

En el caso de esta viga, se observa que en el tramo central se obtiene una cortante que supera a la del concreto. Por lo cual se necesitará colocar estribos con un espaciamiento de $S = 20$ cm, obtenido del diseño. En los otros tramos, bastará con el espaciamiento mínimo.

De esta forma se obtuvieron los espaciamientos de estribos para ambas vigas, y para el armado de estas la norma también establece que debe de haber una zona de confinamiento de estribos donde el espaciamiento de estribos debe ser igual al menor valor de los siguientes criterios:

$$S = d/4$$

$$S = 6. \text{Mín}(db)$$

$$S = 0.15 m$$

Para este caso, se obtuvo que el menor valor fue el de “ $d/4$ ” igual a 13.5, por lo que se optó por tomar un espaciamiento de confinamiento igual a $S = 0.15m$. Finalmente los armados para ambas vigas quedan de la siguiente manera:

En todos sus tramos:

- Viga 03 (30x60): 1Est.Ø3/8”; 1@0.05, 8@0.15, Rto.@0.25

En el tramo AB:

- Viga 14 (30x60): 1Est.Ø3/8”; 1@0.05, Rto.@0.15

En el tramo BC:

- Viga 14 (30x60): 1Est.Ø3/8”; 1@0.05, 8@0.15, Rto.@0.20

En el tramo CD:

- Viga 14 (30x60): 1Est.Ø3/8”; 1@0.05, Rto.@0.15

CAPÍTULO 7. DISEÑO DE COLUMNAS

En este apartado, se verá el procedimiento para el diseño de columnas. Estas son las encargadas de transferir las cargas de los elementos horizontales (vigas, losas, etc.) hasta los cimientos. A su vez, conforman parte de los pórticos de la estructura junto con las vigas y placas. Dependiendo del tipo de estructura, su comportamiento puede cambiar; de esta forma, en estructuras que se encuentran compuestas solo por pórticos, las columnas tendrán una responsabilidad sísmica, en cambio en estructuras donde hay presencia de muros de corte, se enfocarán más en solo transmitir las cargas de gravedad.

Para este diseño, al igual que en los demás elementos estructurales, será necesario realizar un metrado de cargas verticales en primer lugar, esto será de suma importancia ya que en las columnas, la carga axial es la que predominará en el diseño, mientras que los momentos o fuerzas cortantes no demandarán un refuerzo grande. Con las cargas halladas se procederá a realizar el diagrama de interacción de la columna, y con las combinaciones de cargas se procederá a comprobar que el refuerzo colocado sea el óptimo y necesario. A continuación se desarrollará los diseños de las columnas C02, C04 y C06.

7.1 Metrado de cargas

Para el caso de las columnas C02 y C06, estas constan de 6 niveles contando la azotea como un nivel más de la estructura, mientras que la columna C04 solo cuenta con 5 niveles. La columna C02 se encuentra ubicada entre los ejes 8 y F, la C04 se encuentra situada entre los ejes 5 y B, finalmente la C06 está situada entre los ejes 6 y C. Además, todas las columnas cuentan con una sección de 30x60 cm como se especificó en el capítulo del predimensionamiento. Para todas las columnas, el procedimiento del metrado será similar al desarrollado en el capítulo 3, por lo que se mostrará el resumen de metrados obtenidos indicando la carga muerta y viva por piso. A su vez se mostrarán los diagramas de las fuerzas internas actuantes en cada columna.

- Columna C02 (30x60)

Esta columna, al encontrarse en un extremo de la edificación, la carga axial que recibirá será menor a comparación de las otras columnas. Debido a que la estructura del edificio consta de varias placas en ambos ejes, estas tomarán la mayor parte de la carga sísmica, por lo tanto, en las columnas predominará la carga axial, como se explicó previamente.

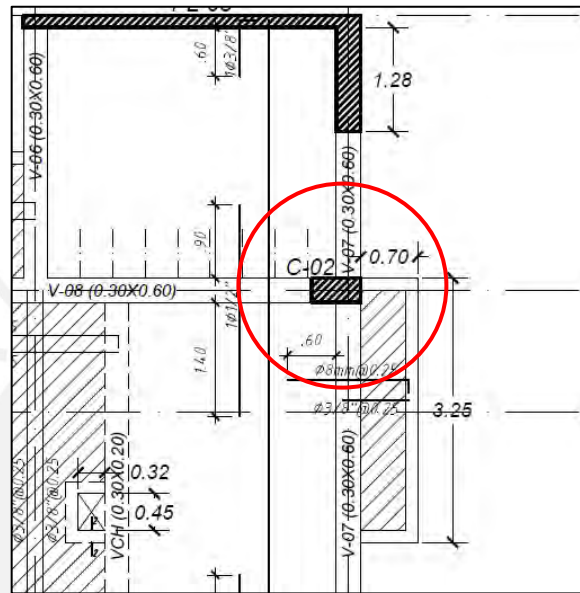
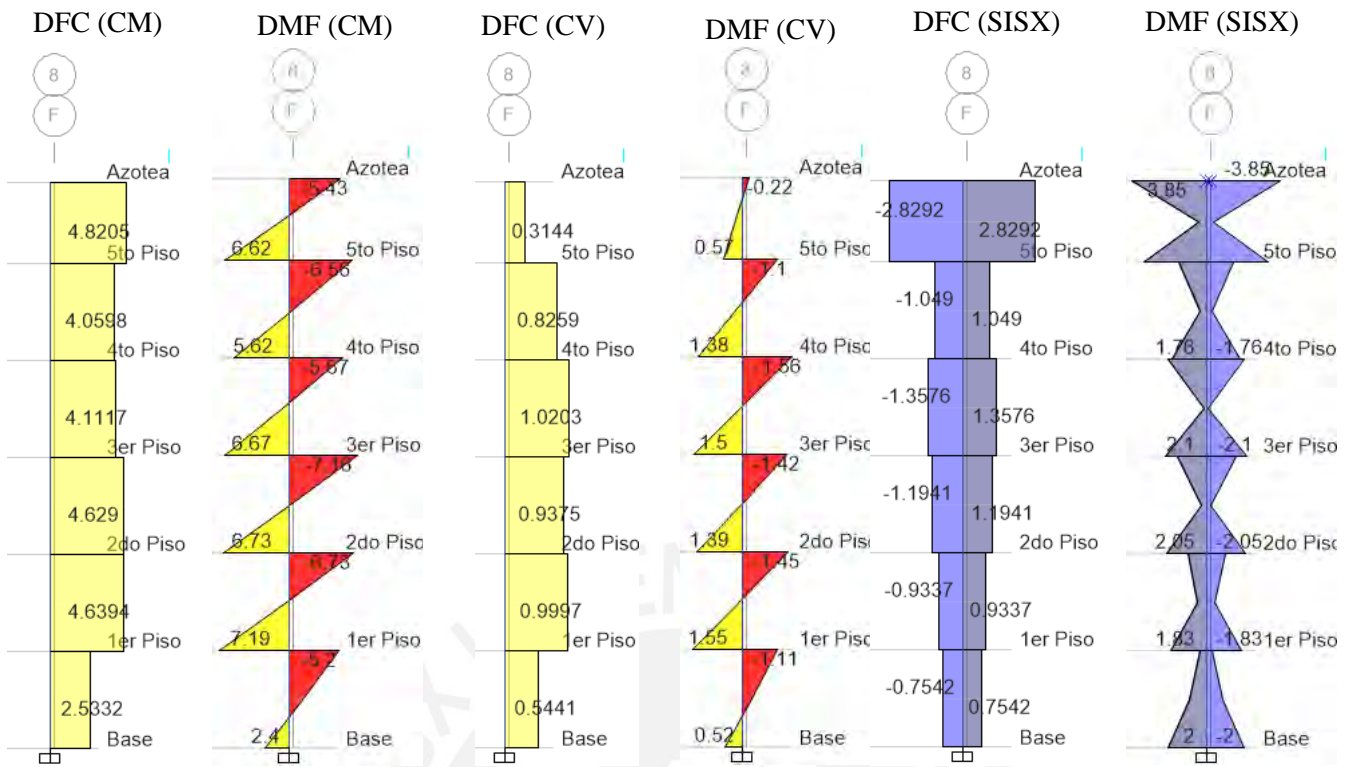


Figura 7.1 Ubicación de la columna C02.

Tenemos así el resumen del metrado de cargas de la columna, así como los diagramas DFC y DMF para carga muerta, viva y de sismo:

Nivel	P muerta (ton)	Atributaria (m2)	k	Ainfluencia (m2)	fred	P viva Sin Reducir (ton)	P viva Reducida (ton)
Azotea	7.17	7.63	2	15.26	1.00	0.03	0.03
Piso 5	14.46	14.19	2	28.38	1.00	0.41	0.41
Piso 4	18.33	21.05	2	42.10	0.96	2.27	2.17
Piso 3	27.71	29.17	2	58.34	0.85	4.75	4.05
Piso 2	38.25	38.73	2	77.46	0.77	7.93	6.12
Piso 1	50.76	50.47	2	100.94	0.71	12.08	8.55

Tabla 7.1 Resumen de metrado de cargas de la columna C02.



- Columna C04

Esta columna, al igual que la anterior, se encuentra casi en el extremo de la estructura, por lo que se supondría que no llegarían tantas cargas a su eje; sin embargo, al no tener columnas o placas tan cercanas, cargará mayor parte de los elementos horizontales y por lo tanto poseerá una carga axial considerable, a diferencia de la anterior columna. Esta columna tampoco tendrá una carga sísmica significativa debido a la presencia de placas en la estructura. Así se mostrará la ubicación de la columna en planta y el resumen de metrados correspondiente.

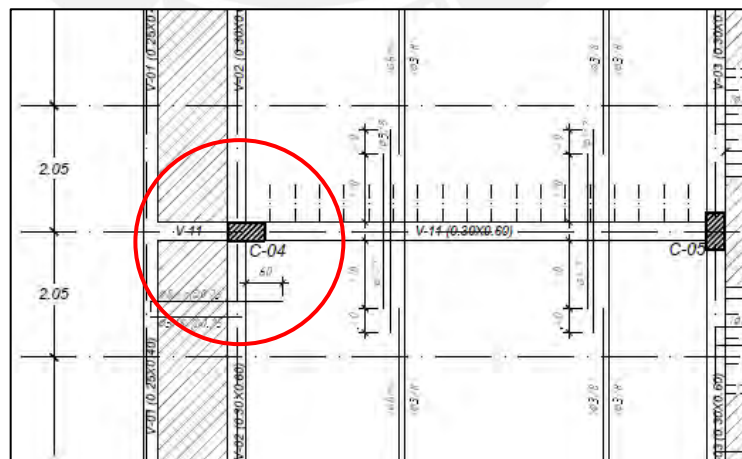
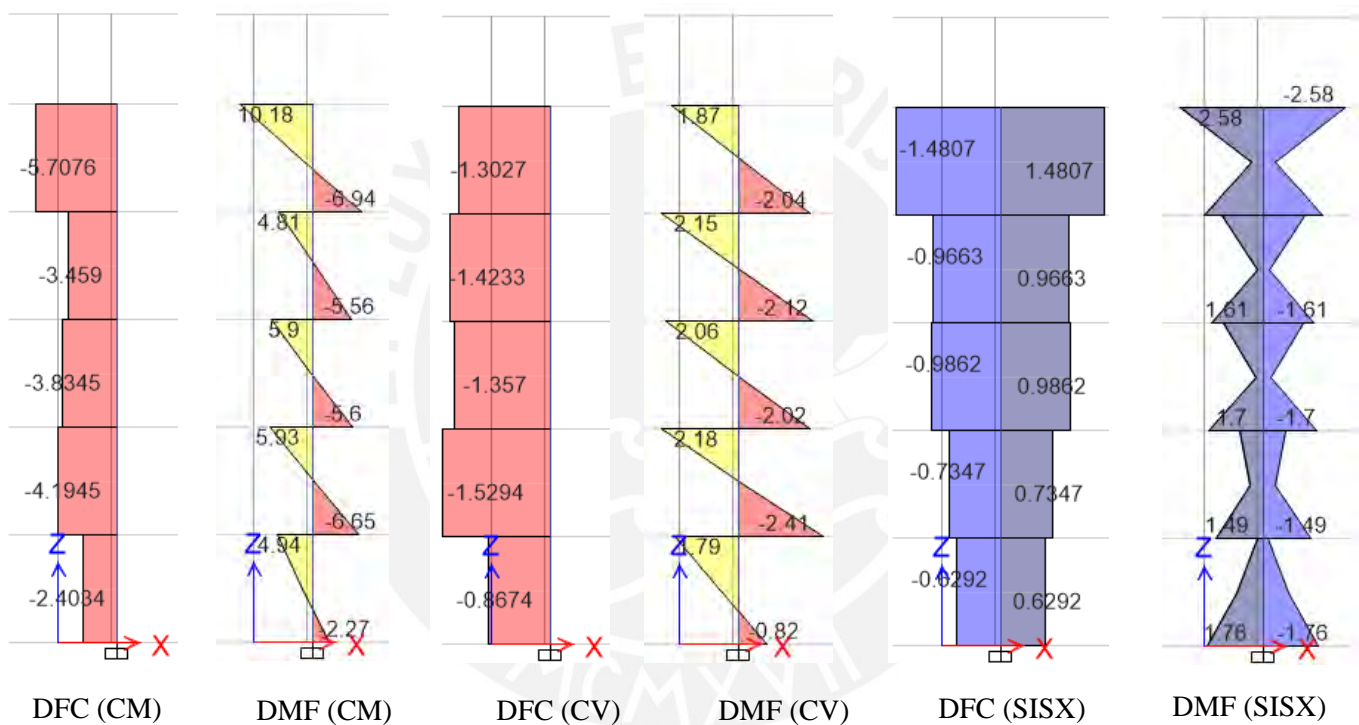


Figura 7.2 Ubicación de la columna C04.

Finalmente, se tiene el resumen del metrado de cargas:

Nivel	P muerta (ton)	Atributaria (m2)	k	Ainfluencia (m2)	f_{red}	P viva Sin Reducir (ton)	P viva Reducida (ton)
Piso 5	25.85	28.07	2	56.14	0.86	2.88	2.49
Piso 4	51.88	56.45	2	112.90	0.68	12.14	8.29
Piso 3	78.41	85.32	2	170.64	0.60	23.50	14.15
Piso 2	105.78	115.15	2	230.30	0.55	36.46	20.17
Piso 1	134.39	146.37	2	292.74	0.52	50.96	26.44

Tabla 7.2 Resumen de metrado de cargas de la columna C04.



- Columna C06

Esta columna soportará cargas similares a la columna anterior ya que no tiene elementos verticales cercanos a su eje y tampoco tendrá una carga sísmica significativa. De esta forma, se mostrará la ubicación de la columna, y los metrados respectivos por piso.

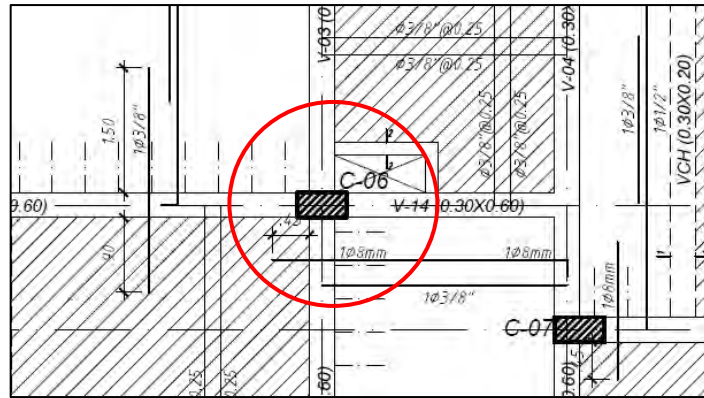
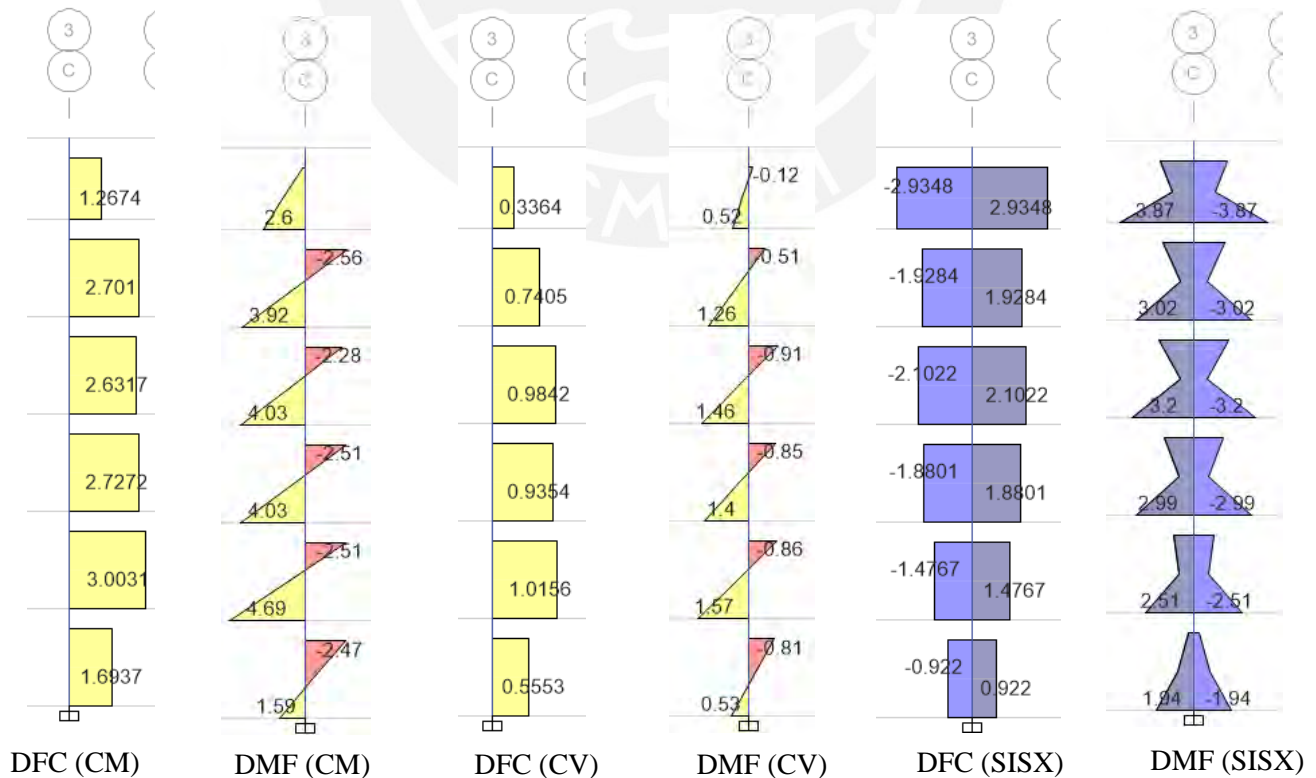


Figura 7.3 Ubicación de la columna C06.

Finalmente, se tiene el resumen del metrado de cargas y sus respectivos diagramas:

Nivel	P muerta (ton)	Atributaria (m2)	k	Ainfluencia (m2)	fred	P viva Sin Reducir (ton)	P viva Reducida (ton)
Azotea	6.01	8.56	2	17.12	1.00	0.60	0.60
Piso 5	29.24	34.49	2	68.98	0.80	2.18	1.76
Piso 4	55.45	59.85	2	119.70	0.67	10.49	7.03
Piso 3	82.36	86.19	2	172.38	0.60	20.62	12.38
Piso 2	109.76	112.97	2	225.94	0.56	32.05	17.82
Piso 1	138.29	141.05	2	282.10	0.52	44.79	23.46

Tabla 7.3 Resumen de metrado de cargas de la columna C06.



7.2 Diseño por Flexo-compresión

Respecto a este diseño, se elaborarán los diagramas de interacción en sentido de sismo y para los momentos actuantes en ambos ejes de las columnas. Sin embargo, se mostrarán los diagramas en donde se encontraron los mayores momentos debido a que las columnas tuvieron un comportamiento axial casi en su totalidad. Como se mencionó previamente, esto se da al tener una estructura con varios muros de corte los cuales absorben la carga sísmica en su mayoría. En cuanto al diagrama de interacción, este se elaboró en base a la respuesta de la columna en diferentes situaciones donde se varió su eje neutro. Para ambas columnas se utilizaron 15 puntos para la construcción del gráfico. A su vez, los puntos a analizar, de cargas axiales y momentos, serán obtenidos de las combinaciones de cargas últimas que se establecen en la E.060. Estos puntos nos indicarán si la armadura colocada en la columna es la correcta o si se necesitará más refuerzo, de manera que deben de estar dentro del área del diagrama de interacción elaborado.

La forma de construir el diagrama de interacción se basará en asumir un acero de refuerzo inicial para la columna, el cual debe ser mayor a la cuantía mínima de 1%. Consiguientemente, este refuerzo irá variando mediante iteraciones hasta encontrar la cuantía adecuada para las cargas actuantes en la columna. A continuación se mostrará la tabla de combinaciones de cargas, el acero de refuerzo elegido, y los respectivos diagramas de interacción de cada columna.

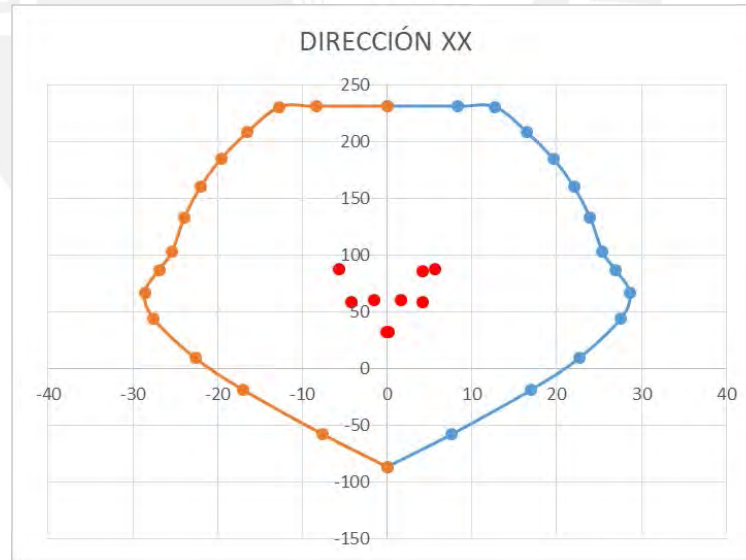
- Columna C02:

Para esta columna, se colocó un refuerzo de 4 barras de 3/4" y 4 barras de 5/8", lo que equivale a una cuantía de 1.08%. Luego, las combinaciones de cargas obtenidas para esta columna fueron las siguientes:

	Combinación de carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	85.60	0.01	4.24
	1.25CM+1.25CV+CSX	87.11	0.09	5.65
	1.25CM+1.25CV-CSX	61.16	-0.07	1.65
	0.9CM+CSX	58.66	0.08	4.16
	0.9CM-CSX	32.71	-0.08	0.16
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	85.60	0.00	4.24
	1.25CM+1.25CV+CSY	93.33	0.75	4.45
	1.25CM+1.25CV-CSY	54.95	-0.75	2.85
	0.9CM+CSY	64.88	0.75	2.96
	0.9CM-CSY	26.50	-0.75	1.36

Tabla 7.4 Combinaciones de cargas de la columna C02.

