

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO

ARMADO DE 6 PISOS

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Kelssy Tatiana Cardenas Palomino

ASESOR:

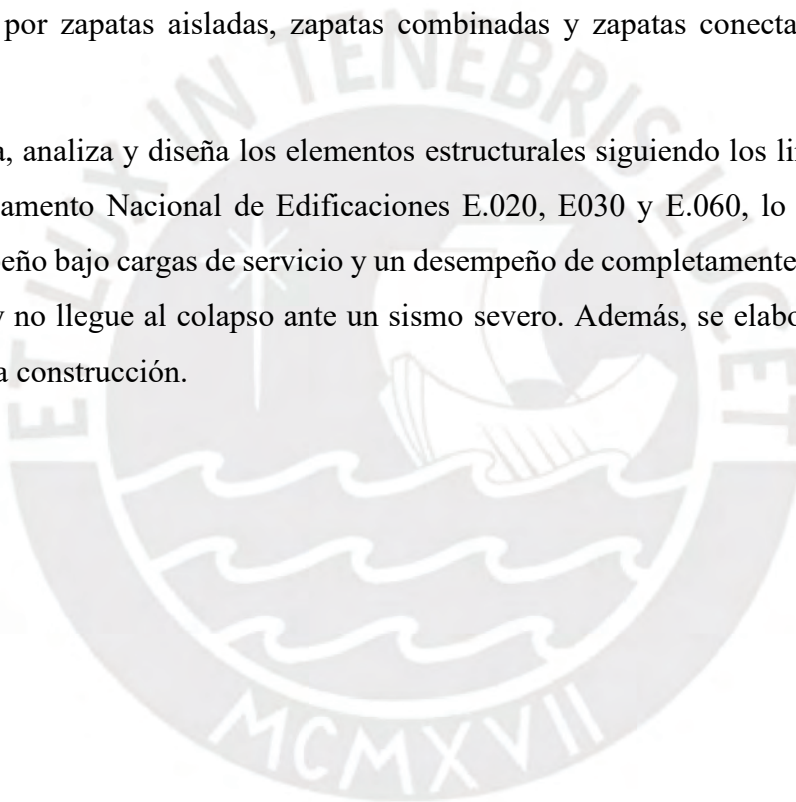
Diego Villagómez Molero

Lima, Enero, 2022

RESUMEN

Se desarrolla el diseño estructural de un edificio de 6 pisos sin sótanos de concreto armado. Este edificio se encuentra ubicado en el distrito de la Victoria, provincia y departamento de Lima. El terreno en el cual se ubica el edificio cuenta con una capacidad portante de 4.5kg/cm^2 . El sistema de techado es de losas aligeradas y losas macizas. El sistema estructural consiste en muros de corte, combinados con pórticos conformados por columnas y vigas de concreto armado. La cimentación está conformada por zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas con vigas de cimentación.

Se predimensiona, analiza y diseña los elementos estructurales siguiendo los lineamientos de las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones E.020, E030 y E.060, lo cual garantiza un adecuado desempeño bajo cargas de servicio y un desempeño de completamente operativo ante un sismo frecuente y no llegue al colapso ante un sismo severo. Además, se elaboran los planos de estructuras para la construcción.



ÍNDICE

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	OBJETIVO GENERAL	1
1.2	ASPECTOS GENERALES	1
CAPÍTULO 2	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	4
2.1	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	4
2.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS	4
2.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA MACIZA	5
2.4	PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS	5
2.5	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	7
CAPÍTULO 3	ANÁLISIS SÍSMICO	9
3.1	MODELAMIENTO	9
3.2	PARÁMETROS SÍSMICOS	10
3.3	ANÁLISIS MODAL	11
3.4	MASA SÍSMICA	12
3.5	ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES	14
3.6	ANÁLISIS DINÁMICO	14
3.7	ANÁLISIS ESTÁTICO	17
3.8	FACTOR DE ESCALA	18
3.9	JUNTA SÍSMICA	19
CAPÍTULO 4	MARCO TEÓRICO.....	20
4.1	FACTORES DE CARGA Y FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	20
4.2	SOLICITACIONES UTILIZADAS	20
4.3	DISEÑO POR FLEXIÓN	21
4.4	DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.....	25
4.5	REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO Y CONTROL DE DEFLEXIONES	29
4.6	DETALLES Y CORTES DEL REFUERZO	32
4.7	MUROS	34
4.8	ZAPATAS.....	35
4.9	DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO	37
CAPÍTULO 5	DISEÑO DE LOSAS	42
CAPÍTULO 6	DISEÑO DE VIGAS	54
CAPÍTULO 7	DISEÑO DE COLUMNAS	72
CAPÍTULO 8	DISEÑO DE PLACAS	78
CAPÍTULO 9	DISEÑO DE ESCALERAS.....	90