De esta forma, con el refuerzo colocado, se grafican los diagramas de interacción, en donde los puntos de carga axial y momento flector, obtenidos de las combinaciones de cargas, deben caer dentro del gráfico. Esto indicaría que el diseño es el adecuado. Para la columna C02, se observará en los gráficos, que efectivamente el refuerzo colocado es óptimo y cumple con el diseño. Los diagramas de interacción obtenidos fueron los siguientes:



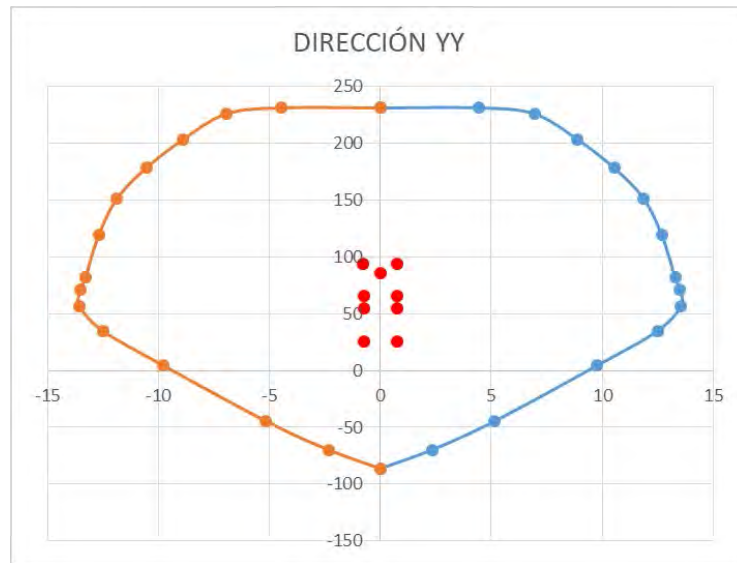


Figura 7.4 Diagrama de interacción de la columna C02 en dirección XX e YY.

- Columna C04

Para la columna C04, se colocó un acero de refuerzo de 4 barras de 1" y 4 barras de 3/4", lo que equivale a una cuantía de 1.76%. Consiguientemente, se obtuvieron las combinaciones de cargas respectivas y los diagramas de interacción de la columna.

	Combinación de carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	233.10	0.00	-4.57
	1.25CM+1.25CV+SX	203.83	0.06	-2.10
	1.25CM+1.25CV-SX	198.25	-0.06	-5.62
	0.9CM+SX	123.74	0.06	-0.28
	0.9CM-SX	118.16	-0.06	-3.80
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	233.10	0.00	-4.57
	1.25CM+1.25CV+SY	201.18	1.01	-3.79
	1.25CM+1.25CV-SY	200.90	-1.01	-3.93
	0.9CM+SY	121.09	1.01	-1.97
	0.9CM-SY	120.81	-1.01	-2.11

Tabla 7.5 Combinaciones de cargas de la columna C04.

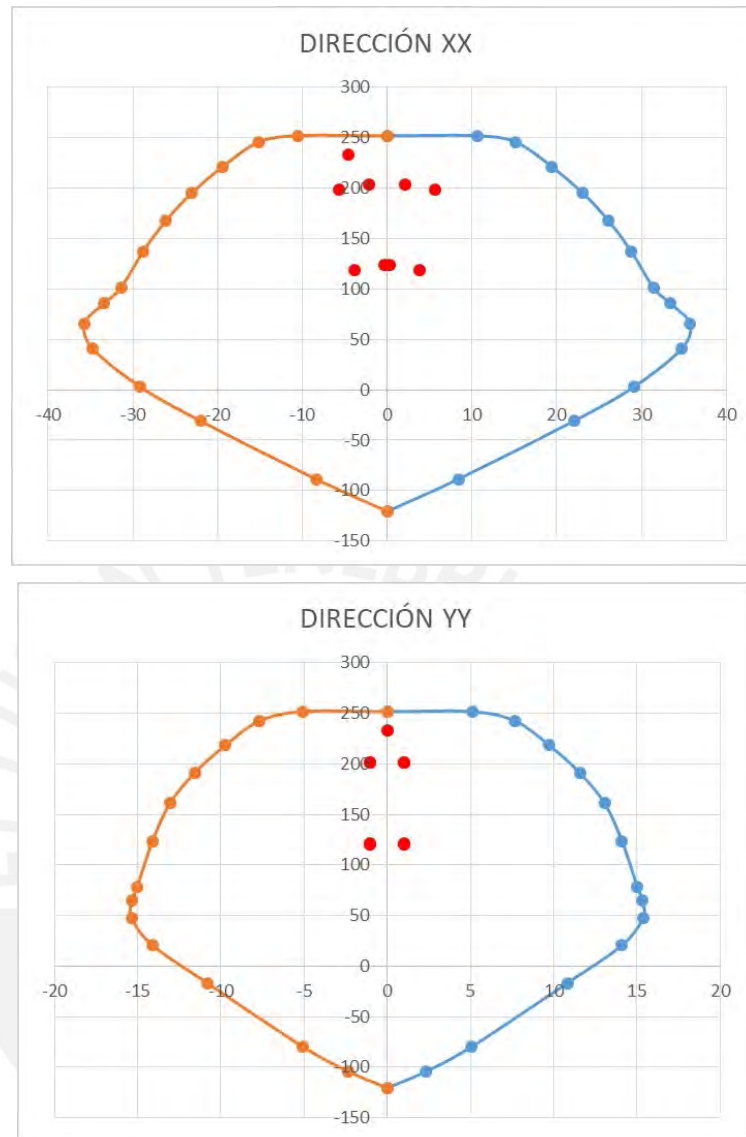


Figura 7.5 Diagrama de interacción de la columna C04 en dirección XX e YY.

Al igual que para la columna C02, esta columna también cumple para el diseño, ya que todos los puntos de las combinaciones de cargas están dentro del diagrama de interacción.

- Columna C06

Para esta columna, se colocó un acero de refuerzo igual que la columna anterior, de 4 barras de 1" y 4 barras de 3/4", lo que equivale a una cuantía de 1.76%. Consiguientemente, se obtuvieron las combinaciones de cargas respectivas y los diagramas de interacción de la columna.

	Combinación de carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	233.49	0.06	3.13
	1.25CM+1.25CV+SX	204.53	0.15	4.59
	1.25CM+1.25CV-SX	199.84	-0.05	0.71
	0.9CM+SX	126.80	0.12	3.37
	0.9CM-SX	122.12	-0.08	-0.51
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	233.49	0.06	3.13
	1.25CM+1.25CV+SY	212.30	1.80	2.86
	1.25CM+1.25CV-SY	192.08	-1.70	2.44
	0.9CM+SY	134.57	1.77	1.64
	0.9CM-SY	114.35	-1.73	1.22

Tabla 7.6 Combinaciones de cargas de la columna C06.

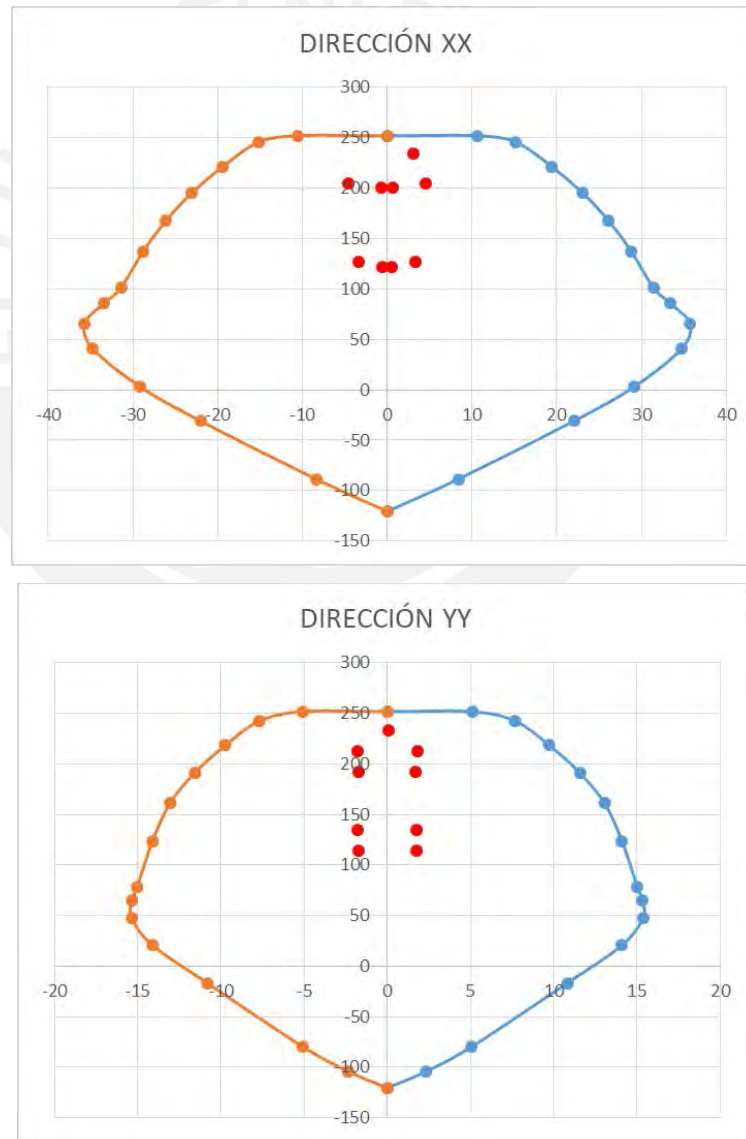


Figura 7.6 Diagrama de interacción de la columna C06 en dirección XX e YY.

7.3 Diseño por Corte

En este diseño se tomarán las cargas obtenidas de las mismas combinaciones hechas para el diseño por flexo-compresión. De esta forma se obtendrán los valores de las cortantes para cada caso, y junto con el valor de la cortante que aporta el concreto de la columna, se obtendrá el valor de la cortante para los estribos. Para obtener el valor de ϕV_c , se utilizará la siguiente expresión.

Así, se obtuvieron los cortantes últimos máximos para cada combinación de carga. En caso estos fueran mayor a la cortante del concreto, se requerirá el uso de estribos. Para hallar la cortante que ofrece el concreto, se deberá usar la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{Nu}{140A_g} \right) \cdot bw \cdot d$$

Dónde: Nu = Carga axial última

Ag = Área de la sección transversal de la columna

bw = Base de la columna

d = Peralte efectivo de la columna

Se presentan como resultados para cada columna:

- Columna C02

	Combinación de carga	Pu (ton)	Vu (ton.m)	ϕV_c (ton.m)	Vs (ton.m)	s (cm)
SISMO XX	1.25CM+1.25CV+SX	211.86	4.60	17.30	-11.89	No requiere
	1.25CM+1.25CV-SX	205.57	3.09	17.07	-13.43	No requiere
	0.9CM+SX	131.30	3.03	14.30	-10.73	No requiere
	0.9CM-SX	125.01	1.53	14.06	-12.27	No requiere
SISMO YY	1.25CM+1.25CV+SY	219.34	4.23	17.58	-12.60	No requiere
	1.25CM+1.25CV-SY	198.09	3.46	16.79	-12.72	No requiere
	0.9CM+SY	138.78	2.67	14.58	-11.44	No requiere
	0.9CM-SY	117.53	1.89	13.79	-11.56	No requiere

Tabla 7.1 Cortante última de la columna C02.

- Columna C04

	Combinación de carga	Pu (ton)	Vu (ton.m)	ØVc (ton.m)	Vs (ton.m)	s (cm)
SISMO XX	1.25CM+1.25CV+SX	211.86	3.46	17.30	-13.23	No requiere
	1.25CM+1.25CV-SX	205.57	4.72	17.07	-11.52	No requiere
	0.9CM+SX	131.30	1.53	14.30	-12.49	No requiere
	0.9CM-SX	125.01	2.79	14.06	-10.78	No requiere
SISMO YY	1.25CM+1.25CV+SY	219.34	4.07	17.58	-12.80	No requiere
	1.25CM+1.25CV-SY	198.09	4.11	16.79	-11.95	No requiere
	0.9CM+SY	138.78	2.14	14.58	-12.06	No requiere
	0.9CM-SY	117.53	2.19	13.79	-11.21	No requiere

Tabla 7.2 Cortante última de la columna C04.

- Columna C06

	Combinación de carga	Pu (ton)	Vu (ton.m)	ØVc (ton.m)	Vs (ton.m)	s (cm)
SISMO XX	1.25CM+1.25CV+SX	211.86	3.73	17.30	-12.91	No requiere
	1.25CM+1.25CV-SX	205.57	1.89	17.07	-14.85	No requiere
	0.9CM+SX	131.30	2.45	14.30	-11.42	No requiere
	0.9CM-SX	125.01	0.60	14.06	-13.36	No requiere
SISMO YY	1.25CM+1.25CV+SY	219.34	3.00	17.58	-14.06	No requiere
	1.25CM+1.25CV-SY	198.09	2.63	16.79	-13.70	No requiere
	0.9CM+SY	138.78	1.71	14.58	-12.57	No requiere
	0.9CM-SY	117.53	1.34	13.79	-12.21	No requiere

Tabla 7.3 Cortante última de la columna C04.

Como se puede ver, ninguna columna requiere estribos debido a las bajas cortantes que tienen. Por tal motivo, se colocaran los estribos mínimos que exige la norma, cumpliendo así con el espaciamiento mínimo de confinamiento, la longitud de confinamiento y que la separación de los estribos no debe ser mayor a 30cm.

Para esto, se debe considerar lo siguiente:

- El espaciamiento mínimo de confinamiento no debe exceder:

$$S_o = \text{Mín}(b, d)/2$$

$$S_o = 8. db$$

$$S_o = 10 \text{ cm}$$

- La longitud de confinamiento no será menor que:

$$L_o = Hc/6$$

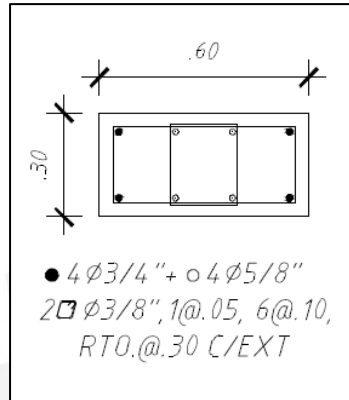
$$L_o = \text{Máx}(b, d)$$

$$L_o = 50 \text{ cm}$$

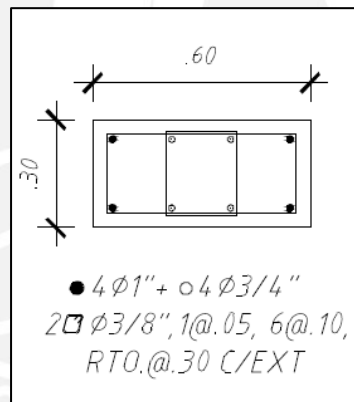
- Los estribos no serán mayor a 30cm a lo largo de la columna.

Finalmente, de los criterios mencionados, para las tres columnas analizadas se tendrá una longitud de confinamiento mínima de 60cm donde los estribos estarán separados como máximo 10cm. Así se obtendrán los siguientes armados para las columnas:

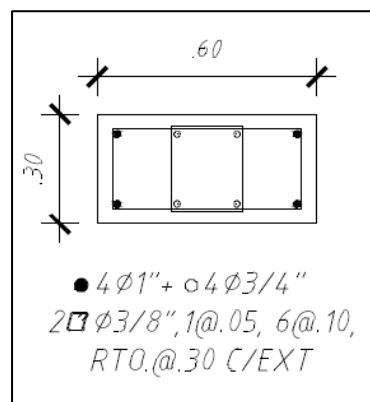
- C02: 2Ø3/8"; 1@0.05; 6@0.10; Rto. @0.30.



- C04: 2Ø3/8"; 1@0.05; 6@0.10; Rto. @0.30.



- C06: 2Ø3/8"; 1@0.05; 6@0.10; Rto. @0.30.



CAPÍTULO 8. DISEÑO DE PLACAS

Al igual que las columnas, son elementos verticales que transmiten las cargas de los elementos horizontales, hasta las cimentaciones. Estos elementos son los principales encargados de darle la rigidez lateral necesaria a la estructura, controlando así las derivas o cortantes provocadas por sismo.

A diferencia de las columnas, las placas tienen un comportamiento sismorresistente, tomando así grandes momentos flectores en la dirección donde tiene su mayor longitud. Para su diseño, se seguirá un procedimiento similar al de las columnas, se realizará el diseño por flexo-compresión con los diagramas de interacción y luego se realizará el diseño por corte respectivo en donde se calculará el refuerzo vertical y horizontal de la placa.

En este apartado, se realizará el diseño de las placas PL07 y PL10 ubicadas en el eje 1 y B respectivamente. Se realizará el metrado de cargas al igual que para columnas, luego se realizará el diseño por flexo-compresión y el diseño por corte; finalmente se realizará la verificación si es necesario o no colocar núcleos de confinamiento en los extremos de las placas.

8.1 Metrado de cargas

Es el mismo descrito en el capítulo 3, por lo que se procederá a presentar los resultados de estos para ambas placas mediante una tabla resumen.

- Placa PL07

Esta placa consta de 6 niveles, incluyendo la azotea. Tiene un espesor de 15cm y tendrá una carga sísmica considerable para un análisis de sismo en dirección X.

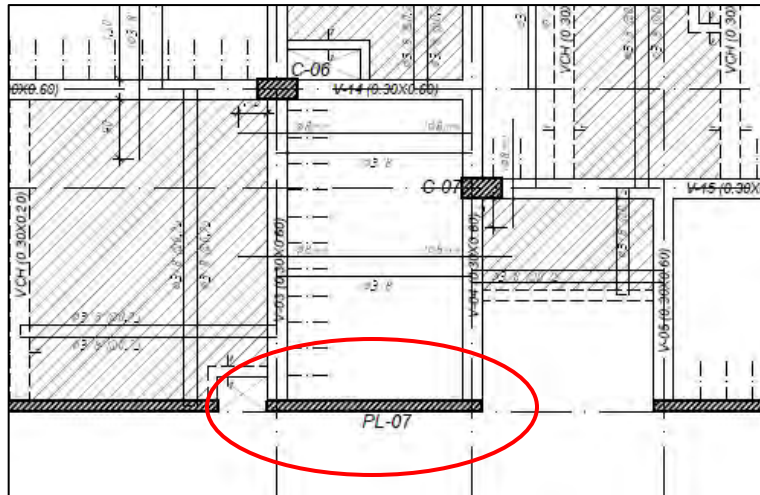


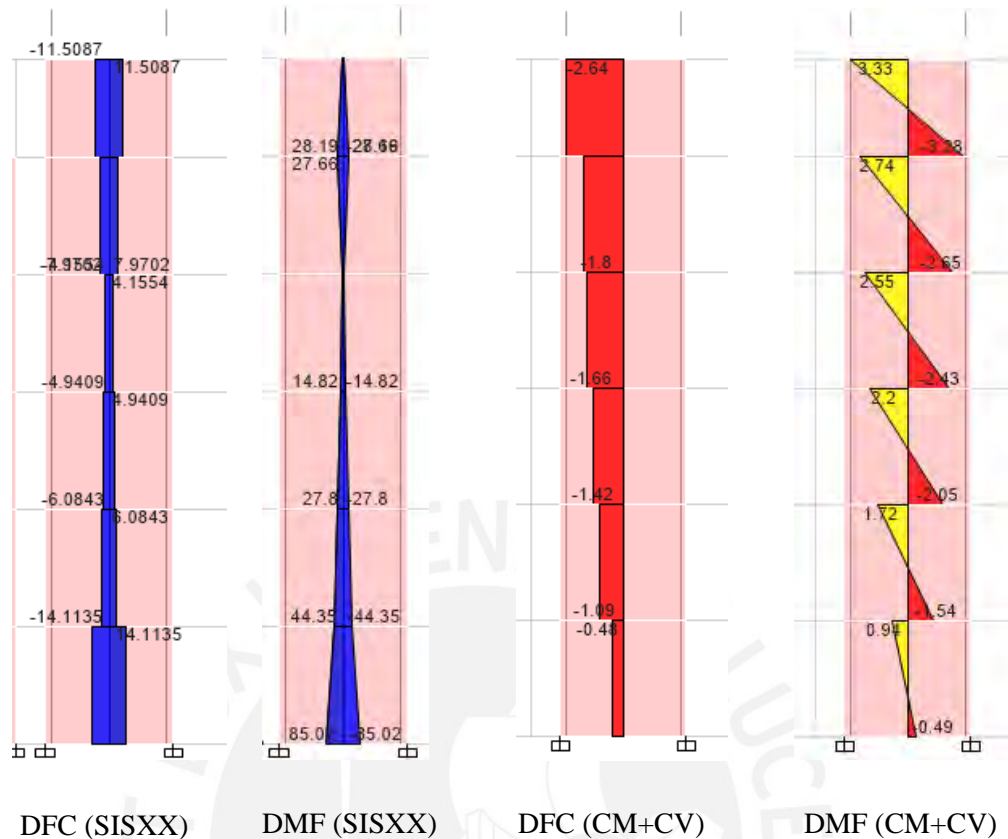
Figura 8.1 Ubicación de la placa PL07.

La placa al estar en el borde de la edificación, no tendrá una gran área tributaria, por lo que su carga axial no será considerable. Sin embargo, como se mencionó previamente, estos elementos tienden a comportarse sísmicamente.

Nivel	N muerta (ton)	Atributaria (m2)	k	Ainfluencia (m2)	fred	Nviva Sin Reducir (ton)	Nviva Reducida (ton)
Azotea	6.92	5.44	2	10.88	1.00	0.30	0.30
5°	17.47	12.91	2	25.82	1.00	1.10	1.10
4°	27.85	20.09	2	40.18	0.98	2.50	2.44
3°	37.98	26.99	2	53.98	0.88	4.27	3.74
2°	47.73	33.48	2	66.96	0.81	6.14	4.99
1°	57.01	39.51	2	79.02	0.77	8.03	6.16

Tabla 8.1 Resumen del metrado de cargas de la placa PL07.

Seguidamente se presentan los diagramas obtenidos de las fuerzas internas para carga viva más carga muerta, y para la dirección de sismo respectiva.



- Placa PL10

En el caso de esta placa, esta solo cuenta con 5 niveles. Tiene un espesor de 30cm y tendrá una carga sísmica mayor cuando se analice en la dirección de Y.