CAPÍTULO 10	DISEÑO DE TABIQUES	93
CAPÍTULO 11	DISEÑO DE CIMENTACIONES	97
CAPÍTULO 12	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	111
CAPÍTULO 13	BIBLIOGRAFÍA	113
CAPÍTULO 14	ANEXOS	114



CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar un edificio en concreto armado de 6 pisos sin sótanos, el cual cumple con los requerimientos de las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.2 ASPECTOS GENERALES

El edificio multifamiliar está ubicado en el distrito de La Victoria, en el departamento de Lima. El edificio tiene 6 pisos sin sótanos y colinda con otros edificios en dos de sus lados. En el primer piso están ubicados dos locales comerciales, además de la recepción, varias oficinas, un gimnasio y un espacio de recreación para niños. A partir del segundo piso se tienen plantas las cuales están conformadas por 6 departamentos por piso. El área del terreno es de 830.08 m^2 con un perímetro de 117.35 m y el área construida de 461.6 m^2 .

Se tiene una cisterna para el consumo de los habitantes, la cisterna está enterrada y el acceso a ella está por el estacionamiento del primer piso. El estudio de mecánica de suelos muestra que el edificio está apoyado en un suelo cuaternario con una resistencia de 4.5 kg/cm^2 ; las calicatas que se realizaron fueron de 3 metros en las cuales no se encontró el nivel freático ni la presencia de sales. El sistema de techado es de losas aligeradas prefabricadas pretensadas y losas macizas. El sistema estructural consiste en muros de corte, combinados con pórticos conformados por columnas y vigas de concreto armado. La cimentación está conformada por zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas con vigas de cimentación.

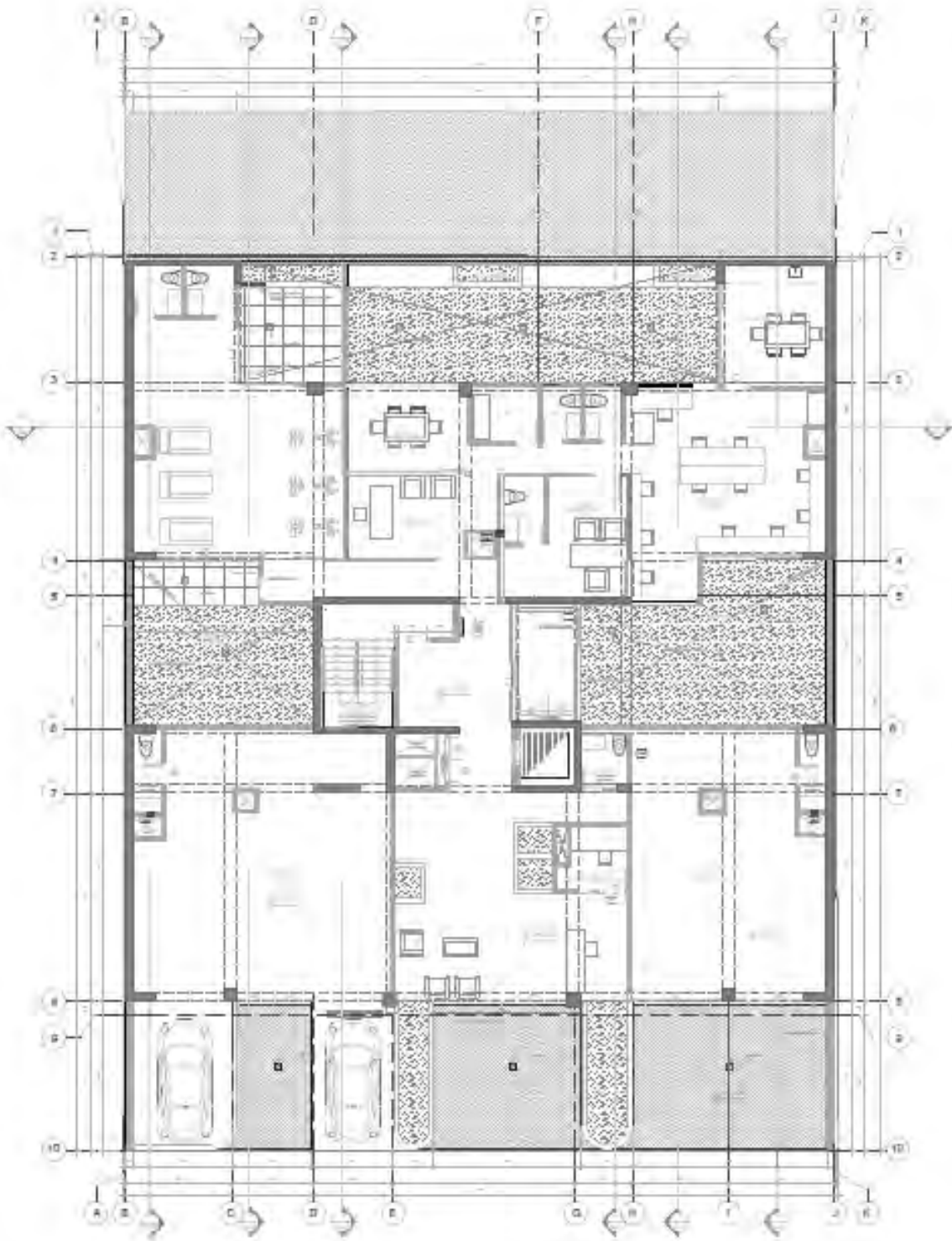


IMAGEN 1.1: PLANTA DEL PRIMER PISO

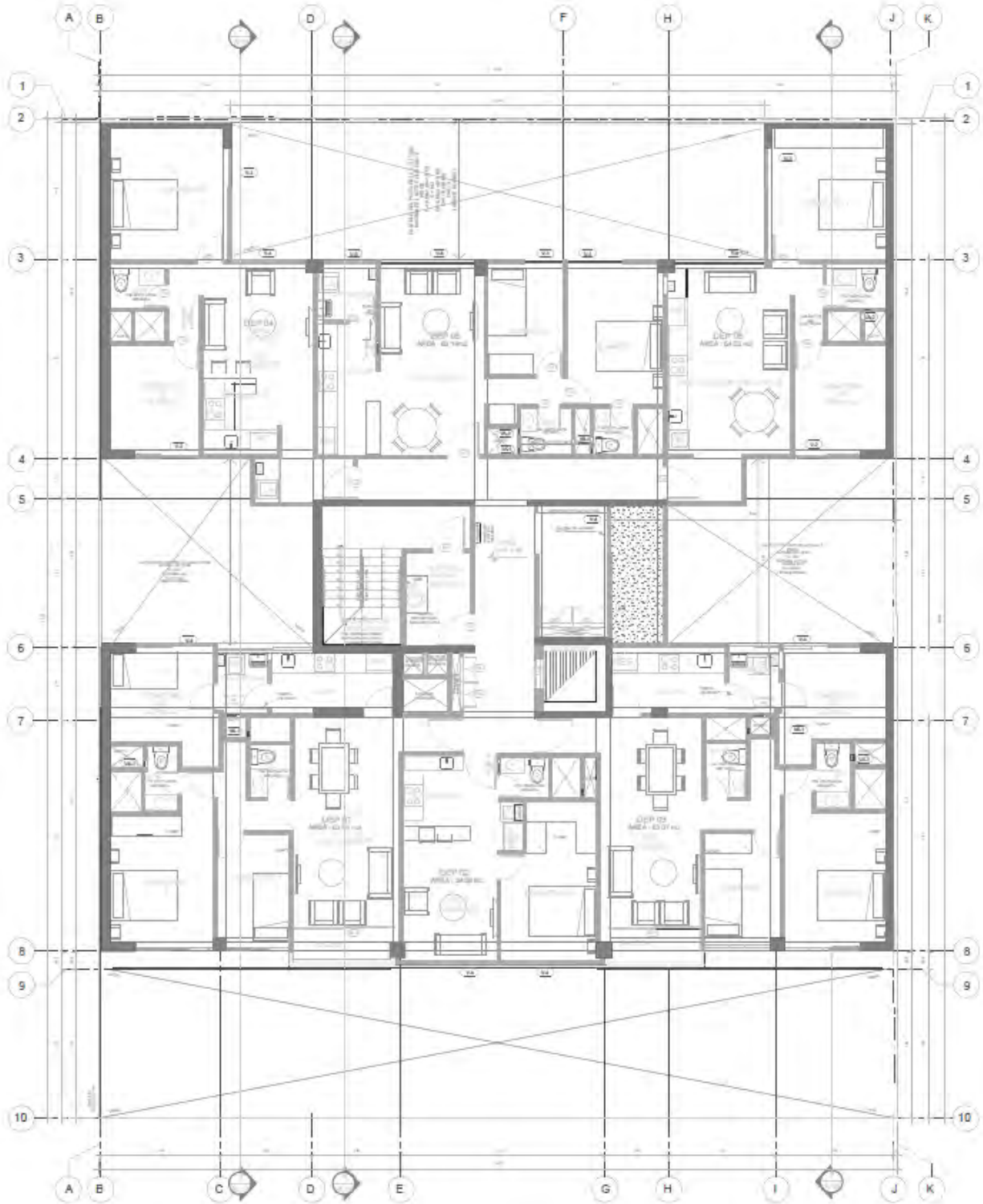


IMAGEN 1.2: PLANTA DEL PISO TÍPICO

CAPÍTULO 2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Según el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (Antonio Blanco Blasco,2011) el peralte se puede obtener mediante un décimo o un doceavo de la luz. Se mide la luz más crítica y se divide entre 12. El peralte mayor según lo dicho es lo siguiente:

$$l \text{ más desfavorable} = 6.75m \quad \text{peralte} = \frac{6.75}{12} = 0.56 \approx 0.6m$$

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