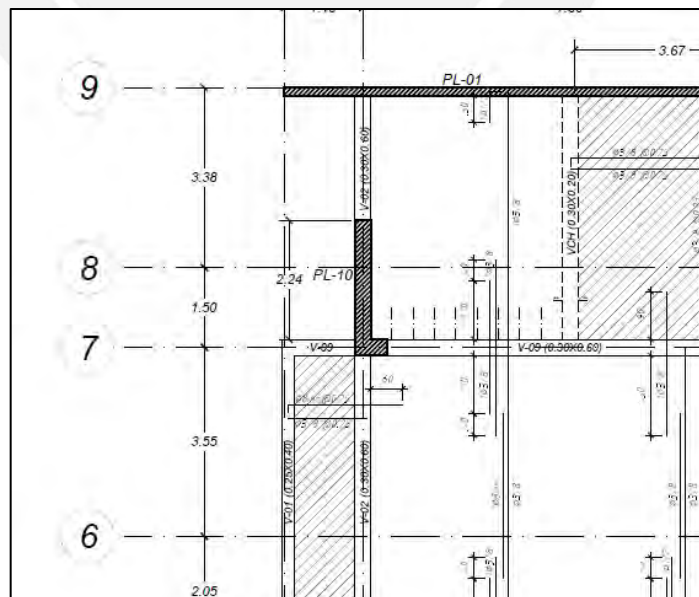
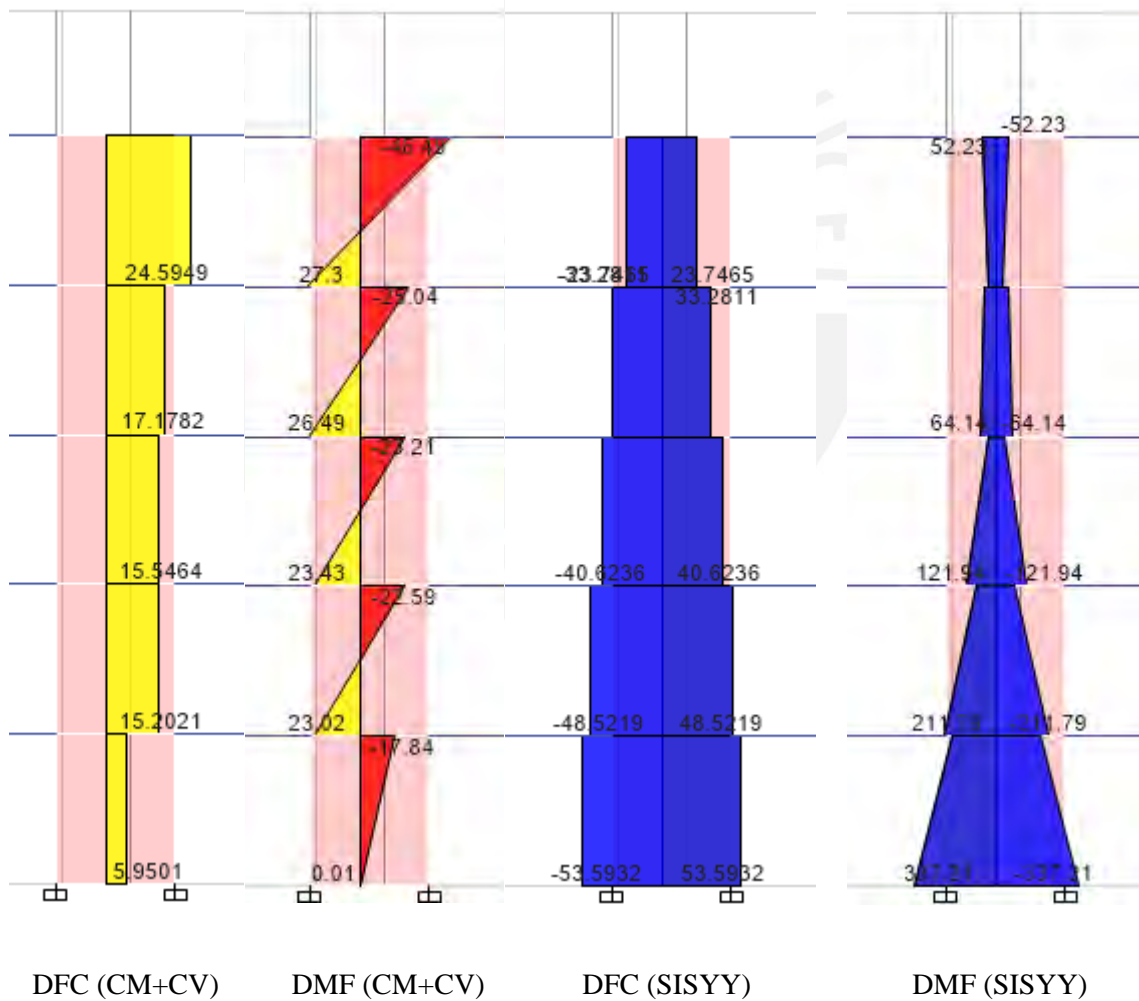


Figura 8.2 Ubicación de la placa PL10.

En esta placa, al igual que la anterior, se encuentra en un extremo de la edificación, sin embargo, la carga axial que soportará será un poco mayor a pesar de su corta longitud. Así se obtendrá el siguiente metrado.

Nivel	N muerta (ton)	Atributaria (m2)	k	Ainfluencia (m2)	fred	Nviva Sin Reducir (ton)	Nviva Reducida (ton)
5°	26.02	27.21	2	54.42	0.87	3.25	2.84
4°	52.53	54.62	2	109.24	0.69	11.93	8.23
3°	78.62	81.52	2	163.04	0.61	22.24	13.57
2°	104.43	108.18	2	216.36	0.56	33.01	18.57
1°	129.66	134.25	2	268.50	0.53	45.34	24.07

Tabla 8.2 Resumen del metrado de cargas de la placa PL10.



8.2 Diseño por flexo-compresión

En este diseño, se empleó el diagrama de interacción para la dirección en que la placa se encuentra, ya que poseen un comportamiento uniaxial. A diferencia de las columnas, aquí se presentará una mayor cantidad de momento debido a la gran contribución sísmica de las placas.

Para elegir la cantidad de acero a colocar, en primer lugar, se empezará con la cuantía mínima que exige el reglamento y el uso de núcleos con una medida del 10% de la longitud del elemento. Luego, iterando con la cantidad de acero colocado, estos valores irán cambiando hasta encontrar el diseño óptimo que cumpla con lo solicitado. Para la elección de las cuantías de acero para el refuerzo vertical y horizontal, se emplearán las siguientes expresiones:

$$\rho_{\text{vertical}} = \begin{cases} 0.0015, & V_u < 0.27\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} \\ 0.0025 + 0.5\left(2.55 - \frac{h_m}{l_m}\right)(\rho_{\text{horizontal}} - 0.0025), & 0.27\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} < V_u \\ 0.0025, & 0.27\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} < V_u \end{cases}$$

$$\rho_{\text{horizontal}} = \begin{cases} 0.0020, & V_u < 0.27\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} \\ 0.0025, & 0.27\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} < V_u \end{cases}$$

- Placa PL07

Para esta placa, se usaron núcleos de 10 barras longitudinales de 1/2", un refuerzo horizontal de Ø8mm"@0.25 y un refuerzo vertical de Ø8mm"@0.30. Los dos últimos refuerzos fueron a doble malla en forma simétrica. Luego, se obtuvieron las combinaciones de cargas últimas con las cargas obtenidas en la base de la placa.

	Combinaciones de cargas	P (ton)	M3 (ton.m)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	90.29	1.35
	1.25CM+1.25CV+SX	80.53	86.12
	1.25CM+1.25CV-SX	77.40	-83.92
	0.9CM+SX	52.87	85.47
	0.9CM-SX	49.74	-84.57

Tabla 8.3 Combinaciones de carga para la placa PL07.

Consiguientemente, se procede a graficar el diagrama de interacción usando 15 puntos. Se comprobará el que el acero colocado es suficiente y cumple con el diseño ya que los puntos de carga axial y momento caen dentro del diagrama.

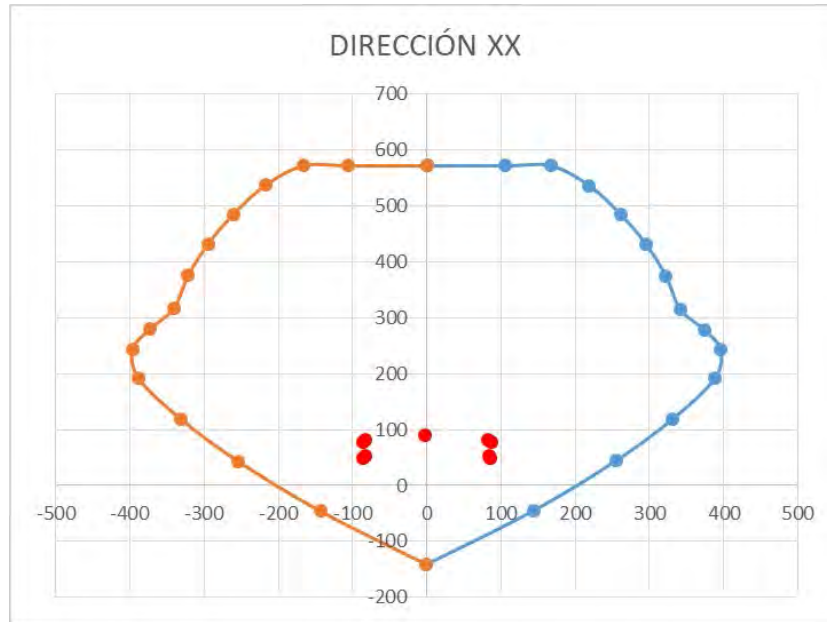


Figura 8.3 Diagrama de interacción en dirección XX para la placa PL07.

- Placa PL10

En el caso de esta placa, para los núcleos se utilizaron 8 barras longitudinales de 3/4" en la parte donde tiene un espesor de 30cm, y 10 barras longitudinales de 3/4" cuando tiene un espesor de 60cm, un refuerzo horizontal de Ø1/2"@0.25 y un refuerzo vertical de Ø1/2"@0.25. Con estos refuerzos, se elabora el diagrama de interacción. A su vez, se obtienen las combinaciones de cargas respectivas con las que se ingresarán a dicho diagrama.

	Combinaciones de cargas	P (ton)	M3 (ton.m)
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	222.44	0.01
	1.25CM+1.25CV+SX	234.81	337.22
	1.25CM+1.25CV-SX	149.51	-337.20
	0.9CM+SX	159.34	337.23
	0.9CM-SX	74.05	-337.19
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	222.44	14.42
	1.25CM+1.25CV+SX	209.74	18.97
	1.25CM+1.25CV-SX	174.57	5.61
	0.9CM+SX	134.28	13.56
	0.9CM-SX	99.11	0.20

Tabla 8.4 Combinaciones de carga para la placa PL10.

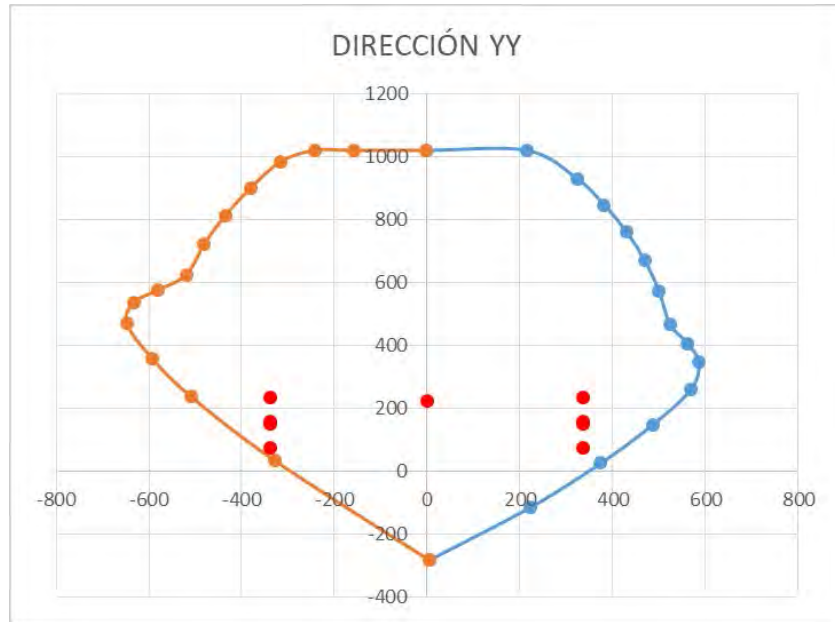


Figura 8.4 Diagrama de interacción en dirección YY para la placa PL10.

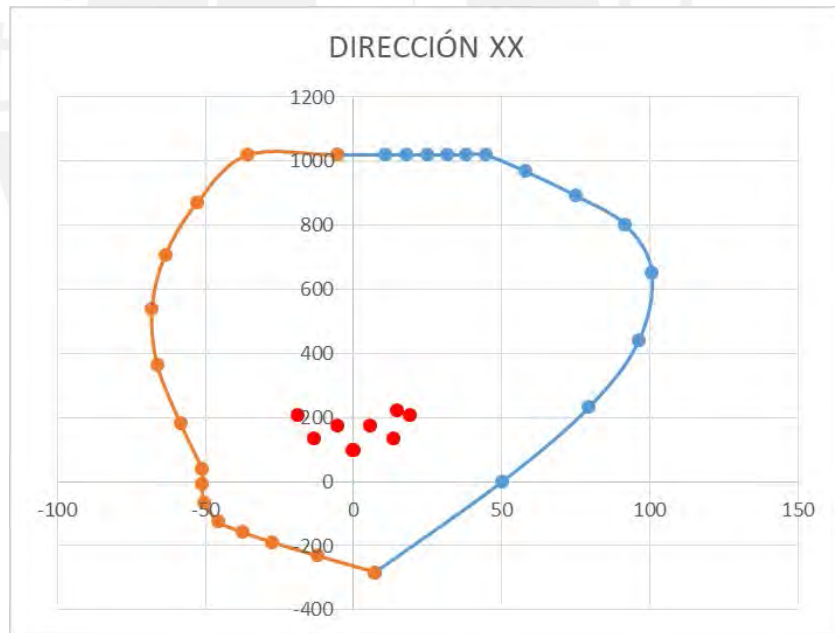


Figura 8.5 Diagrama de interacción en dirección XX para la placa PL10.

Como se observa los puntos están dentro del diagrama y satisfacen las condiciones de diseño, sin embargo, están muy al límite. Esto se debe al gran momento que actúa en la base de la placa, y a la corta dimensión de este en su dirección de análisis.

8.3 Diseño por corte

Para el diseño por corte, al igual que en columnas, se debe de tomar los criterios de capacidad y los valores máximos del análisis. Su uso será necesario, según la norma, hasta cierta altura que resulta del mayor de los siguientes casos:

- Una altura equivalente a la longitud del muro
- Una altura equivalente a la relación $M_u/(4V_u)$
- Una altura equivalente a los dos primeros pisos

Según lo que establece la norma, la cortante última se deberá amplificar por un factor que resulta de la relación entre el momento nominal y el momento último obtenido del análisis, como se muestra a continuación:

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Con este valor amplificado de cortante se procede a realizar el diseño. Para lo cual se debe conocer la cortante del concreto usando la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \alpha \sqrt{f'_c} t d$$

Dónde: $\alpha = 0.80$ para $\frac{m}{m} \leq 1.5$; 0.53 para $\frac{m}{m} \geq 2.0$. Y una variación lineal para el resto.

t = Espesor de la placa.

d = Peralte efectivo de la placa

- Placa PL07

	Combinaciones	Pu (ton)	Mn (ton.m)	Mua (ton.m)	Vua (ton)	Vu (ton)	ϕV_c (ton)	ϕV_s (ton)	sH (cm)
1°PISO	1.25CM+1.25CV+SX	80.53	310.40	86.12	15.32	55.23	25.46	29.77	36.68
	1.25CM+1.25CV-SX	77.40	305.20	-83.92	-12.90	46.92	25.46	21.46	50.88
	0.9CM+SX	52.87	283.20	85.47	14.85	49.20	25.46	23.74	46.00
	0.9CM-SX	49.74	283.10	-84.57	-13.38	44.78	25.46	19.32	56.51

Tabla 8.1 Diseño por capacidad de la placa PL07.

Se observa que para la placa no se requiere espaciamientos grandes para el refuerzo horizontal colocado. De esta forma se tomará el armado mencionado previamente para el diseño por cortante:

- Ref. Horizontal : Ø8mm”@0.25
- Ref. Vertical : Ø8mm”@0.30
- Placa PL10:

	Combinaciones	Pu (ton)	Mn (ton.m)	Mua (ton.m)	Vua (ton)	Vu (ton)	ØVc (ton)	ØVs (ton)	sH (cm)
SISMO YY	1.25CM+1.25CV+SX	234.81	600.50	337.22	58.66	104.46	35.10	54.89	27.99
	1.25CM+1.25CV-SX	149.51	490.00	-337.20	-48.53	70.51	35.10	30.65	54.83
	0.9CM+SX	159.34	530.00	337.23	56.42	88.67	35.10	42.02	36.24
	0.9CM-SX	74.05	400.00	-337.19	-50.77	60.22	35.10	24.65	77.28

Tabla 8.2 Diseño por capacidad de la placa PL10.

Con el armado colocado a la placa, mencionado previamente, los espaciamientos seleccionados cumplen con el diseño por capacidad, ya que se seleccionó un espaciamiento de 25 cm, y según el diseño, este demanda uno de 30 cm. Por lo tanto, el armado de la placa por diseño cortante será el siguiente:

- Ref. Horizontal: Ø1/2”@0.25
- Ref. Vertical: Ø1/2”@0.25

8.4 Verificación de núcleos de confinamiento

En este apartado se verá si es necesario o no el uso de núcleos de confinamiento en los extremos de las placas. Esto se realizará de acuerdo a lo que la norma E.060 establece, dando así la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$

Dónde: lm: Longitud del muro o placa.

hm: Altura total de la placa

δu: Desplazamiento lateral inelástico máximo de la placa.

c: Mayor profundidad del eje neutro

A su vez, el valor del factor (δu/hm) está limitado para un valor mínimo de 0.005. Esto es debido a que, por lo general, el factor mencionado tiende a ser muy pequeño debido a los bajos desplazamientos que se encuentran normalmente en una estructura regular como lo es

la presente. Consiguientemente, en caso se necesite de núcleos de confinamiento, la longitud de estos se regirá bajo la siguiente expresión:

$$L (\text{núcleo}) \geq \text{Máx} \left(\frac{c}{2}; c - 0.1lm \right)$$

De esta manera se procederá a verificar, para cada placa, la necesidad de núcleos de confinamiento. Se usará los desplazamientos máximos obtenidos en su nivel máximo, en el caso de la placa PL07 será el nivel de la azotea, mientras que para la placa PL10 será el 5to piso. A continuación se mostrarán los resultados obtenidos:

- Placa PL-07

δu (m)	0.0060	$\delta u/hm$	0.005
hm (m)	17.50	c limite (m)	1.083
lm (m)	3.25	c máx (m)	0.402

Tabla 8.7 Cálculo de necesidad de núcleos de confinamiento para la placa PL-07.

Como se puede observar, el eje neutro límite hallado es mucho mayor que el máximo encontrado para la placa, lo cual indica que no hay necesidad de que esta lleve núcleos de confinamiento.

- Placa PL-10

δu (m)	0.0155	$\delta u/hm$	0.005
hm (m)	15.00	c limite (m)	0.797
lm (m)	2.39	c máx (m)	0.303

Tabla 8.8 Cálculo de necesidad de núcleos de confinamiento para la placa PL-10.

Al igual que para la placa anterior, se puede comprobar que efectivamente no hay necesidad de usar núcleos de confinamiento, ya que el eje neutro límite es considerablemente mayor a la profundidad del eje neutro máximo hallado entre todas las combinaciones de cargas.

Si bien es cierto que se ha demostrado que para ambas placas no se necesita ningún núcleo de confinamiento en sus extremos, esto indica que no es necesario su uso, más no que esté prohibido. Por lo que en el presente proyecto se harán usos de núcleo de confinamiento para ambas placas, así como para el resto que componen a la estructura. Esto debido a que es considerado como una buena práctica de diseño y además se prevé posibles fallas futuras por pandeo de los extremos de estos elementos por falta de refuerzo.

CAPÍTULO 9. DISEÑO DE CIMENTACIONES

En este diseño debemos seguir ciertos criterios previamente para poder obtener las dimensiones de la zapata:

- En el dimensionamiento, se realizará un tanteo con los volados de la zapata en cuestión, de tal manera que los esfuerzos obtenidos cumplan con ser menor que la capacidad portante del suelo.
- Los esfuerzos aplicados sobre el terreno, son obtenidos bajo cargas de gravedad y sismo sin amplificar, aplicando únicamente una reducción a las cargas de sismo.
- En caso se obtengan esfuerzos de tracción en la zapata, se usará una distribución de presiones rectangular constante (Meyerhof) para obtener los esfuerzos sobre el terreno.

9.1 Dimensiones de la zapata

Como se mencionó previamente, el dimensionamiento se realiza tanteando los valores de los volados, los cuales, junto con las cargas que provienen de los elementos verticales, nos darán valores de los esfuerzos sobre el terreno. Estos valores deben de ser verificados, tanto por gravedad como por sismo, y cumplir con ser menor o igual a la capacidad portante del suelo. La norma E.060 indica que se puede dar un incremento de 30% del esfuerzo admisible del terreno para la verificación por sismo.

Para obtener un área aproximada de la zapata, se usa la siguiente ecuación:

$$\sigma_{adm} = P.A$$

Donde “P”, es el peso total que se genera sobre la zapata, incluyendo el peso propio de esta y el peso del terreno; y “A” es el área de la zapata.

Con el área de la zapata, se procede a realizar las verificaciones de los esfuerzos. En primer lugar se debe cumplir con la verificación por cargas de gravedad y posteriormente también debe cumplir por cargas de sismo. Para esto se usarán las siguientes expresiones:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{B \cdot L^2} \quad \sigma_{sismo} = \frac{P \pm P_{sismo}}{A} \pm \frac{6(M \pm M_{sismo})}{B \cdot L^2}$$

Cabe mencionar que para la verificación por sismo, se debe de hallar los valores de esfuerzo considerando tanto sismo positivo como sismo negativo.

Una vez comprobado que con las dimensiones de zapata escogidas, los esfuerzos obtenidos cumplen con el esfuerzo admisible del suelo, se procede a calcular el esfuerzo último con el cual se diseñará la zapata. Para esto se usarán las cargas que establece la norma E.060:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

Con las cargas obtenidas se calculan los esfuerzos últimos con las expresiones antes dadas, y se escogerá el caso más desfavorable.

9.2 Verificación por punzonamiento

En el caso de las zapatas, debido a que estas no llevan refuerzo por corte, se debe de encontrar un peralte efectivo “d” de tal forma que el concreto pueda resistir los esfuerzos de corte generados. De esta forma se tiene que obtener la sección crítica de punzonamiento, la cual se encuentra a “d/2” de las caras del elemento vertical.

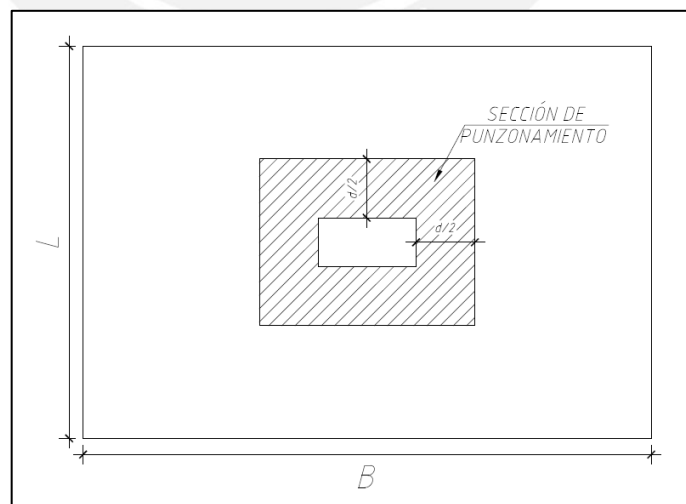


Figura 9.1 Sección de Punzonamiento.