Según el manual de TECHOMAX, proveedor de viguetas aligeradas prefabricadas, el dimensionamiento, descrito en la Imagen 2.1, de las mismas para una sobrecarga no menor de 300 kilogramos sobre metro cuadrado es la siguiente:

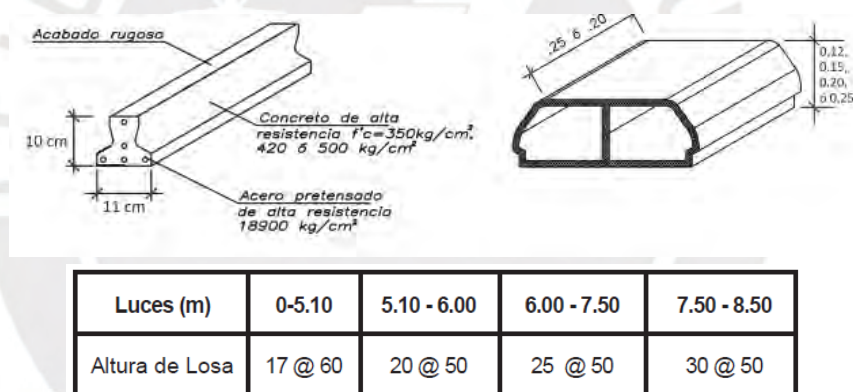


IMAGEN 2.1: ESPESORES DE LOSAS ALIGERADAS SEGÚN SU LUZ

Nota: Tomado de “Manual TECHOMAX,2005”

El sentido de las losas aligeradas es a lo largo de la menor luz; también, se tiene en cuenta la continuidad del elemento, lo cual genera el aumento de los momentos negativos y la disminución de los momentos positivos. Además, hay paños en los que se tiene losa aligerada y continuamente losa maciza; para estos paños se coloca en la unión de ambas losas dos varillas inferiores, los cuales son diseñados para tomar el momento positivo originado.