Con la sección de punzonamiento determinada, se calcula su perímetro y área (b_0 y A_0) para poder calcular la cortante última y la cortante del concreto. Estos últimos valores se obtendrán de las siguientes expresiones:

$$V_u = \sigma_u \cdot (A - A_0)$$

$$\phi V_c = \left(0.53 - \frac{1.1}{\beta_c}\right) \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha}{b_0}\right) \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$\phi V_c = 1.1 \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d$$

Donde “ α ” es un valor que depende de la ubicación del elemento vertical respecto a la zapata, y “ β ” es la relación entre el lado mayor de la zapata sobre el lado menor. Como se observa hay tres expresiones para ϕV_c , sin embargo para hacer la comparación, se escogerá el menor valor obtenido. Es así que para que se cumpla la verificación por punzonamiento, el valor de la cortante del concreto debe de ser mayor al cortante último.

$$V_u \leq \text{Mín}(\phi V_c)$$

9.3 Verificación por cortante

Para realizar la verificación por cortante de la zapata, se debe considerar una sección crítica a “ d ” de la cara del elemento vertical. Cabe resaltar que esta verificación se debe de realizar tanto para el sentido en X, como en el sentido en Y.

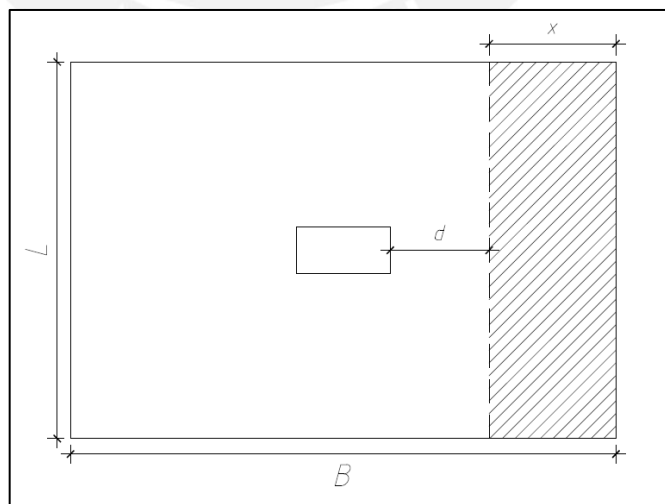


Figura 9.1 Sección crítica por cortante.

Como se aprecia en la figura, la sección crítica resultaría ser el volado de la zapata en una dirección menos el peralte efectivo “d”. Con esta sección se calcula el valor del cortante último, así como la cortante del concreto con las siguientes expresiones:

$$V_u = \sigma_u \cdot b \cdot x$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d)$$

Igual que para el caso de punzonamiento, la cortante última debe de ser menor o igual que la cortante del concreto:

$$V_u \leq \phi V_c$$

9.4 Diseño por flexión

Finalmente se procede a su cálculo para realizar el armado de acero. Para esto se debe calcular el momento último en la zapata, este valor se hallará con la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot L \cdot c^2}{2}$$

Donde “c” es igual al volado de la zapata (distancia de la cara del elemento vertical al borde de la zapata), y “L” es la longitud de la zapata en la dirección de análisis. Con el valor del momento último, para hallar el acero requerido, se debe de usar las mismas expresiones que se usaron para el resto de elementos estructurales. Finalmente, con el acero requerido, se escogerá el diámetro de barra adecuado y el espaciamiento correspondiente.

A modo de ejemplo, se mostrarán los resultados obtenidos del diseño de tres zapatas aisladas, dos para columnas y una para placa. Para esto, se usarán las características del suelo asumidas para una grava típica de Lima:

4. PARÁMETROS DEL SUELO	
σ_{adm} (ton/m ²)	40.00
γ_m (ton/m ³)	2.10
Df(m)	1.20
s/c(kg/m ²)	0.00
f'c(kg/cm ²)	210.00
f _y (kg/cm ²)	4200.00

9.5 Ejemplos de diseño

- Diseño de zapata aislada de la columna C-06 (Ubicada en los ejes 3 y C)

1. Cargas de servicio de la columna:

Corresponden a carga muerta, viva y por sismo. Al igual que para la columna anterior, estas cargas se obtuvieron del programa ETABS.

1. CARGAS DE GRAVEDAD			
PD (ton)	142.39	PL (ton)	24.58
MDyy(ton.m)	1.86	MDxx(ton.m)	0.02
MLyy(ton.m)	0.61	MLxx(ton.m)	0.03
2. CARGAS DE SISMO			
Psx(ton)	-2.51	Psy(ton)	-8.50
MSXyy(ton.m)	1.54	MSYxx(ton.m)	1.40

2. Verificación por gravedad:

Para el caso de esta columna, se tomó un peralte de zapata igual que el anterior $h=0.60\text{m}$. De esta manera se obtiene el área de predimensionamiento:

$$P_s + P_p + P_t = 163.13 + 13.07 = 176.20 \text{ ton}$$

$$A = \frac{176.20}{40.00} = 4.40 \text{ m}^2$$

Se tomará así una zapata cuadrada de 2.20m de lado, con un área igual a 4.84 m². Con esto, se procede a hallar los esfuerzos por gravedad y gravedad más sismo:

Esfuerzos por cargas de gravedad	
$\sigma_x \text{ max(ton/m}^2\text{)}$	37.57
$\sigma_x \text{ min(ton/m}^2\text{)}$	35.24
$\sigma_y \text{ max(ton/m}^2\text{)}$	36.23
$\sigma_y \text{ min(ton/m}^2\text{)}$	36.42

Como se observa, los valores obtenidos por gravedad para ambos sentidos de análisis, cumplen con ser menores al esfuerzo admisible.

Esfuerzos por cargas de gravedad más sismo			
SISMO POSITIVO		SISMO NEGATIVO	
σ_x max(ton/m ²)	37.94	σ_x max(ton/m ²)	37.20
σ_x min(ton/m ²)	33.48	σ_x min(ton/m ²)	37.00
σ_y max(ton/m ²)	36.16	σ_y max(ton/m ²)	36.62
σ_y min(ton/m ²)	34.62	σ_y min(ton/m ²)	38.22

Se comprueba también que los esfuerzos generados por cargas de gravedad más sismo cumple con el admisible.

3. Verificación por punzonamiento:

Para esta zapata se obtuvo un peralte efectivo igual a $d=0.50\text{m}$, obteniendo así los siguientes resultados:

β_c	2.00
α	40.00
$d(\text{m})$	0.50
$b_0(\text{m})$	3.80
$A_0(\text{m}^2)$	0.88
$V_u(\text{ton})$	237.60
$1^\circ \emptyset V_c(\text{ton})$	302.87
$2^\circ \emptyset V_c(\text{ton})$	539.95
$3^\circ \emptyset V_c(\text{ton})$	297.36
$\emptyset V_c(\text{ton})$	252.76

Se comprueba que, efectivamente, la cortante última resulta ser menor a la cortante que provee el concreto.

4. Verificación por cortante:

Para esta parte, se obtuvieron volados de 0.80m y 0.95m para la dirección X e Y respectivamente. Los resultados fueron los siguientes:

En dirección X	
Volado $L_x(\text{m})$	0.80
$V_u(\text{ton})$	18.00
$V_c(\text{ton})$	38.40
$\emptyset V_c(\text{ton})$	32.64

En dirección Y	
Volado $L_y(\text{m})$	0.95
$V_u(\text{ton})$	27.00
$V_c(\text{ton})$	38.40
$\emptyset V_c(\text{ton})$	32.64

Se verifica también que la cortante última es menor que la cortante del concreto.

5. Diseño por flexión:

Con los valores de los volados, se obtienen los momentos últimos considerando un ancho de 1.0m. De esta manera se calculó el acero requerido en ambos sentidos de análisis:

En dirección X		En dirección Y	
Volado (m)	0.80	Volado (m)	0.95
Mu(ton.m)	19.20	Mu(ton.m)	27.08
b(m)	1.00	b(m)	1.00
As(cm ²)	10.41	As(cm ²)	14.84
a(cm)	2.45	a(cm)	3.49
Asmin(cm ²)	10.80	Asmin(cm ²)	10.80
ØBarra	3/4"	ØBarra	3/4"
Área Barra (cm ²)	2.84	Área Barra (cm ²)	2.84
#Varillas	3.80	#Varillas	5.23
s(m)	0.263	s(m)	0.191

Así para la dirección X, el acero requerido no excede al mínimo, por lo que se escogerá este último para el diseño. En cambio, para la dirección Y, se tomará el acero requerido obtenido por ser mayor a la cuantía mínima. Así se obtuvo el siguiente armado de la zapata:

$$En X = 1\text{Ø}3/4" @ 0.25m$$

$$En Y = 1\text{Ø}3/4" @ 0.20m$$

- Diseño de zapata aislada de la placa PL-04-05 (Ubicada entre los ejes 4 y 6)

1. Cargas de servicio de la placa:

Corresponden a carga muerta, viva y por sismo. La placa tiene una forma irregular por lo que tomará cargas de gravedad importantes en ambos sentidos de sismo X e Y. Las cargas obtenidas para la placa fueron las siguientes:

1. CARGAS DE GRAVEDAD			
PD(ton)	304.46	PL(ton)	45.08
MDyy(ton.m)	-72.70	MDxx(ton.m)	-35.35
MLyy(ton.m)	-13.22	MLxx(ton.m)	-7.37

2. CARGAS DE SISMO			
Psx(ton)	-222.85	Psy(ton)	-95.26
MSXyy(ton.m)	522.56	MSYxx(ton.m)	988.36

2. Verificación por gravedad:

Al igual que para el caso de columnas, la zapata se predimensiona en base a la carga axial en la placa. Para este caso se considerará un peralte de $h=0.90\text{m}$ y una profundidad de cimentación de 1.40m .

$$P_s + (P_p + P_t) = 349.54 + 114.76 = 464.30 \text{ ton}$$

$$A = \frac{464.30}{40.00} = 11.61 \text{ m}^2$$

Según el predimensionamiento, se debe tomar un área igual a 11.61m^2 como mínimo. Sin embargo, luego de realizar varias iteraciones con las dimensiones de la zapata, se optará por una mayor área debido al efecto de sismo. Para el caso de las placas, estas tomarán mayor carga de sismo por lo que se debe considerar este factor. En el caso de la placa en análisis se tomará una sección de zapata de área igual a 35.75 m^2 con lados de 5.50m en X y de 6.50m en Y. Con estos valores se calcularán los esfuerzos:

Esfuerzos por cargas de gravedad	
$\sigma_x \text{ max(ton/m}^2\text{)}$	10.37
$\sigma_x \text{ min(ton/m}^2\text{)}$	15.61
$\sigma_y \text{ max(ton/m}^2\text{)}$	11.88
$\sigma_y \text{ min(ton/m}^2\text{)}$	14.09

Como se observa, los valores obtenidos por gravedad para ambos sentidos de análisis resultan ser pequeños, a comparación de los esfuerzos que obtendremos con el sismo incluido, que se verá a continuación.

Esfuerzos por cargas de gravedad más sismo			
SISMO POSITIVO		SISMO NEGATIVO	
$\sigma_x \text{ max(ton/m}^2\text{)}$	20.08	$\sigma_x \text{ max(ton/m}^2\text{)}$	0.65
$\sigma_x \text{ min(ton/m}^2\text{)}$	-6.57	$\sigma_x \text{ min(ton/m}^2\text{)}$	37.79
$\sigma_y \text{ max(ton/m}^2\text{)}$	34.74	$\sigma_y \text{ max(ton/m}^2\text{)}$	-10.97
$\sigma_y \text{ min(ton/m}^2\text{)}$	-14.09	$\sigma_y \text{ min(ton/m}^2\text{)}$	42.27

Para los esfuerzos por gravedad más sismo, se obtuvieron valores negativos, lo que indica que habrá esfuerzos en tracción. Es por tal motivo que se tendrá que hacer la verificación por Meyerhof, en la que se redistribuirán las cargas de acuerdo a la excentricidad para cada sentido de sismo. Los resultados se muestran a continuación:

MEYERHOF			
SISMO POSITIVO		SISMO NEGATIVO	
ex+	1.81	ex-	0.89
ey+	2.56	ey-	1.84

σ_x (ton/m ²)	19.72	σ_x (ton/m ²)	28.35
σ_y (ton/m ²)	48.79	σ_y (ton/m ²)	36.15

De esta forma, se puede comprobar que los esfuerzos obtenidos, resultan ser menores que el esfuerzo admisible para sismo, que es 1.3 veces el esfuerzo del suelo.

3. Verificación por punzonamiento:

Para el caso particular de la placa, la cual posee una forma irregular, se aplica el mismo procedimiento para verificar la cortante por punzonamiento. Se hallarán los valores de perímetro y área crítica de punzonamiento, añadiendo $d/2$ a cada lado de la placa. A su vez se considerará como un elemento centrado por lo que se obtendrá un valor de α igual a 40. A continuación se muestran los resultados obtenidos tomando como peralte efectivo $d=0.80\text{m}$:

β_c	1.03
α	40.00
d(m)	0.80
b0(m)	18.55
A0(m ²)	19.42
Vu(ton)	996.17
1° $\emptyset V_c$ (ton)	2365.57
2° $\emptyset V_c$ (ton)	2162.92
3° $\emptyset V_c$ (ton)	3429.53
$\emptyset V_c$ (ton)	1838.49

Se comprueba que, efectivamente, la cortante última resulta ser menor a la cortante que provee el concreto.

4. Verificación por cortante:

Para esta parte, se obtuvieron volados máximos de 0.90m y 1.65m para la dirección X e Y respectivamente. Obteniendo así los resultados siguientes:

En dirección X	
Volado Lx(m)	0.90
Vu(ton)	6.00
Vc(ton)	61.44
ØVc(ton)	52.23

En dirección Y	
Volado Ly(m)	1.65
Vu(ton)	51.84
Vc(ton)	61.44
ØVc(ton)	52.23

Se puede ver que para ambos sentidos de análisis se cumple con que la cortante última es menor a la del concreto.

5. Diseño por flexión:

Debido a que la placa tiene forma irregular, se harán dos verificaciones. Primero se calcularán los momentos con los valores de los máximos volados obtenidos, los cuales resultaron ser 0.90m en X y 1.65m en Y. Consiguientemente, con ayuda del programa de análisis y diseño SAP2000, se modelará la zapata de la placa para poder obtener los momentos al interior de la placa, donde esta es hueca y pueden ocurrir momentos considerables. De esta manera, los resultados fueron los siguientes:

- Momentos obtenidos de los volados de la zapata:

En dirección X	
Volado (m)	0.90
Mu(ton.m)	24.30
b(m)	1.00
As(cm ²)	8.13
a(cm)	1.91
Asmin(cm ²)	16.20
ØBarra	3/4"
Área Barra (cm ²)	2.84
#Varillas	5.70
s(m)	0.175

En dirección Y	
Volado (m)	1.65
Mu(ton.m)	83.03
b(m)	1.00
As(cm ²)	28.66
a(cm)	6.74
Asmin(cm ²)	16.20
ØBarra	1"
Área Barra (cm ²)	5.10
#Varillas	5.62
s(m)	0.178

- Momentos obtenidos del modelo computacional

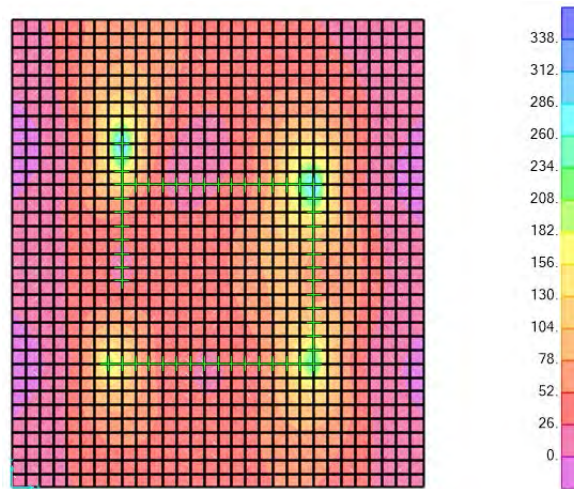


Figura 9.3 Diagrama de momento flector en X para la zapata.

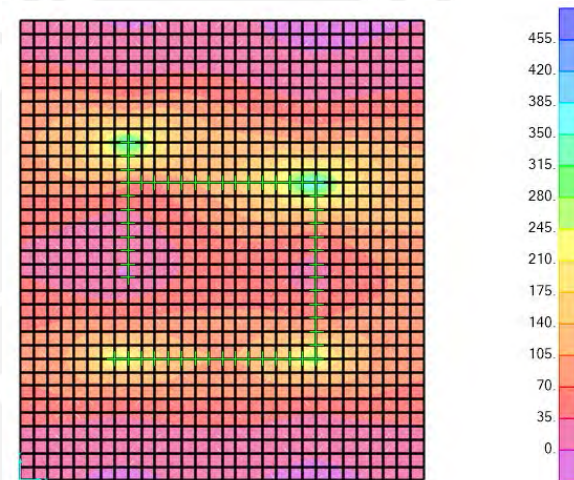


Figura 9.4 Diagrama de momento flector en Y para la zapata.

Del modelo computacional, se obtuvo un momento máximo de 129.87 ton.m y 151.74 ton.m, en la dirección de X e Y respectivamente.

Adicionalmente, al igual que para columnas, el reglamento E.060 exige una cuantía mínima para zapatas de 0.0018. Finalmente, con los resultados obtenidos para ambos análisis se opta por colocar el siguiente armado:

$$En X = \begin{cases} 1\emptyset 1" @ 0.15m(Inf.) \\ 1\emptyset 3/4" @ 0.25m(Sup.) \end{cases}$$

$$En Y = \begin{cases} 1\emptyset 1" @ 0.15m(Inf.) \\ 1\emptyset 1" @ 0.25m(Sup.) \end{cases}$$

CAPÍTULO 10. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

En este apartado se verá el diseño de las escaleras, las cuales conectan los diferentes niveles de la estructura. Este tipo de elemento estructural se puede idealizar como una losa maciza inclinada y simplemente apoyada en los elementos que la sostengan. Por ello, el comportamiento de las escaleras suele ser en una sola dirección.

Las variables en consideración para realizar el diseño serán las siguientes:

- Pasos (P)
- Contrapasos (Cp)
- Ancho de la escalera (A)
- Espesor de garganta de escalera (t)

Los valores de estas variables se obtendrán teniendo en cuenta la regulación peruana. Seguidamente, se desarrollará el diseño de la escalera tomando como ejemplo el tramo 1 y tramo 2 de la escalera que comprenden la unión del nivel 1 y 2 de la estructura.

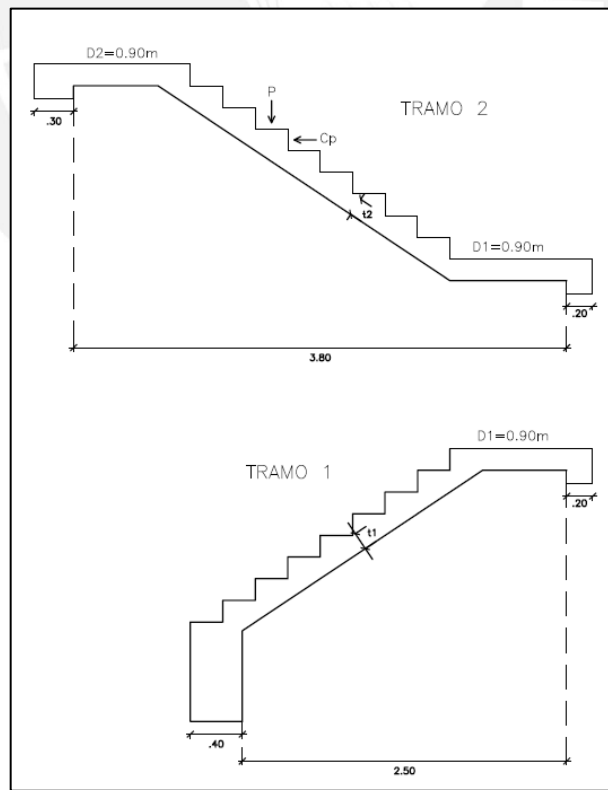


Figura 9.1 Tramo 1 y Tramo 2 de la escalera.

10.1 Dimensiones de la escalera

Para la obtención de las dimensiones de la escalera, se tomó en cuenta lo que se menciona en la norma A.010 Condiciones generales de diseño, en la cual se indica que los pasos deben tener un valor mínimo de 0.25m y los contrapasos un valor máximo de 0.18m. Por la arquitectura del proyecto, se decidió elegir un valor de pasos (P) de 0.25m y de contrapasos (Cp) de 0.167m. A su vez el ancho de la escalera (A) será la mínima posible de 1.20m. Para hallar los espesores de garganta (t) y alturas medias (Hm) de cada tramo se consideró las longitudes de luz libre, así como los valores de pasos y contrapasos, utilizando las siguientes fórmulas:

$$t = \frac{Ln}{20} ; t = \frac{Ln}{25}$$

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}} ; Hm = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{Cp}{2}$$

t1	0.15m	Hm1	0.27m
t2	0.20m	Hm2	0.33m

10.2 Metrado de cargas

Para realizar el metrado de cargas se tomó en cuenta el peso propio de la escalera, el peso de piso terminado y la sobrecarga. Además, se calculó las cargas en todo el ancho de la escalera, diferenciando entre metrado de garganta y descanso de escalera.