Finalmente, después de realizar las mediciones, la mayor luz es 5.81m por lo que el espesor predominante y escogido es de 20cm.

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA MACIZA

El predimensionamiento de la losa maciza depende de su longitud de paño, las cuales se pueden observar en la Tabla 2.1.

TABLA 2.1: PERALTES DE LOSAS MACIZAS SEGÚN SUS LUCES

ESPESOR	LUCES
h= 12 o 13 cm	lucos menores o iguales a 4 metros
h=15cm	lucos menores o iguales a 5.5 metros
h=20cm	lucos menores o iguales a 6.5 metros
h=25cm	lucos menores o iguales a 7.5 metros

Nota: Tomado de “Libro de Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, por Antonio Blanco Blasco, 1997.

La manera de cómo trabajen las losas macizas depende de las condiciones de apoyo en su contorno; es decir, si la losa tiene sus 4 bordes apoyados esta trabaja en dos direcciones; sin embargo, si hay dos bordes apoyados en una dirección esta trabaja en esa dirección.

Para los baños se consideran losas macizas para evitar un mal comportamiento de la losa. Además, se considera losa maciza en las escaleras y en los pasadizos colindantes a los ascensores. Finalmente, la altura a considerar es de 20cm.

2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Para edificios de pocos pisos, el Ing. Antonio Blanco Blasco recomienda un espesor de 15cm; sin embargo, para edificios de más altura él ingeniero recomienda un espesor de 20,25 o 30 cm a medida que se aumente el número de pisos. Para este edificio de 6 pisos (considerado de pocos pisos) algunas placas son consideradas con espesor de 15cm y otras de 25cm, 20cm y 30cm, estas últimas debido para que algunas vigas puedan tener su longitud de desarrollo. Para poder estimar si el área de placas es la idónea, se halla la cortante basal estática la cual debe ser menor o igual a la resistencia debida al concreto de las placas.

Se necesita la siguiente ecuación para hallar la cortante basal estática y sus parámetros representados en la Tabla 2.2.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \dots \dots \text{ecuación 2.4.1}$$

Para poder hallar el peso muerto se toma el valor de 1tn/m^2 ya que es un predimensionamiento. Para el peso vivo se toma el valor de 0.2tn/m^2 y para el peso vivo de la azotea el valor de 0.1tn/m^2 . Con todos los valores establecidos se obtiene un peso de 3226tn .

TABLA 2.2: PARÁMETROS PARA CALCULAR LA CORTANTE BASAL.

$h_n(\text{m})$	16.75	I_a	1	Z	0.45
Ct	60	I_p	0.9	U	1
T(s)	0.28	R_0	6	C	2.5
		R	5.4	S	1
				R	5.4

Luego, aplicando la ecuación 2.4.1, se tiene una cortante basal de 672.10tn y como se tiene un sistema estructural de muros, las placas toman como mínimo el 80% de la cortante basal.

La cortante que toman es de 537.7tn para cada eje, la cual es tomada por el concreto y acero, con ello se verifica si la longitud de placas es la idónea. Para este análisis se asume que la cuantía mínima horizontal es de 0.0025.

Resistencia ala cortante proporcionada por el concreto:

$$\phi V_c = A_c w \times (0.53 \times \sqrt{f'c}) \times 0.85 \dots \dots \dots \text{ecuación 2.4.2}$$

Resistencia ala cortante proporcionada por el acero:

$$\phi V_s = A_c w \times \rho h \times f_y \times 0.85 \dots \dots \dots \text{ecuación 2.4.3}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \dots \dots \dots \text{ecuación 2.4.4}$$

Teniendo en cuenta solo el aporte del concreto (ecuación 2.4.2) se tiene un área de corte requerida igual a 82364cm^2 . Si se tiene en cuenta el aporte del acero y el concreto (ecuación 2.4.4) se tiene un área de corte requerida igual a 34780cm^2 . Tomando el valor promedio, el cual resulta 58580cm^2 , se obtiene lo descrito por la Tabla 2.3.