Metrado de Garganta Tramo 1				
CARGA MUERTA (WD)	Peso (Tn/m ²)	Hm (m)	A (m)	Parcial (Tn/m)
Peso Propio	2.40	0.27	1.20	0.78
Peso Piso Terminado	0.10		1.20	0.12
			CM	0.9

CARGA VIVA (WL)				
S/C	VIVIENDAS	Peso (Tn/m ²)	A (m)	Parcial (Tn/m)
		0.20	1.20	0.24
			CV	0.24

$$CU1 = 1.4CM + 1.7CV$$

CU1	1.67
-----	------

Metrado de Garganta Tramo 2				
CARGA MUERTA (WD)	Peso (Tn/m ²)	Hm (m)	A (m)	Parcial (Tn/m)
Peso Propio	2.40	0.33	1.20	0.96
Peso Piso Terminado	0.10		1.20	0.12
			CM	1.08

CARGA VIVA (WL)				
S/C	VIVIENDAS	Peso (Tn/m ²)	A (m)	Parcial (Tn/m)
		0.20	1.20	0.24
			CV	0.24

$$CU2 = 1.4CM + 1.7CV$$

CU2	1.92
-----	------

Metrado de Descanzo Tramo 1				
CARGA MUERTA (WD)	Peso (Tn/m ²)	t (m)	A (m)	Parcial (Tn/m)
Peso Propio	2.40	0.15	1.20	0.44
Peso Piso Terminado	0.10		1.20	0.12
			CM	0.56

CARGA VIVA (WL)				
S/C	VIVIENDAS	Peso (Tn/m ²)	A (m)	Parcial (Tn/m)
		0.20	1.20	0.24
			CV	0.24

$$CU1 = 1.4CM + 1.7CV$$

CU1	1.20
-----	------

Metrado de Descanzo Tramo 2				
CARGA MUERTA (WD)	Peso (Tn/m ²)	t (m)	A (m)	Parcial (Tn/m)
Peso Propio	2.40	0.20	1.20	0.58
Peso Piso Terminado	0.10		1.20	0.12
			CM	0.70

CARGA VIVA (WL)				
S/C	VIVIENDAS	Peso (Tn/m ²)	A (m)	Parcial (Tn/m)
		0.20	1.20	0.24
			CV	0.24

$$CU2 = 1.4CM + 1.7CV$$

CU2	1.39
-----	------

Finalmente se tiene la siguiente idealización del metrado de cargas para cada tramo de escalera:

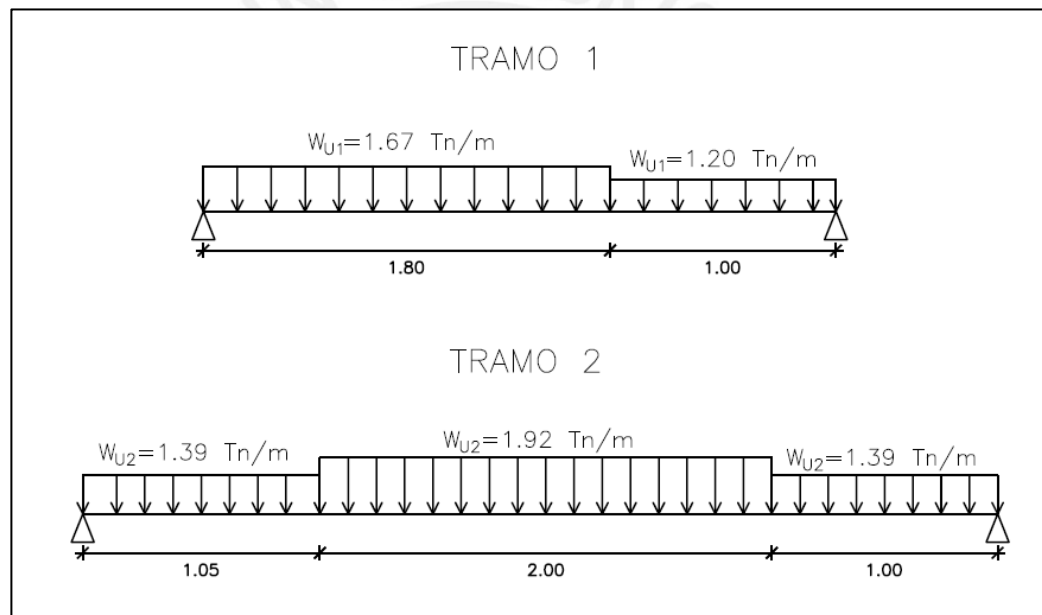


Figura 9.6 Idealización de metrado de cargas de escalera.

10.3 Diseño por flexión

El procedimiento para el diseño de flexión de las escaleras es similar al usado para losas en una dirección, utilizando las mismas ecuaciones para obtener el momento último y área de acero de diseño.

- Tramo 1

Para el acero longitudinal positivo (A_{s+}) se obtuvo un momento último de 1.53 tn.m, por ende se necesita un área de acero de 3.47 cm² y se optó por colocar 7 barras de 3/8" cada 0.25m. En cuanto al acero longitudinal negativo (A_{s-}) se obtuvo que se requiere un área de acero de 2.59 cm², colocando así 4 barras de 3/8" cada 0.35m. Finalmente para el acero por contracción y temperatura (A_{sct}) se requiere un área de 2.70 cm², por lo que se colocará 1 barra de 3/8" cada 0.25m.

$$A_{sL+}: 7\emptyset 3/8" @ 25cm$$

$$A_{sL-}: 4\emptyset 3/8" @ 35cm$$

$$A_{sct} : 1\emptyset 3/8" @ 25cm$$

- Tramo 2

Para el acero longitudinal positivo (A_{s+}) se obtuvo un momento último de 3.66 tn.m, por ende se necesita un área de acero de 5.90 cm² y se optó por colocar 5 barras de 1/2" cada 0.25m. En cuanto al acero longitudinal negativo (A_{s-}), se requiere un área de acero de 3.67 cm², colocando así 6 barras de 3/8" cada 0.20m. Finalmente para el acero por contracción y temperatura (A_{sct}) se requiere un área de 3.60 cm², por lo que se colocará 1 barra de 3/8" cada 0.15m.

$$A_{sL+}: 5\emptyset 1/2" @ 25cm$$

$$A_{sL-}: 6\emptyset 3/8" @ 20cm$$

$$A_{sct} : 1\emptyset 3/8" @ 15cm$$

10.4 Diseño por cortante

En este diseño se usó el mismo procedimiento que el de losas. Se tiene que calcular la fuerza cortante última de diseño y comparar con la cortante que ofrece el concreto. Si esta última es menor se deberá de colocar refuerzos extra.

- Tramo 1

Para el tramo 1 se obtuvo una fuerza cortante última de 1.69 Tn, la cual resulto ser menor a la cortante del concreto que fue de 11.06 Tn. Por lo que no se requirió añadir ningún refuerzo adicional.

- Tramo 2

Para el tramo 2 se obtuvo una fuerza cortante última de 3.43 Tn, la cual también fue menor a la cortante del concreto que fue de 15.67 Tn. Por lo tanto, no fue necesario refuerzo adicional.

Finalmente se muestra el detalle del armado del acero para ambos tramos de escalera:

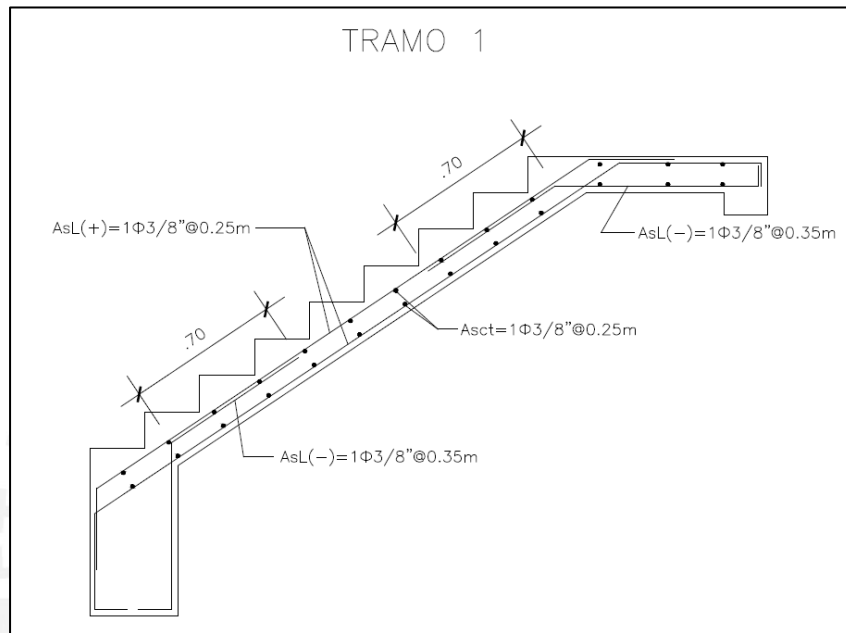


Figura 9.7 Detalle de acero del Tramo 1 de escalera.

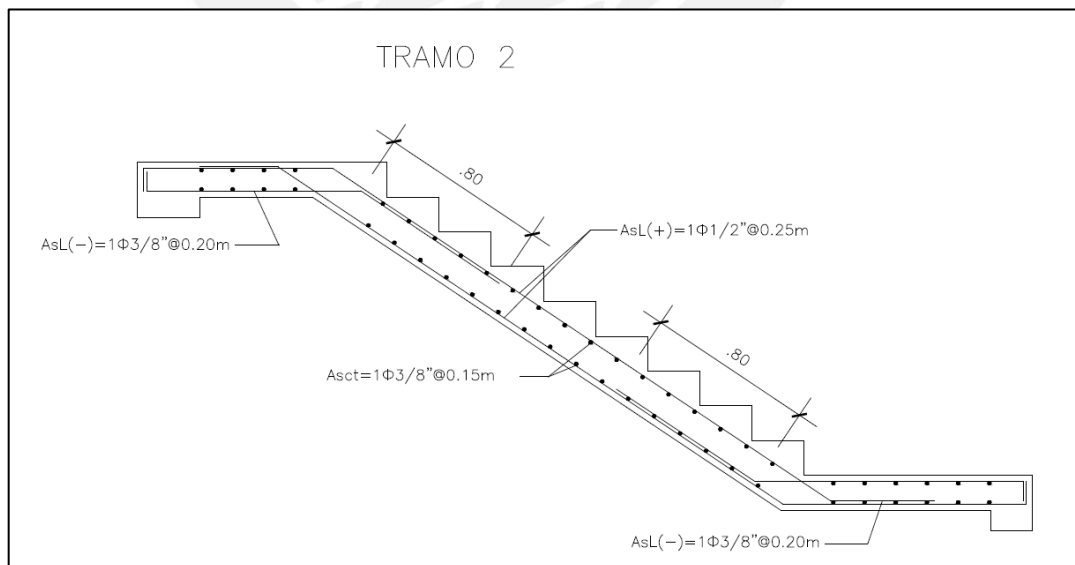


Figura 9.8 Detalle de acero del Tramo 2 de escalera.

CAPÍTULO 11. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Del predimensionamiento se concluye que, si bien la estructura propuesta en los planos de arquitectura sirve como una guía, esta no se puede implementar en su totalidad, ya que mediante el análisis sísmico la estructura puede cambiar para poder satisfacer las exigencias de la norma E.030. Variando así las dimensiones de los elementos estructurales o implementando nuevos elementos en la estructura.

En cuanto al capítulo de metrado de cargas, se pudo observar que efectivamente los resultados obtenidos de los metrados manuales pueden ser utilizados para el diseño estructural. Esto debido a que no hay mucha diferencia respecto a los valores obtenidos del programa ETABS. Sin embargo, se recomienda usar este último ya que los resultados obtenidos son más exactos.

En cuanto al análisis sísmico, se pudo comprobar que la estructuración planteada fue adecuada. Esto se pudo observar en los resultados de las derivas máximas obtenidas, las cuales cumplieron con ser menor al límite que exige la norma de 7%; así como en la parte de análisis de irregularidades, donde se obtuvo que el edificio posee una estructura regular.

Después, en la parte del diseño estructural, se puede concluir que siguiendo todo lo estipulado por la norma E.060, se puede desarrollar perfectamente el diseño de cada uno de los elementos estructurales. A su vez, en el aparte de diseño de columnas, se pudo observar que estas trabajan casi totalmente bajo cargas axiales, teniendo momentos de flexión muy bajos. Por otro lado, las placas presentaron grandes valores de momentos y cortantes, debido a que estas trabajan bajo cargas sísmicas principalmente. Por último, para el diseño de cimentaciones es necesario resaltar que no siempre se podrán usar zapatas aisladas para cada elemento vertical, por lo que en algunas situaciones se deberá de optar por otras opciones como la zapata conectada desarrollada en el capítulo de cimentaciones.

Como conclusión final, el trabajo realizado cumplió con el objetivo principal planteado al inicio, lo cual era desarrollar el diseño estructural de la edificación planteada a partir de los planos de arquitectura. Se logró realizar la estructuración, análisis y el diseño siguiendo los lineamientos establecidos por las normas vigentes para la construcción de viviendas. También, se pudo constatar que los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera influyeron constantemente en la elaboración del presente trabajo, especialmente en los capítulos de análisis y diseño estructural.

CAPÍTULO 12. REFERENCIAS

Nilson, A. H., & Winter, G. (1994). Diseño de estructuras de concreto. McGraw-Hill.

Recuperado de

<http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&db=cat02225a&AN=pucp.62144&lang=es&site=eds-live&scope=site>

White, R. N., Gergely, P., & Sexsmith, R. G. (1980). Ingeniería estructural. Limusa. Recuperado de

<http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&db=cat02225a&AN=pucp.67902&lang=es&site=eds-live&scope=site>

Ottazzi Pasino, G. (2013). Apuntes del curso de concreto armado I (Decimotercera ed.). Lima, Lima, Perú: Oficina de Publicaciones para la Docencia de la PUCP.

Blanco Blasco, A. (1990-1991). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil.

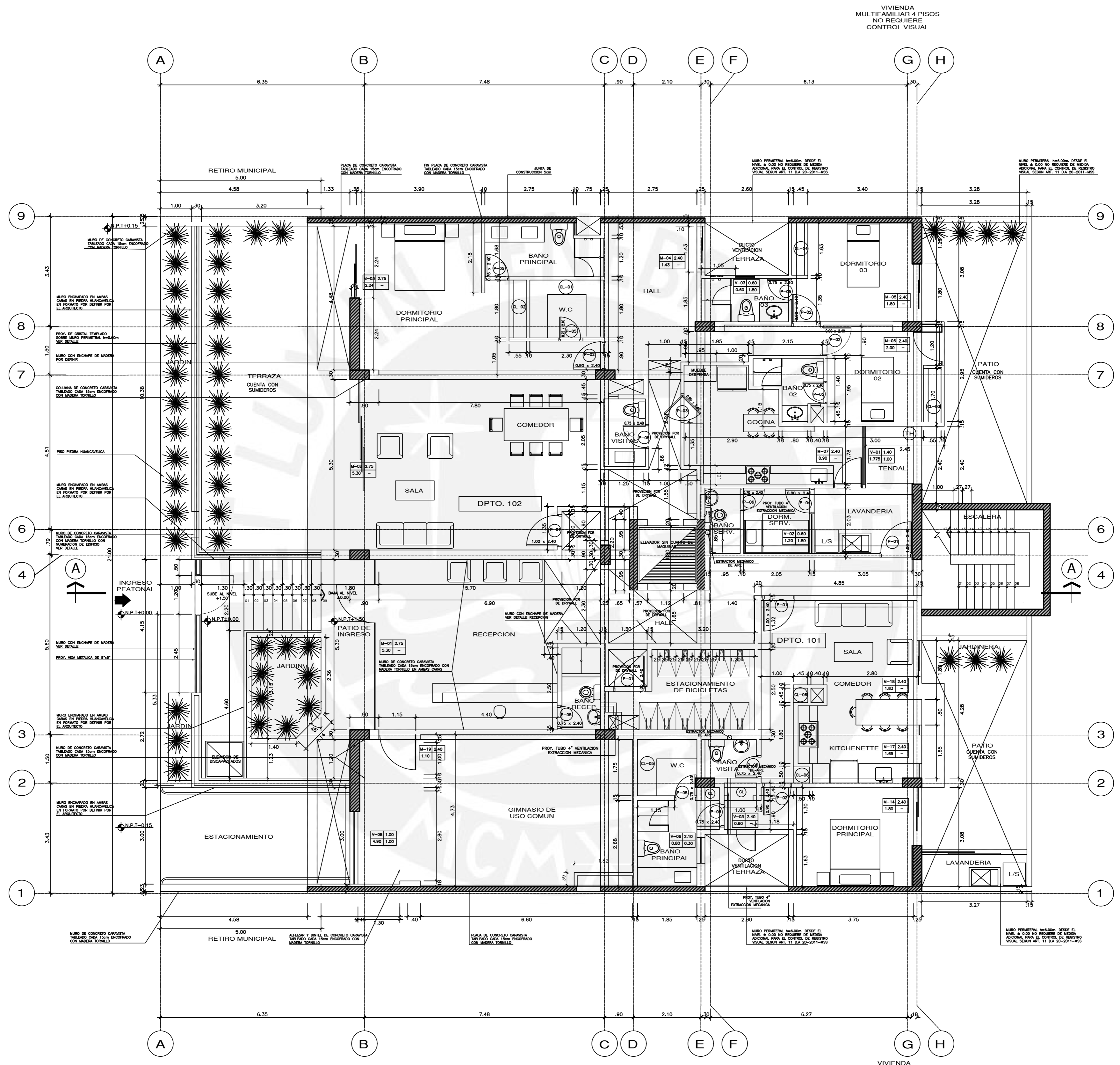
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE. E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). NTE E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

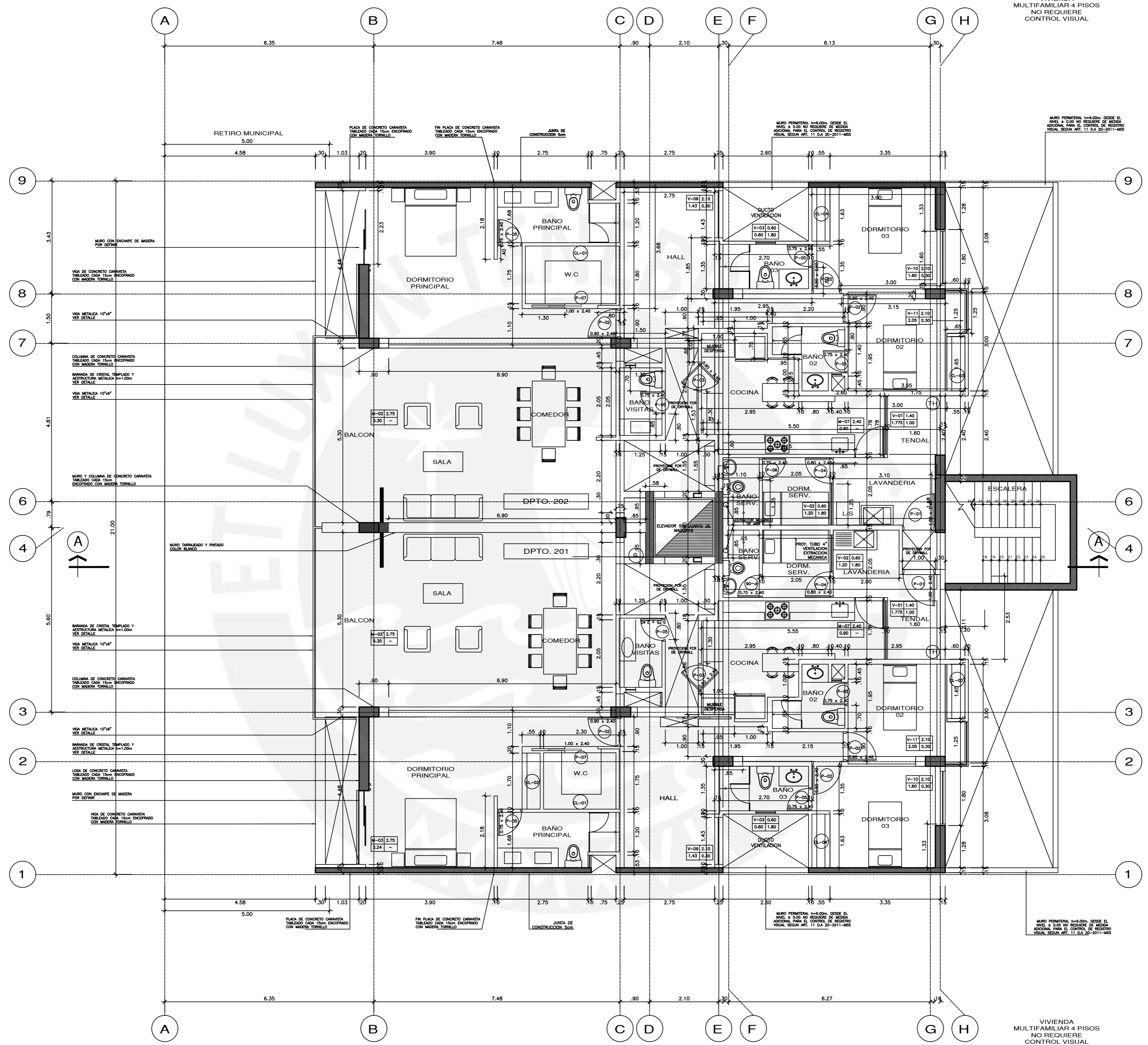


PLANTA PRIMER PISO (NIVELES +1.50)

VIVIENDA
MULTIFAMILIAR 4 PISOS
NO REQUIERE
CONTROL VISUAL

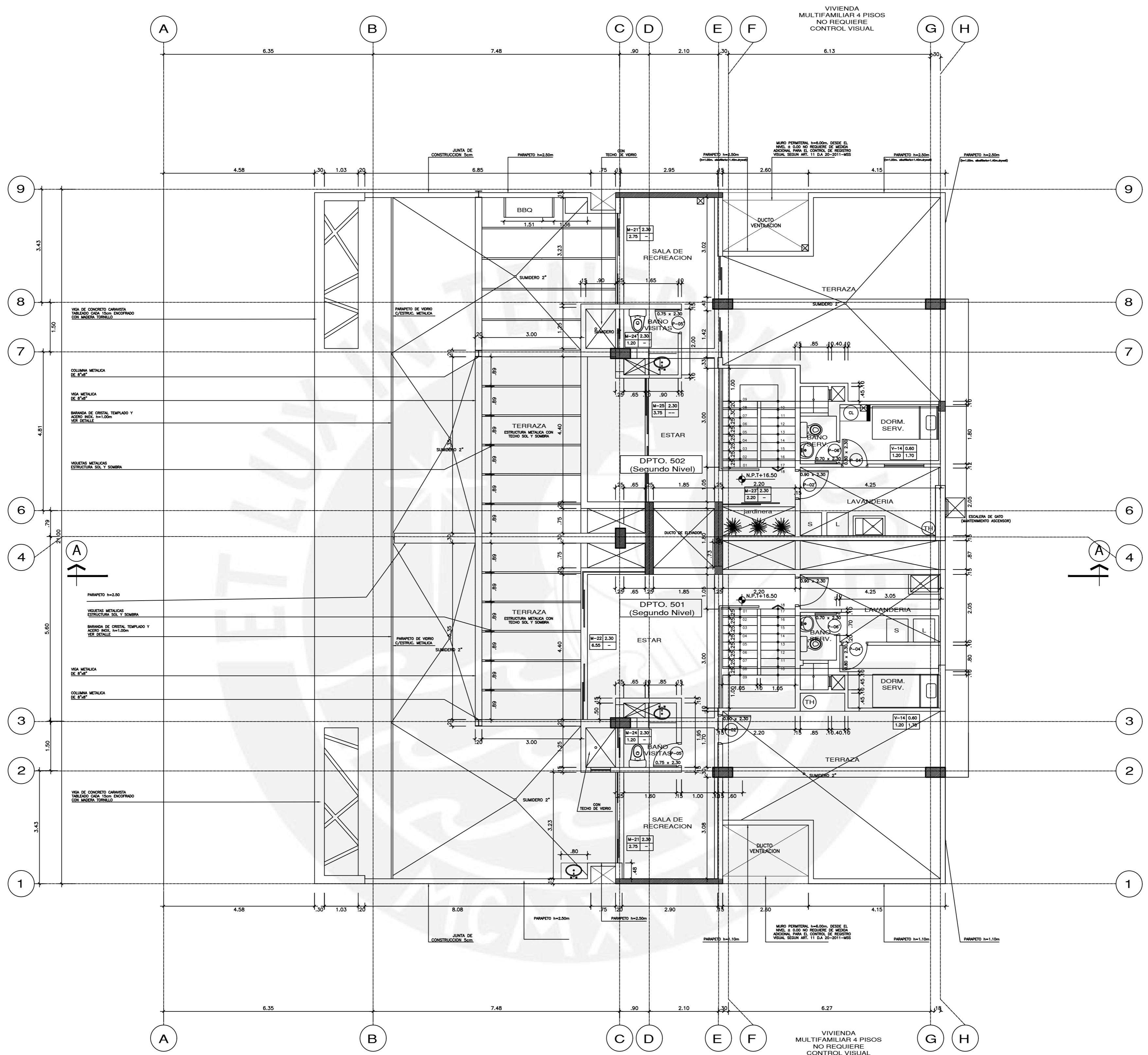
VIVIENDA
MULTIFAMILIAR 4 PISOS
NO REQUIERE
CONTROL VISUAL

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	A-01
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO	
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN	
PLANO:	ARQUITECTURA: PLANTA PRIMER PISO	ESCALA: 1:75
		FECHA: 14/12/20

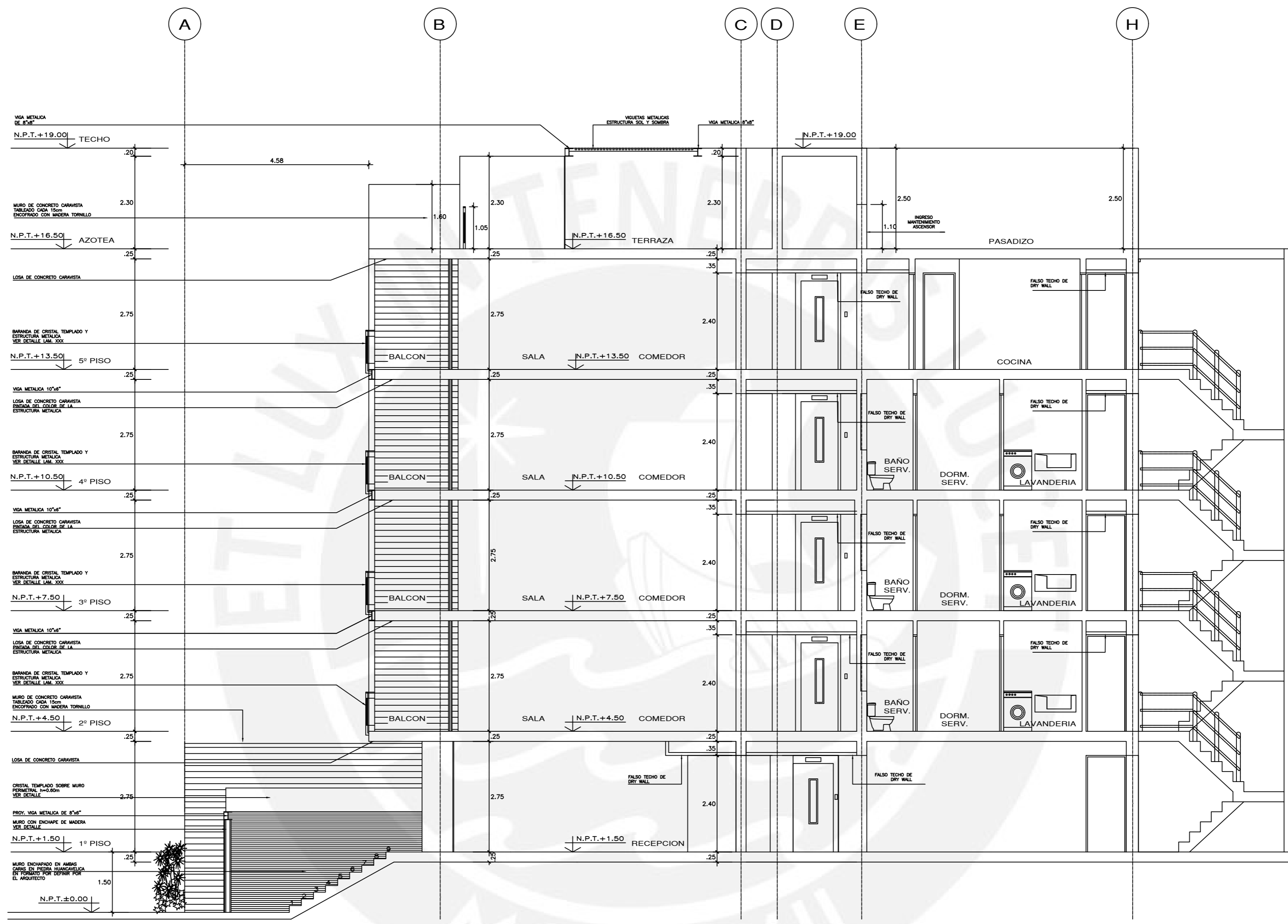


PLANTA PISO TÍPICO (NIVELES +4.50 A +10.50)

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	A-02
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO	
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN	
PLANO:	ARQUITECTURA: PLANTA PISO TÍPICO	ESCALA: 1:75
		FECHA: 14/12/20



PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	A-03
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO	
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN	
PLANO:	ARQUITECTURA: PLANTA AZOTEA	ESCALA: 1:75 FECHA: 14/12/20



CORTE A-A

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	A-05
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO	
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN	
PLANO:	ARQUITECTURA: CORTE LONGITUDINAL	ESCALA: 1:75
		FECHA: 14/12/20

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

RELACION DE PLANOS

PLANO No.	TITULO
E-01	ESPECIFICACIONES Y DETALLES
E-02	PLANTA DE CIMENTACION
E-03	CUADRO DE COLUMNAS
E-04	PLACAS
E-05	ENCOPADO DE TECHO DEL PISO TÍPICO
E-06	VIGAS PISO TÍPICO III
E-07	VIGAS PISO TÍPICO III
A-01	PLANTA DEL PRIMER PISO
A-02	PLANTA PISO TÍPICO
A-03	PLANTA AZOTEA
A-04	ELEVACION FRONTAL
A-05	CORTE LONGITUDINAL

PARÁMETROS SÍSMICOS

CARGAS VIVAS:-

REGULAMENTO-	E-0-20
CENTRO EDUCATIVO	200 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	200 kg/m ²
AZOTEA	100 kg/m ²

CARGAS SÍSMICAS:-

REGULAMENTO-	E-0-30
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
COMPONENTE DE REDUCCION DE SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R=6
R=4	R=4

RESULTADOS DEL ANALISIS SÍSMICO (EDIFICIO 1 (IZQUIERDA))

DIRECCION X-X:
 -Tx = 0.278 kg
 -Vx = 292.76 (ANÁLISIS DINÁMICO)
 -MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 3.11 cm
 -MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 2.47 %

DIRECCION Y-Y:
 -Ty = 0.448 kg
 -Vy = 263.277 (ANÁLISIS DINÁMICO)
 -MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 6.2 cm
 -MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 4.91 %

CIMENTACIONES

- ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO POR EL EQUIPO DE GEOTECNIA DEL CURSO PROYECTO INTEGRADOR
- RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION-

TIPO DE CIMENTACION	ZAPATA AISLADAS Y CORRIDAS
ESTRATO DE APORTE	GRAVA AHUESA
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	1.20m
PREISION ADMISIBLE	4.00 kg/cm ²
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	NO ENCONTRADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES	-NO SE ENCONTRÓ PRESENCIA DE SULFATOS NI ELEMENTOS AGRESIVOS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

1 CALIDAD DEL CONCRETO:-

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, Fc
FALZAS ZAPATAS (CONCRETO CICLOPEO 110 -30% DE PIEDRA GRANDE)	100 kg/cm ²
ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS Y PLACAS	210 kg/cm ²
COLUMNAS Y PLACAS	210 kg/cm ²
LOSAS Y VIGAS	210 kg/cm ²

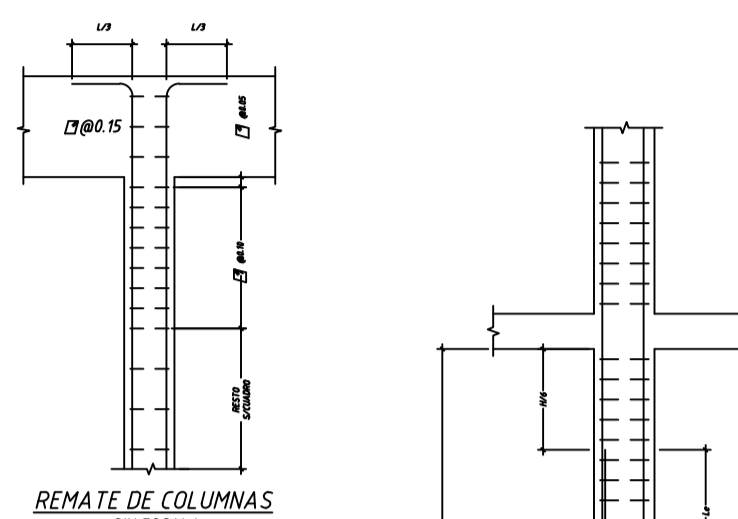
2 ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLECCION, fy
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

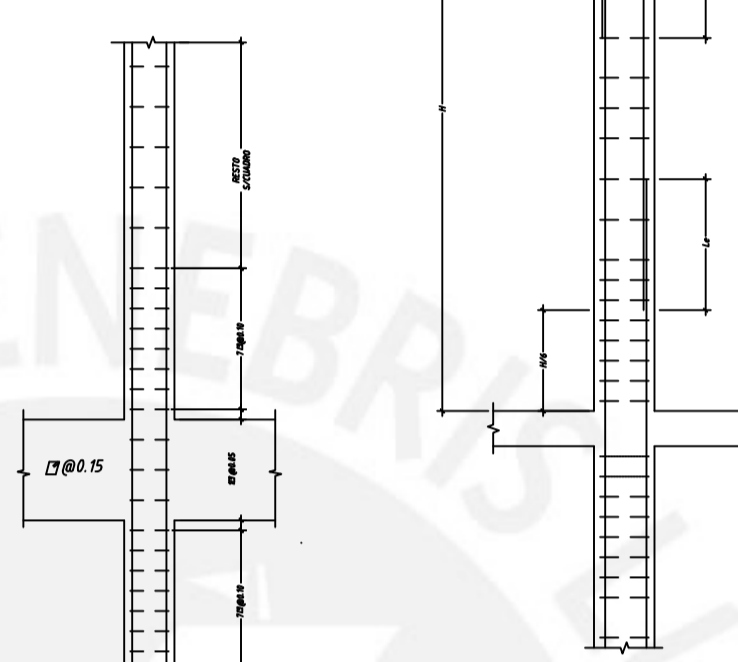
3 RECURBIMIENTOS:-

LOS RECURBIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO MEDIDOS DESDE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO SERAN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ELEMENTO	RECURBIMIENTO
ZAPATAS	7.0 cm
MURD Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA Y/O TERRENO	4.0cm EN CARA HUMEDA Y/O CON TERRENO 2.0cm EN CARA SECA
PLACAS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
VIGAS	4.0cm



REMATE DE COLUMNAS SIN ESCALA

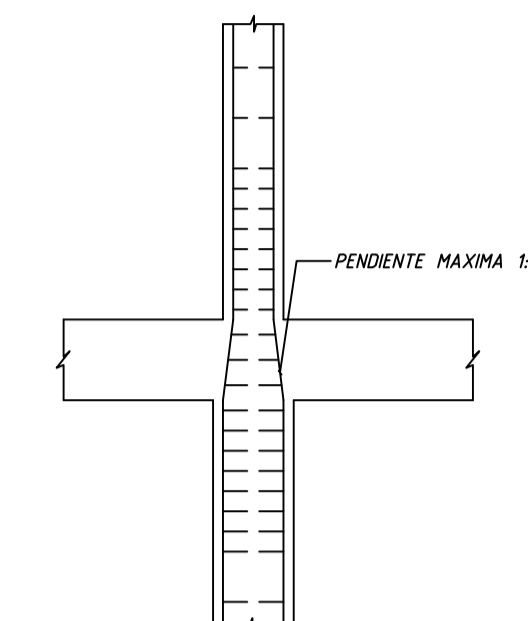


CONCENTRACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS SIN ESCALA

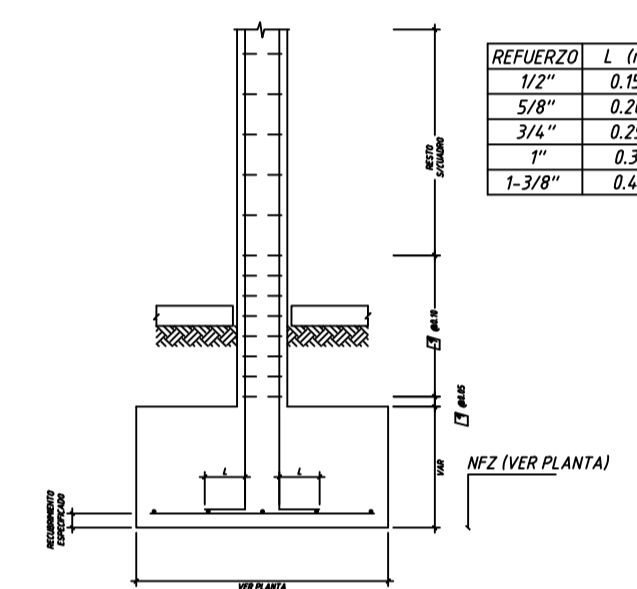
REFUERZO L (m)

1/2"	0.80
5/8"	0.95
3/4"	1.15
1"	1.90
1-3/8"	2.60

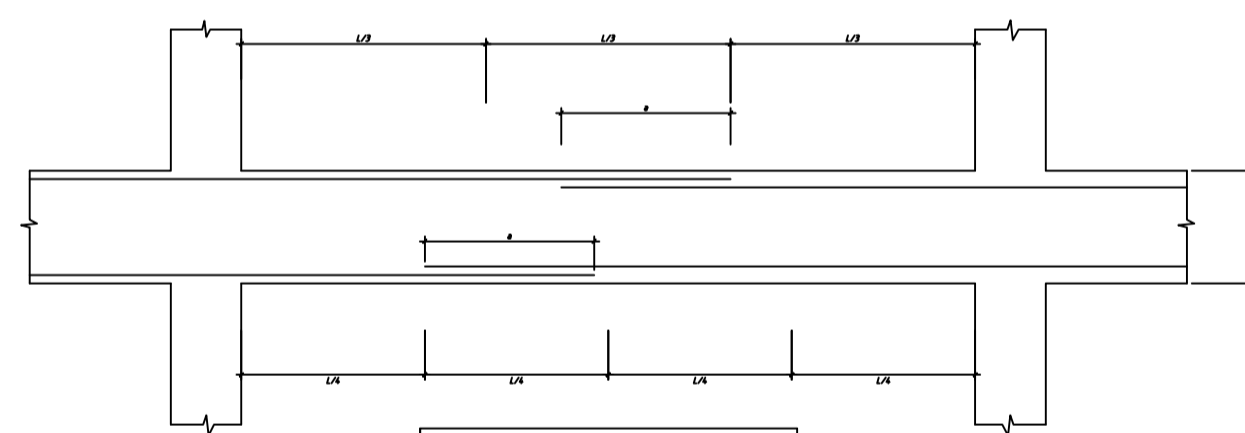
EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN COLUMNAS SIN ESCALA



DETALLE DE CAMBIO DE SECCION EN COLUMNAS SIN ESCALA



DETALLE DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS EN ZAPATA SIN ESCALA

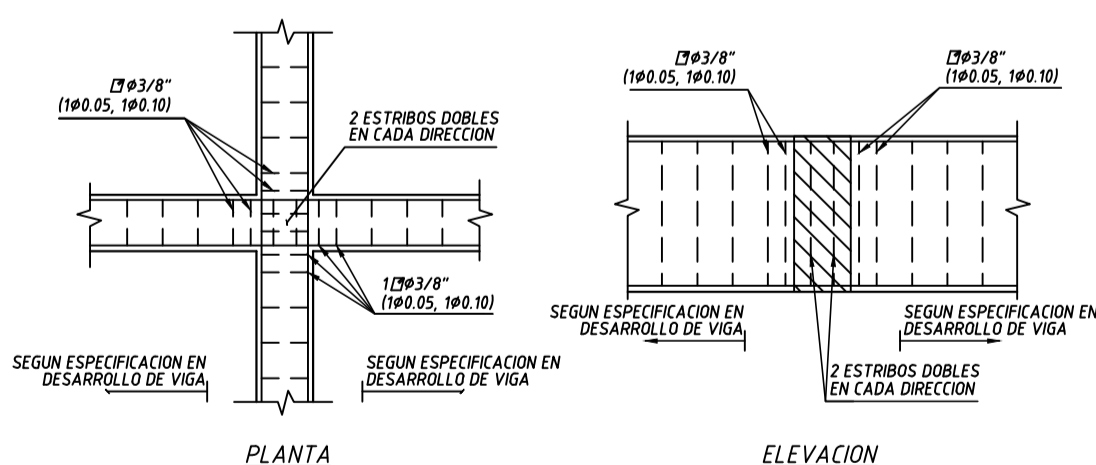


VALORES DE "a" (m)

REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.45

NOTA.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION

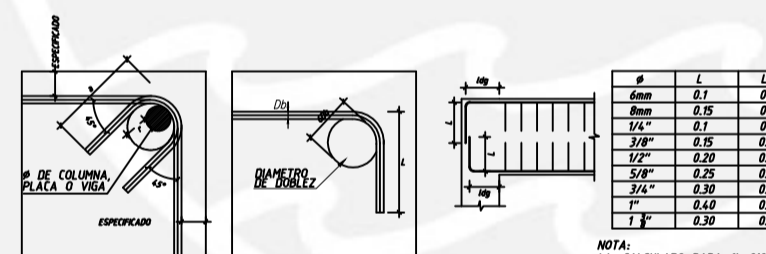
EMPALME DE ARMADURAS EN VIGAS Y LOSAS SIN ESCALA



PLANTA

ELEVACION

DETALLE GENERAL DE ESTRIBOS EN CRUCE DE VIGAS SIN ESCALA



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN PLACAS, PAREDES, COLUMNAS Y VIGAS SIN ESCALA

#	D (mm)	L (mm)	L (mm)
3/8"	6	7	10
1/2"	8	7	20
5/8"	10	7	20
3/4"	12	8	20
1"	16	10	40
1-3/8"	20	16	60

GANCHO A 90°

#	D (mm)	L (mm)	L (mm)
3/8"	6	7	10
1/2"	8	7	20
5/8"	10	7	20
3/4"	12	8	20
1"	16	10	40
1-3/8"	20	16	60

GANCHO A 90°

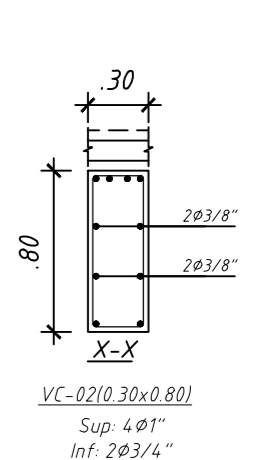
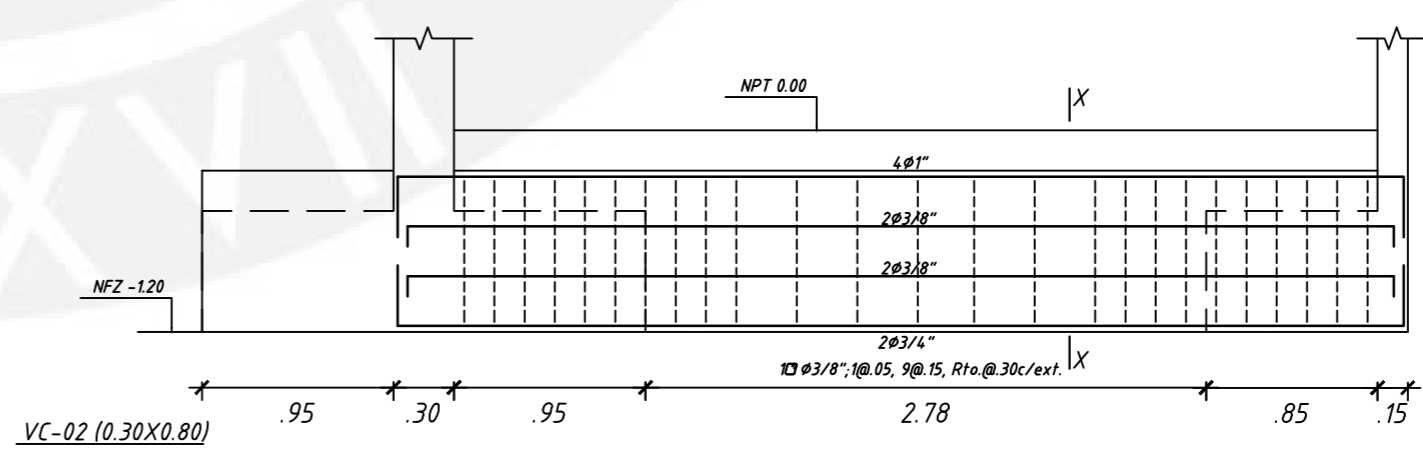
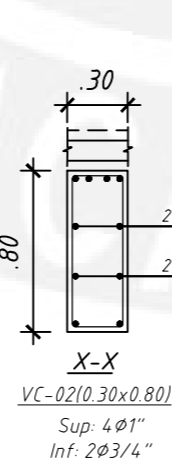
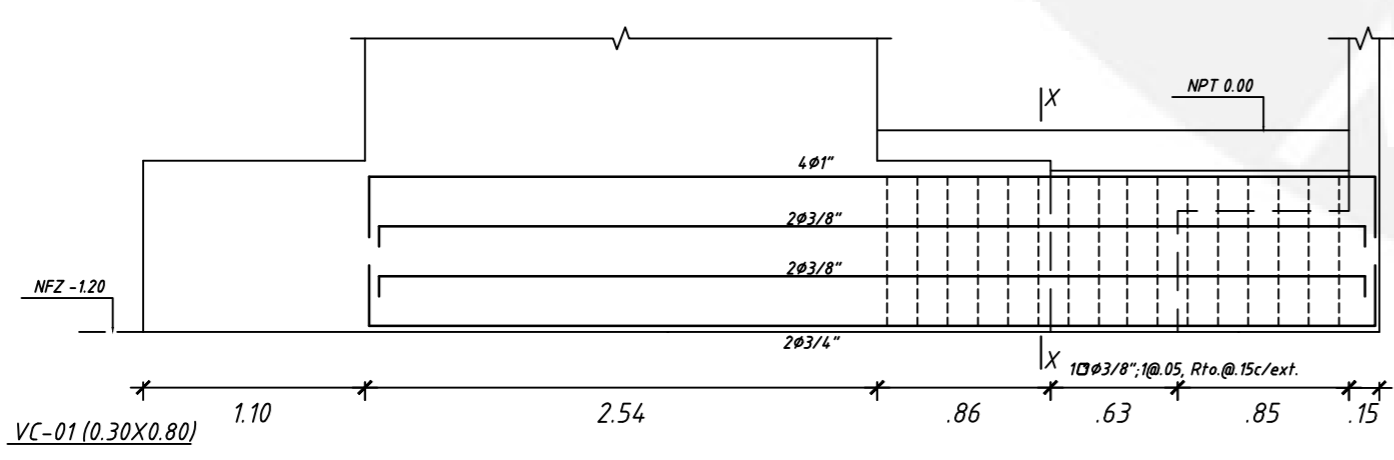
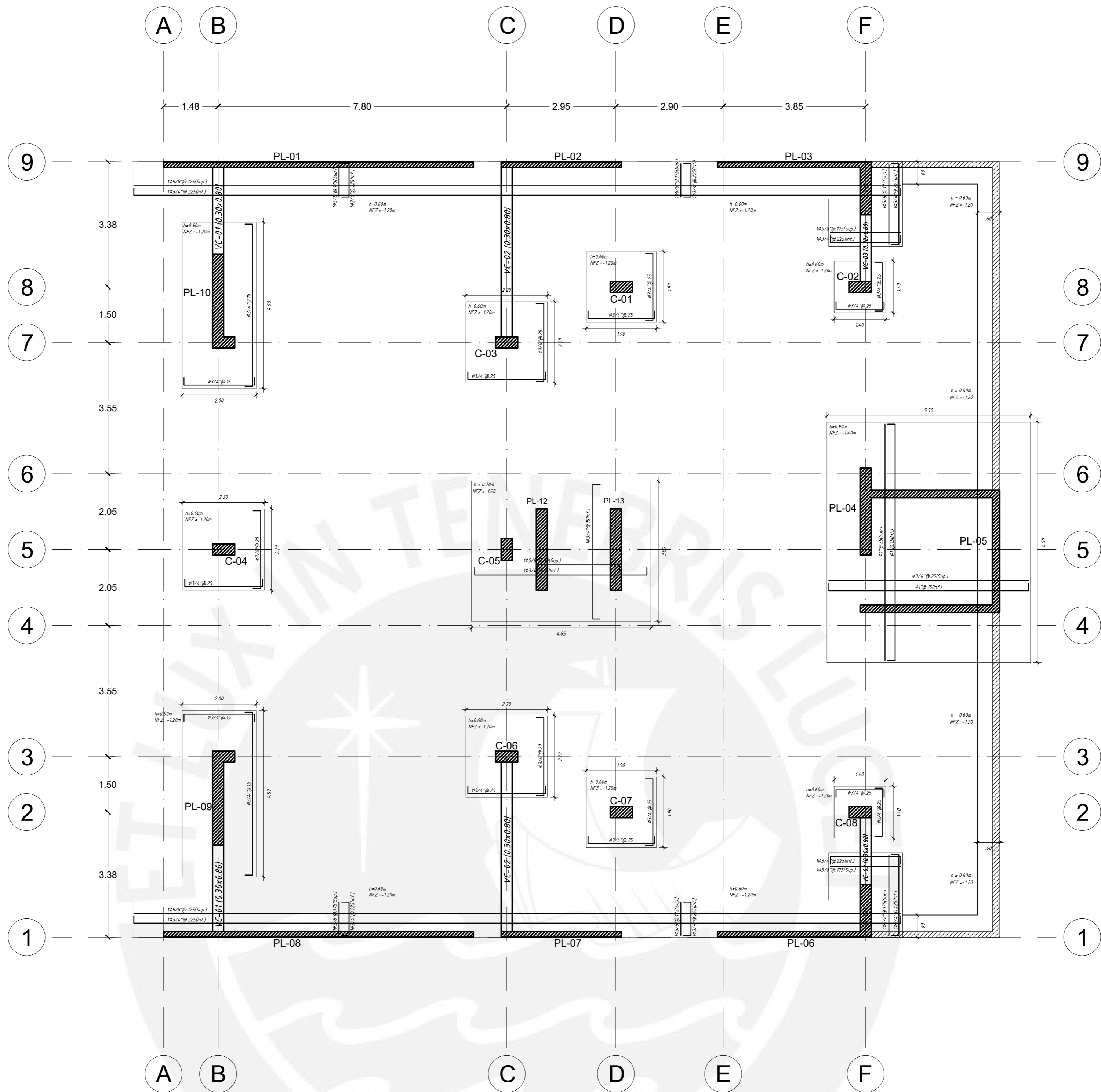
-D DIAMETRO MINIMO DE DOBLADO
 -L EXTENSION RECTA DESDE EL DOBLEZ HASTA EL EXTREMO LIBRE DEL REFUERZO
 -Ld LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHO ESTANDAR

DETALLE DE DOBLADO DEL REFUERZO

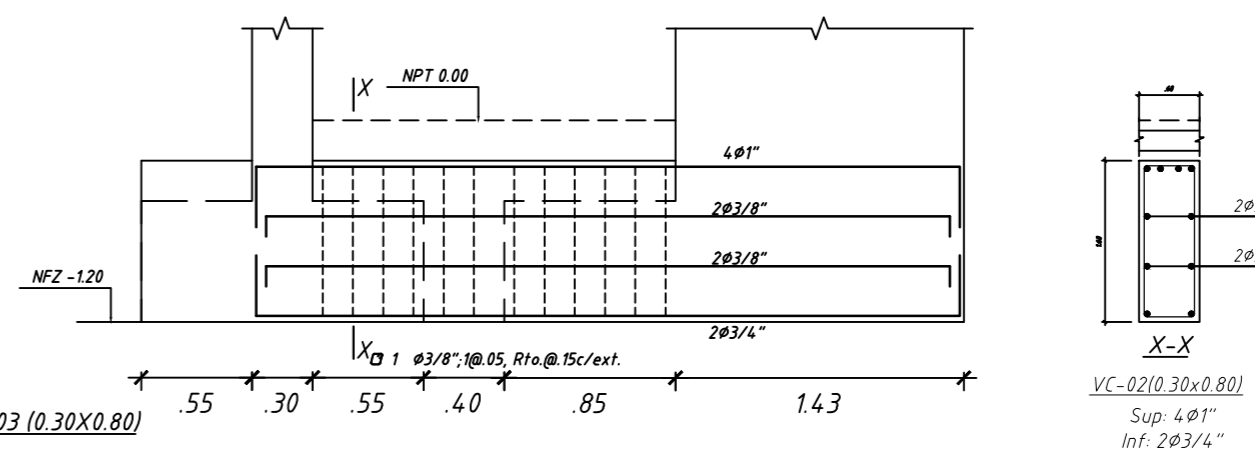
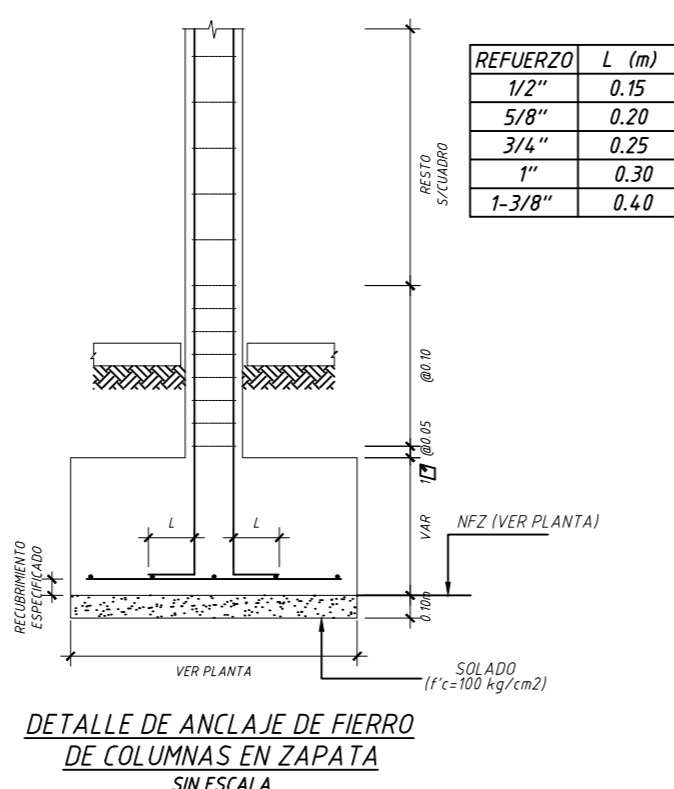
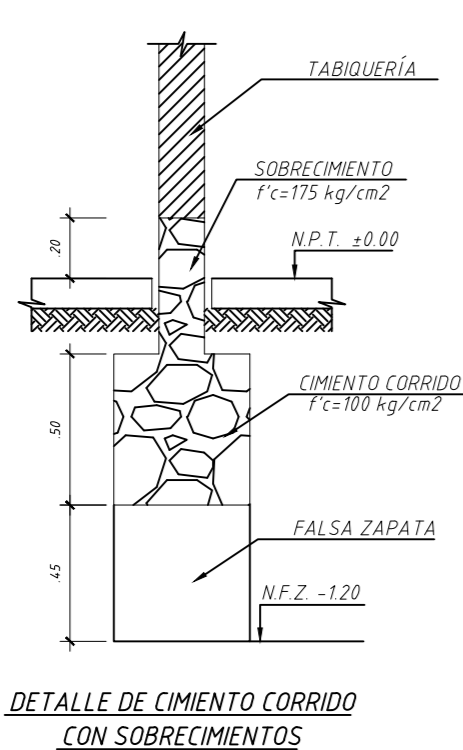
#	D (mm)	L (mm)	L (mm)
3/8"	6	7	10
1/2"	8	7	20
5/8"	10	7	20
3/4"	12	8	20
1"	16	10	40
1-3/8"	20	16	60

GANCHO A 135°

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	E-01
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO	
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN	ESCALA: 1:75
PLANO:	ESPECIFICACIONES Y DETALLES	FECHA: 14/12/20

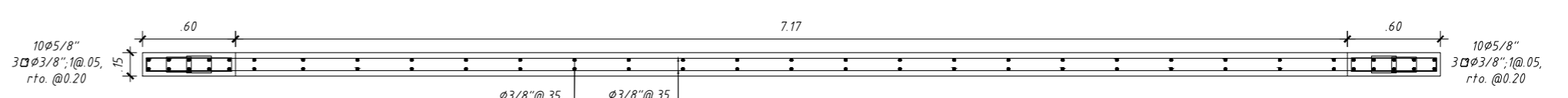


PLANTA DE CIMENTACIÓN (NFZ-1.20; NFZ-1.40)

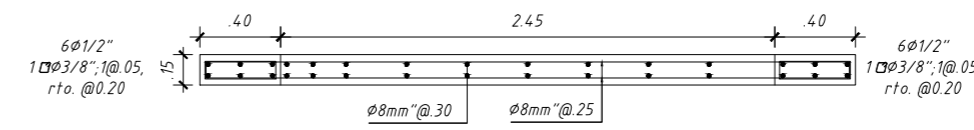


PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	E-02
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO	
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN	
PLANO:	PLANTA DE CIMENTACIÓN	ESCALA: 1:75
		FECHA: 14/12/20

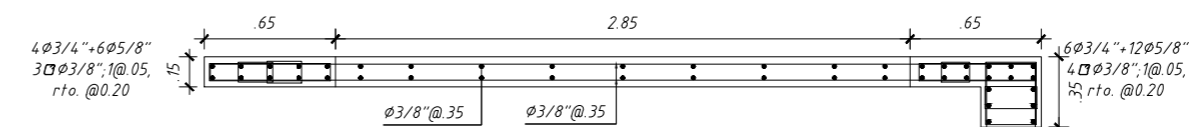
COLUMNA PISO	C-01 C-02 C-07 C-08	C-03	C-04	C-05	C-06
1º PISO (f'c=210kg/cm2)					
2º PISO (f'c=210kg/cm2)					
3º PISO (f'c=210kg/cm2)					
4º PISO (f'c=210kg/cm2)					
5º PISO (f'c=210kg/cm2)					
AZOTEA (f'c=210kg/cm2)					



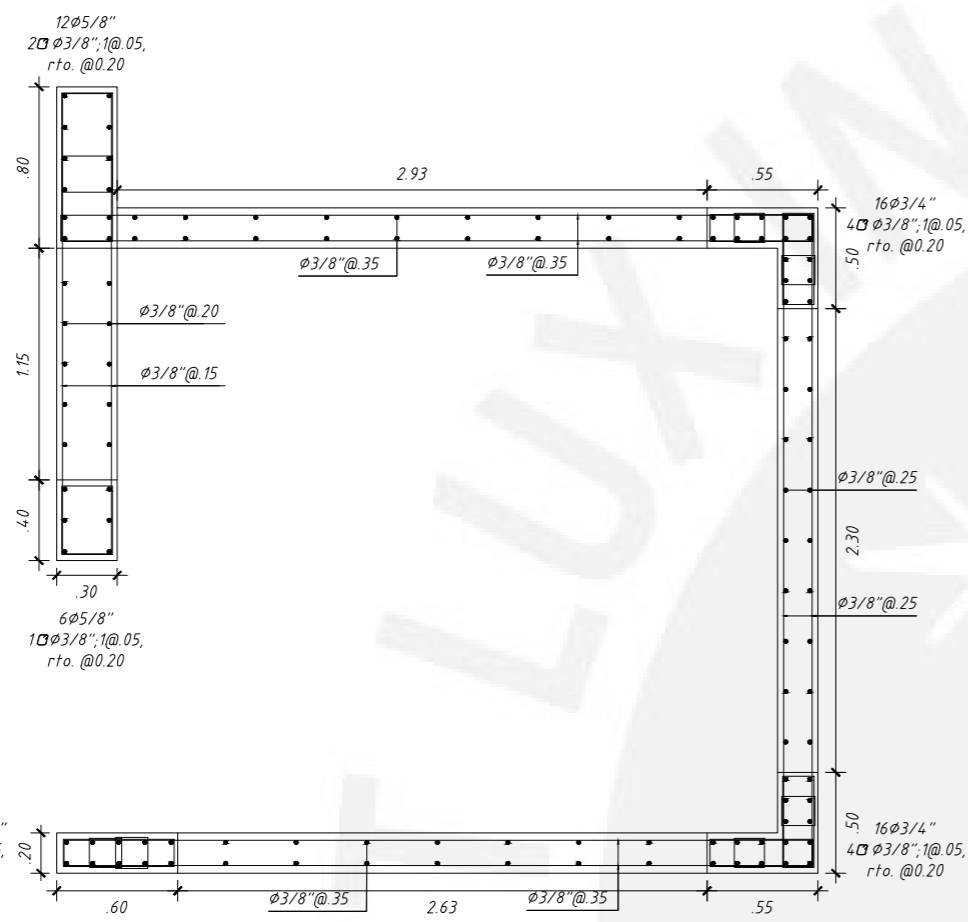
PLACA PL-01 (f'c=210kg/cm2)



PLACA PL-02 (f'c=210kg/cm2)



PLACA PL-03 (f'c=210kg/cm2)



PLACA PL-04-05 (f'c=210kg/cm2)



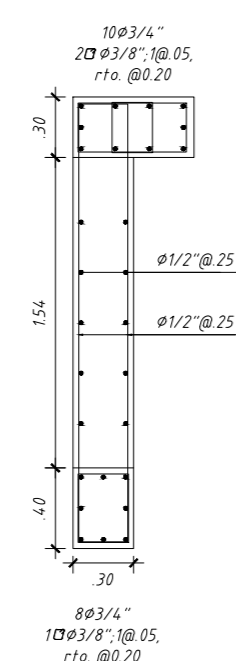
PLACA PL-06 (f'c=210kg/cm2)



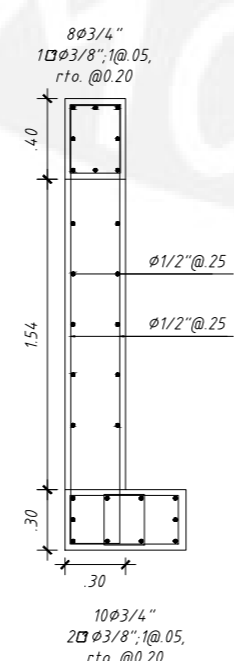
PLACA PL-07 (f'c=210kg/cm2)



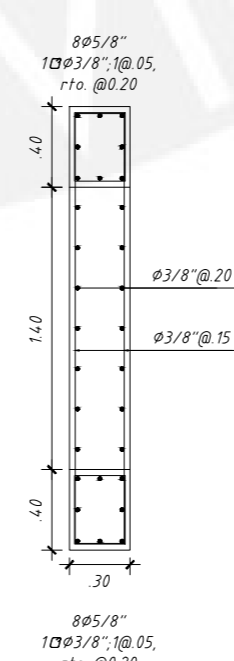
PLACA PL-08 (f'c=210kg/cm2)



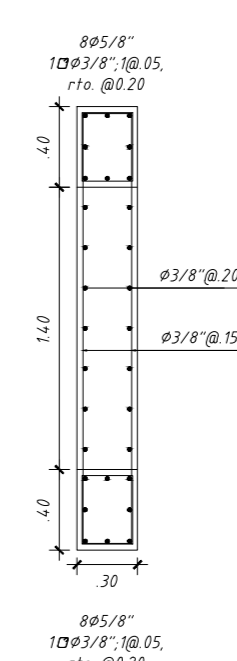
PLACA PL-09 (f'c=210kg/cm2)



PLACA PL-10 (f'c=210kg/cm2)

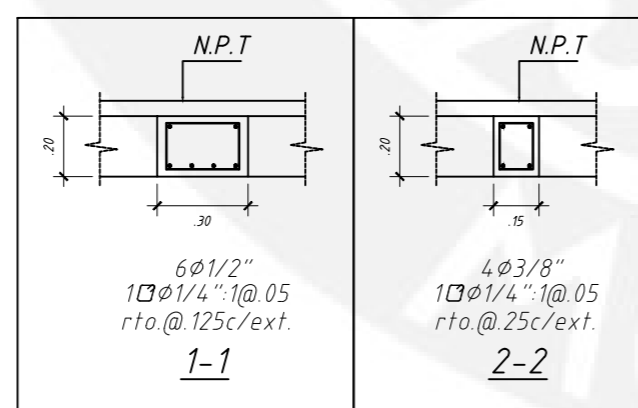
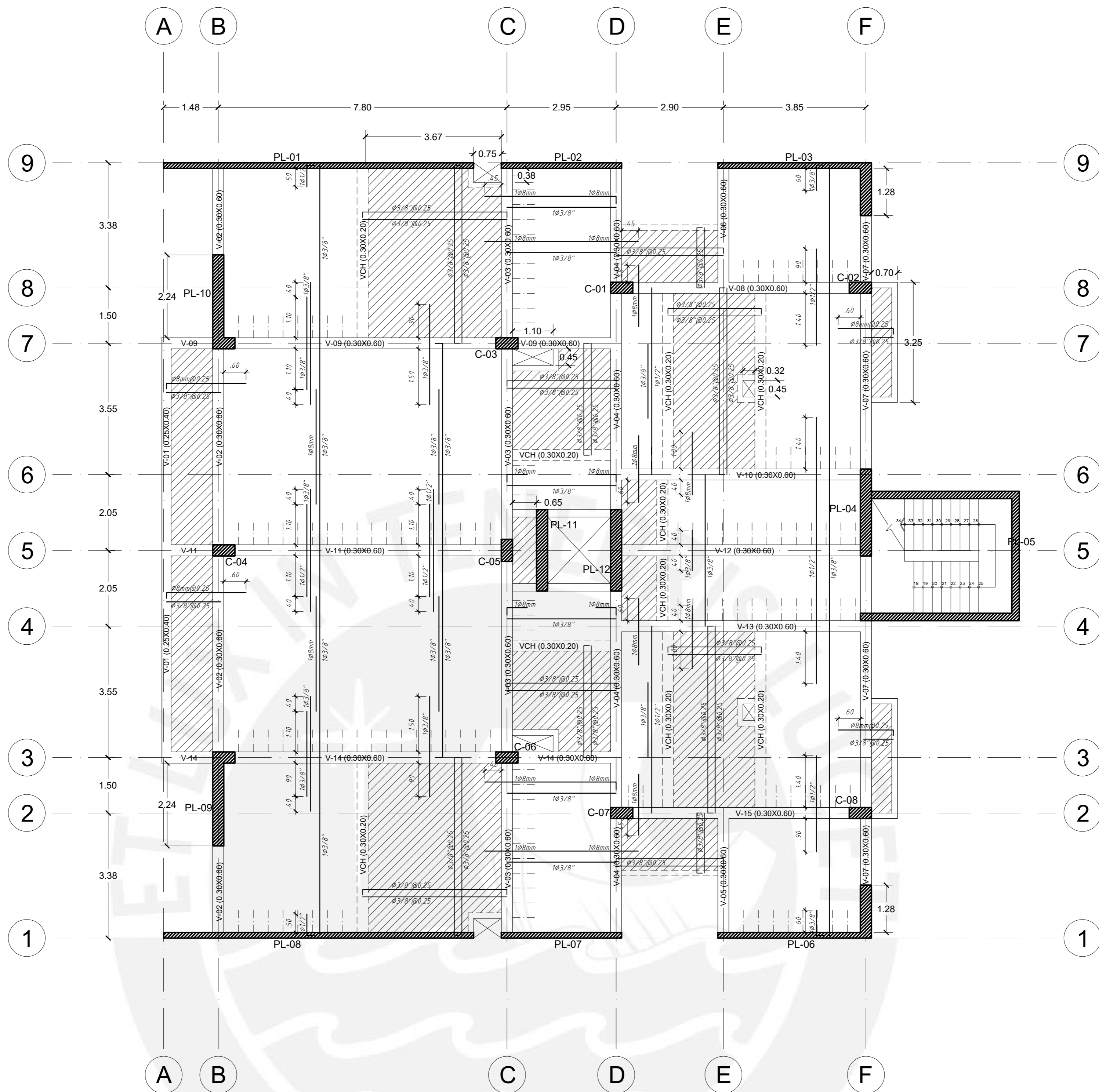


PLACA PL-11 (f'c=210kg/cm2)



PLACA PL-12 (f'c=210kg/cm2)

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	E-03
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO	
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN	ESCALA: 1:75
PLANO:	COLUMNAS Y PLACAS	FECHA: 14/12/20



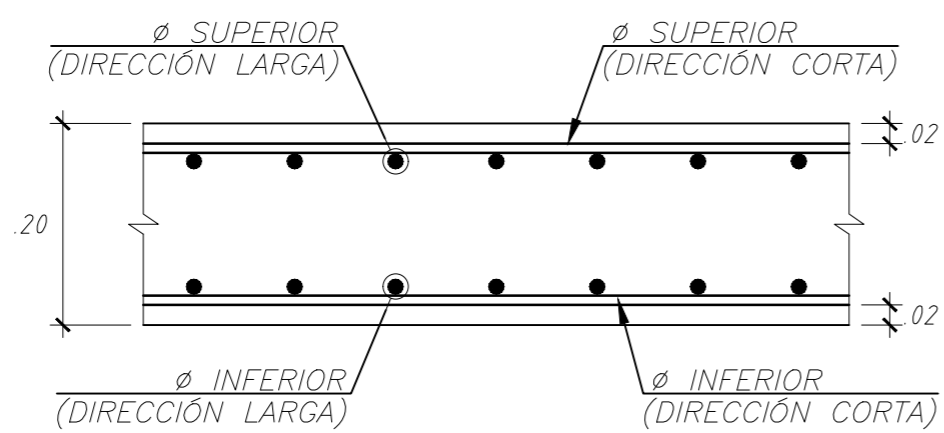
ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO (NIVELES +4.50, +7.50, +10.50 Y +14.50)

S/C=Vivienda - 200 kg/m²

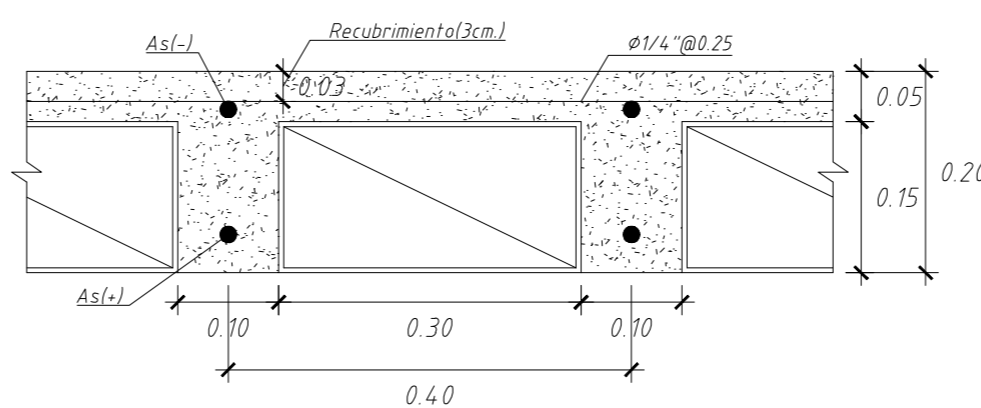
- Losa Maciza h=0.20m
- Losa Aligerada h=0.20m

Malla: Ø3/8" @ 0.25 (INFERIOR)
Ø3/8" @ 0.25 (SUPERIOR)

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

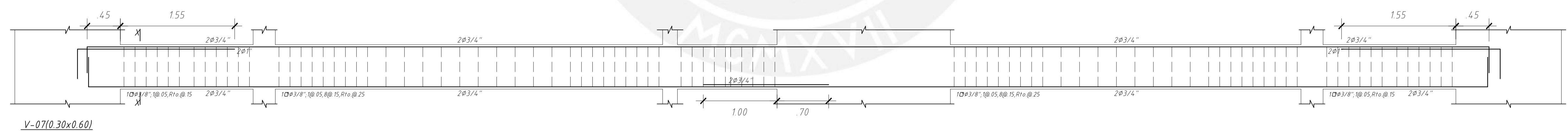
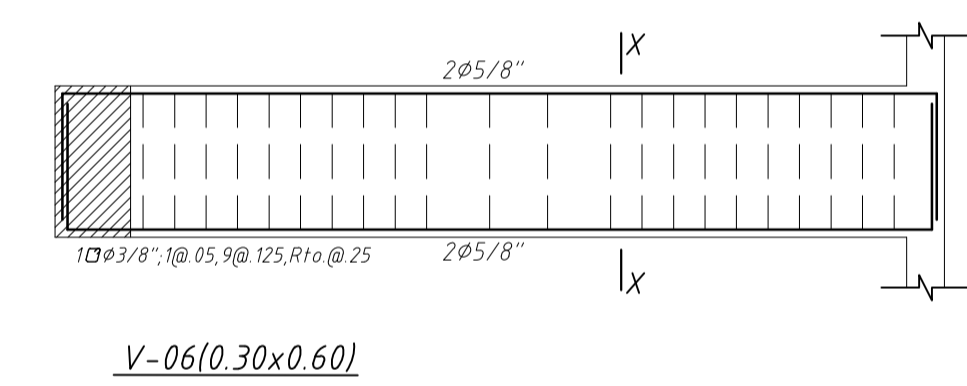
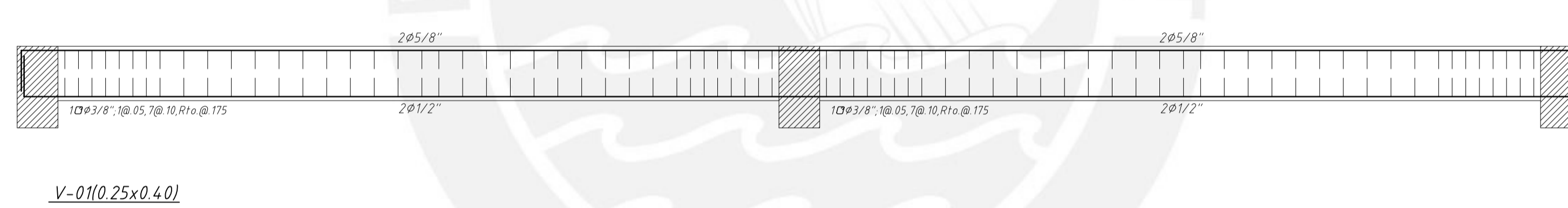
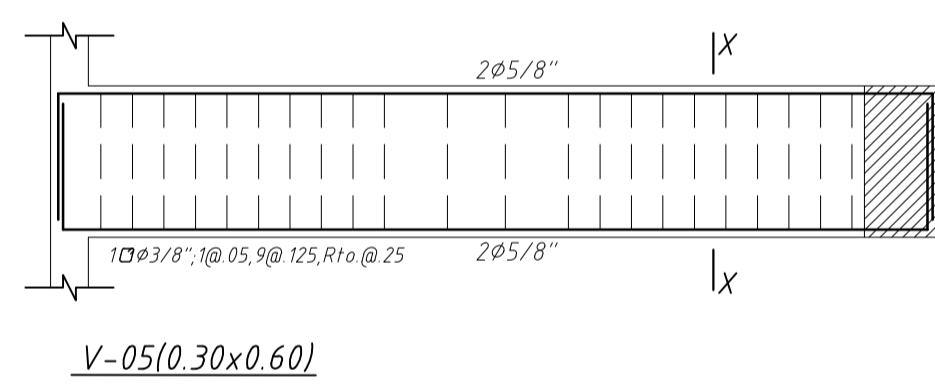
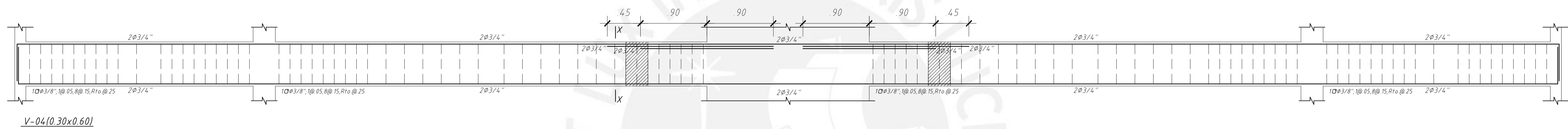
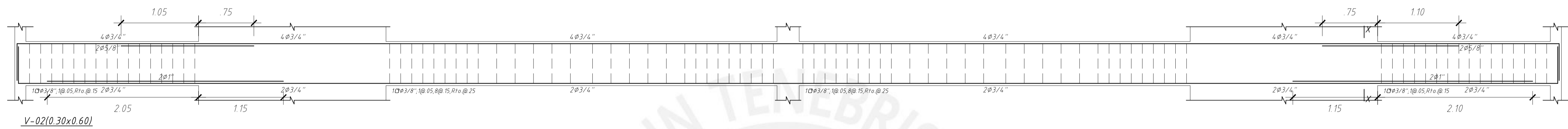
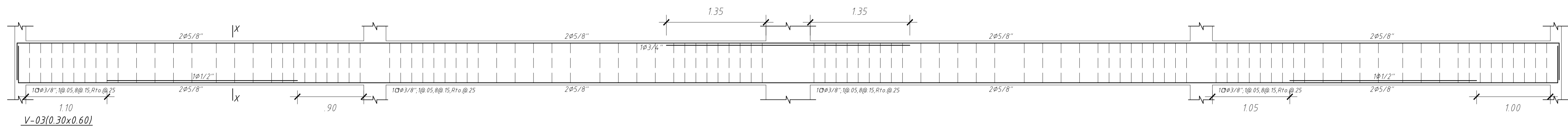


DETALLE LOSA MACISA h=0.20m

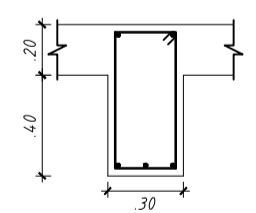


SECCIÓN TÍPICA DE ALIGERADO h=0.20m

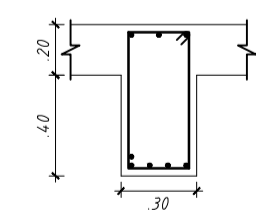
PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	E-05	
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO		
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN		
PLANO:	ENCOFRADO PISO TÍPICO		
ESCALA:	1:75	FECHA:	14/12/20



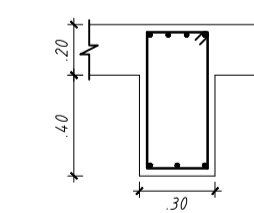
SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS



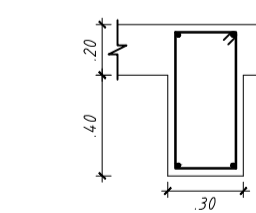
V-01(0.30x0.60)
Sup: 2Ø5/8"
Inf: 2Ø5/8"-1Ø3/8"



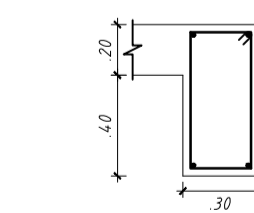
V-02(0.30x0.60)
Sup: 2Ø1"-1Ø1"
Inf: 2Ø3/4"-2Ø1"-1Ø3/8"



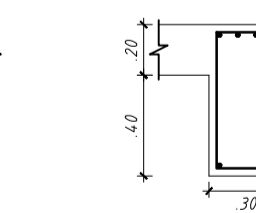
V-03(0.30x0.60)
Sup: 2Ø3/4"-2Ø1"
Inf: 2Ø3/4"-1Ø3/8"



V-04(0.30x0.60)
Sup: 2Ø5/8"
Inf: 2Ø5/8"

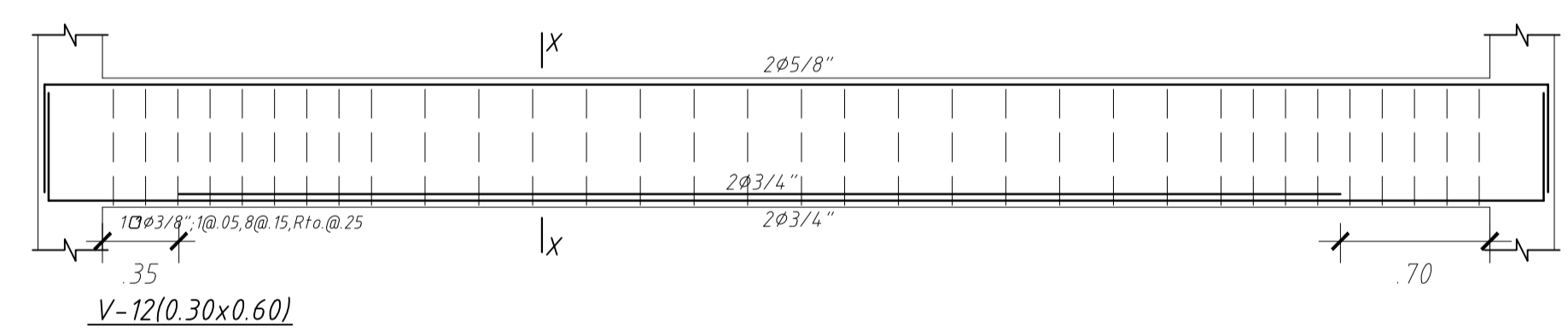
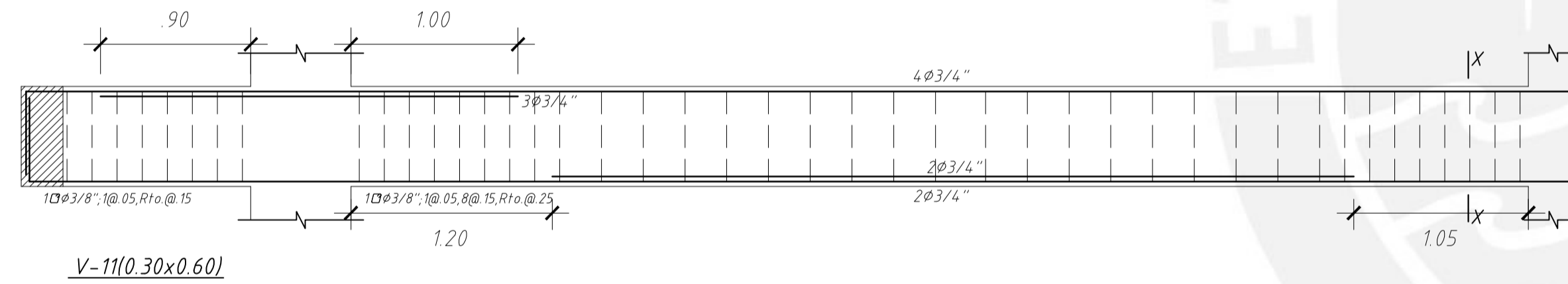
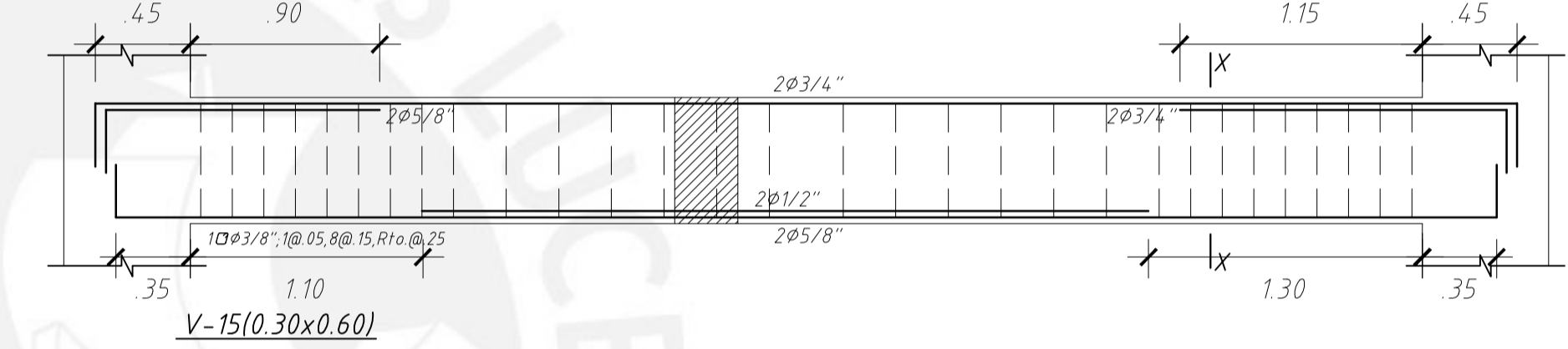
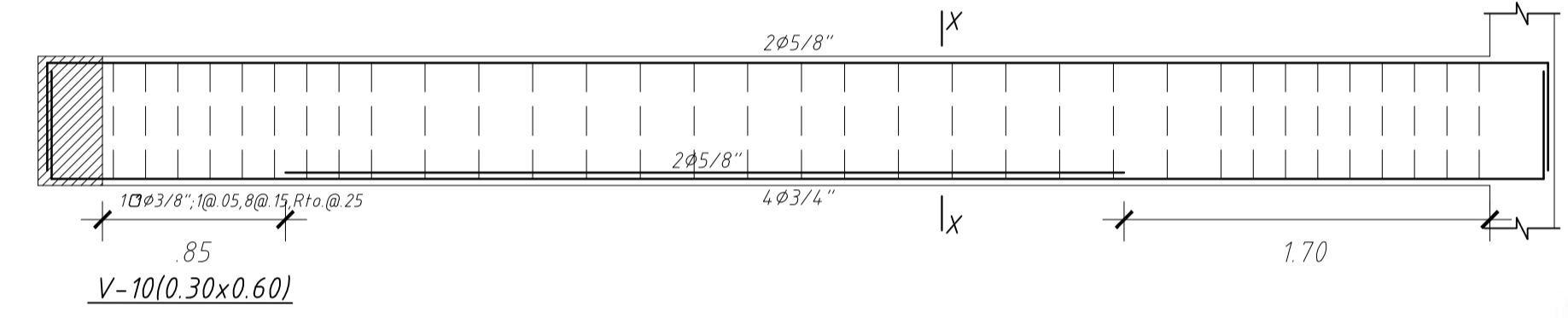
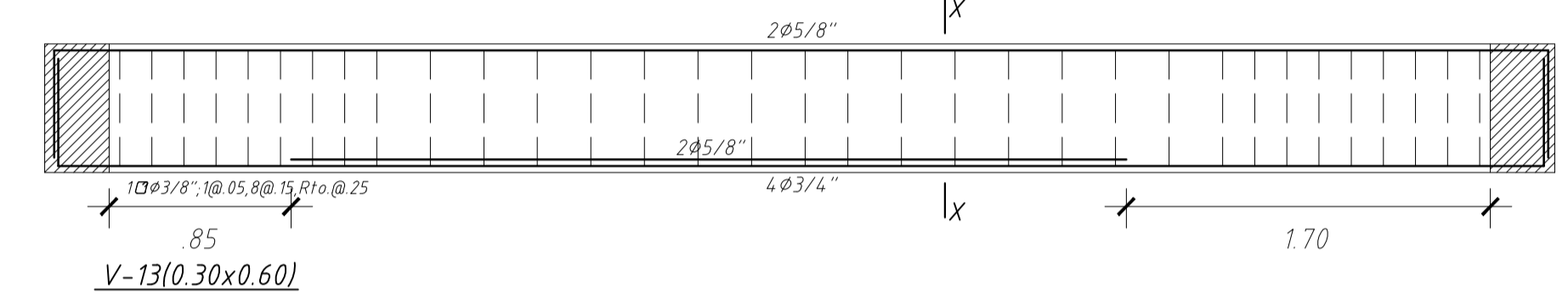
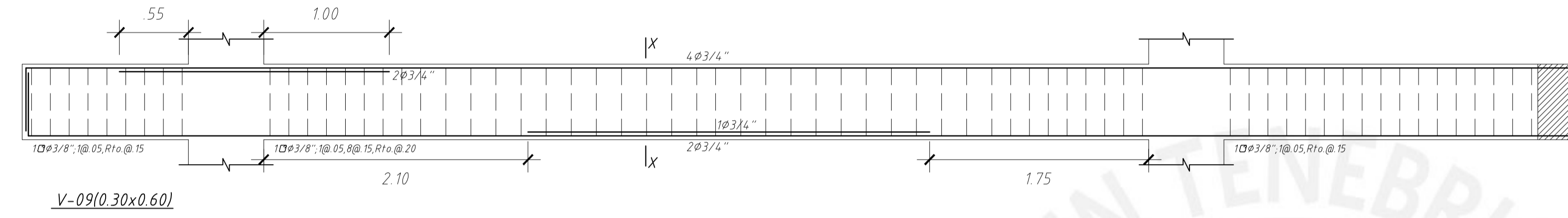
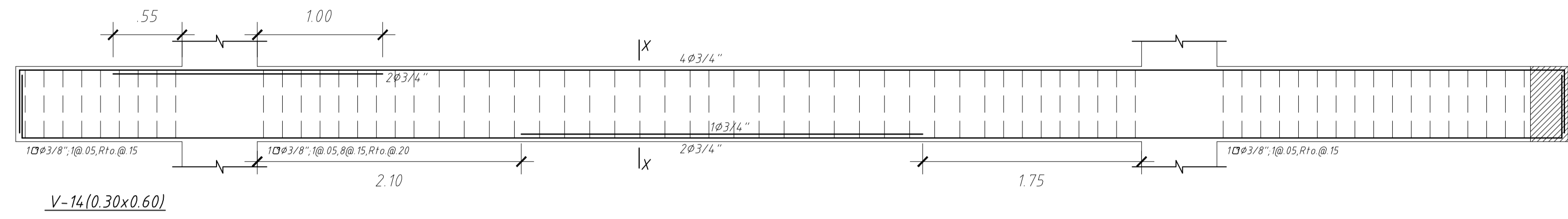
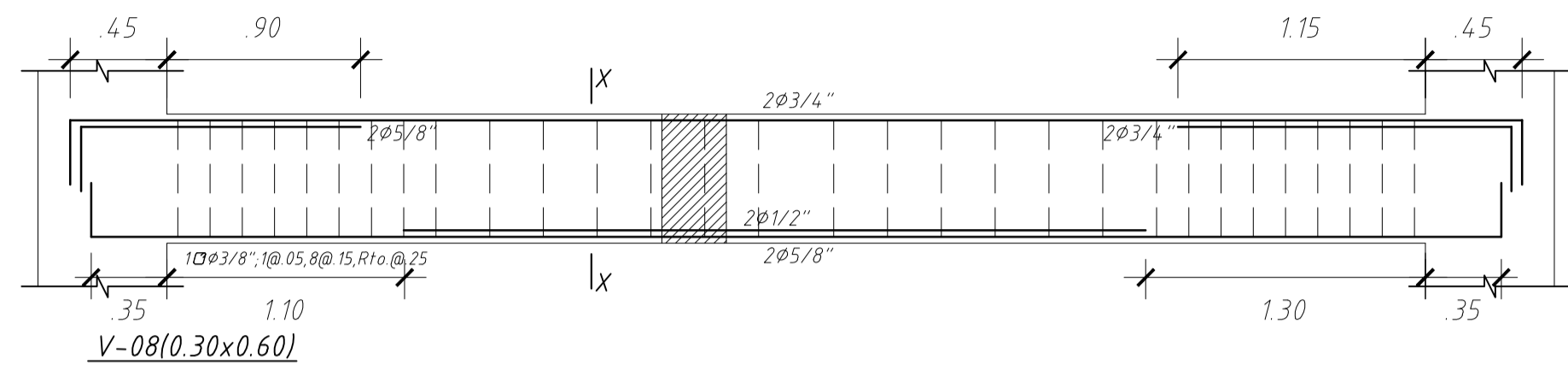


V-05(0.30x0.60)
Sup: 2Ø5/8"
Inf: 2Ø5/8"

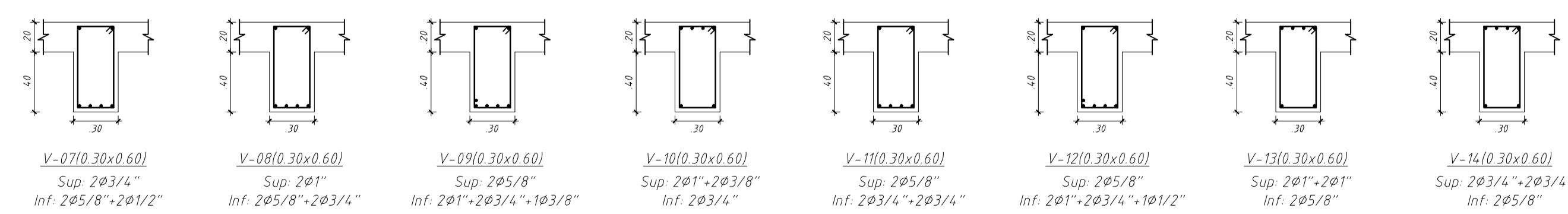


V-06(0.30x0.60)
Sup: 2Ø1"-2Ø3/4"
Inf: 2Ø1"

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	<h1>E-05</h1>
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO	
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN	
PLANO:	VIGAS PISO TÍPICO (I)	ESCALA: 1:30 FECHA: 14/12/20



SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS



PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SANTIAGO DE SURCO	<h1>E-06</h1>
ALUMNO:	MUÑOZ VARGAS, BRANDO ALONSO	
ASESOR:	SOTO OBLEA, JONATHAN	
PLANO:	VIGAS PISO TÍPICO (II)	ESCALA: 1:30 FECHA: 14/12/20