TABLA 2.3: ÁREA TRANSVERSAL TOTAL DE LAS PLACAS PARA CADA DIRECCIÓN

PLACA	VX		ÁREA (cm^2)	VY		ÁREA (cm^2)
	LARGO (cm)	ESPESOR (cm)		LARGO (cm)	ESPESOR (cm)	
PL-02	365x2x0.8	15	10950	75x2 x0.8	25	3750
PL-03	485x 2x0.8	20	19400	(460+215) x0.8	25 y 30	17950
PL-04	420 x0.8	20	8400	-----	----	0
PL-05	230 x2x0.8	20	9200	240x0.8	15	3600
PL-06	150 x0.8	30	4500	-----	----	0
PL-07	(200+200) x0.8	30 y 25	11000	1850 x0.8	25	46250

PL-01	2010x0.8	25	50250	200x0.8	25	5000
SUMA			113700			76550

Como se puede observar en la Tabla 2.3, las áreas transversales son mayores al mínimo que se necesita para que las placas se lleven el 80% de la cortante basal. Cabe añadir, que la estimación de las longitudes de placas no es precisa, por lo que recién se puede confirmar si estas son las adecuadas cuando se realice el análisis sísmico.

2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas están sometidas a cargas axiales y momentos flectores. A medida que se haga el análisis, se podrá saber cuál de las dos gobierna, pero como el sistema estructural del edificio es de muros, los momentos en las columnas producidos por el sismo son mínimos a comparación de las cargas axiales y los momentos debidos a las cargas de gravedad.

Para las edificaciones que tienen muros de corte en ambas direcciones; las columnas se pueden dimensionar con un área igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 \times f'c} \dots \dots \dots \text{ecuación 2.5.1}$$

Para las columnas con menos carga axial como las exteriores o esquineras, que en algunos casos tienen momentos importantes a comparación de las columnas interiores, el dimensionamiento se puede hacer con un área igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 \times f'c} \dots \dots \dots \text{ecuación 2.5.2}$$

Para este edificio se toma en cuenta ambas fórmulas. La obtención de las cargas de servicio se realiza de manera manual, por lo que se obtienen los siguientes resultados descritos en la Tabla 2.4.

TABLA 2.4:METRADO PARA LAS COLUMNAS DEL PRIMER PISO.

	PESO (tn)							CM (tn)	CV (tn)	CM+CV (tn)
	VIGA	PISO TERMINADO	LOSA	PISO TERMINADO	VIGA CHATA	TABIQUE	COLUMNA			
C-01	3.13	0.26	6.21	1.97	0	6.08	1.27	88.4	22.56	110.96
C-02	2.47	0.21	5.43	1.72	0	4.81	1.02	93.93	21.23	115.16
C-03	2.40	0.20	5.06	1.61	0.44	6.21	0.95	96.18	20.73	116.91
C-04	2.05	0.17	4.32	1.37	0.06	6.41	1.02	92.36	17.07	109.43
C-05	2.65	0.22	6.49	1.96	0	4.21	1.14	87.06	23.92	110.98

Con la Tabla 2.4 y las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2 se puede obtener las áreas mínimas de las columnas, descritas en la Tabla 2.5.

TABLA 2.5: VALOR DE LAS ÁREAS SEGÚN LA ARQUITECTURA Y LAS ECUACIONES 2.5.1 Y 2.5.2.

	ÁREA MÍNIMA (cm ²)	ÁREA FINAL (cm ²)
C-01	1509.67	2000
C-02	1566.8	1800
C-03	1237.14	1500
C-04	1488.86	1600
C-05	1509.93	2025

A continuación, se muestra el predimensionamiento final de los elementos estructurales (Imagen 2.2)

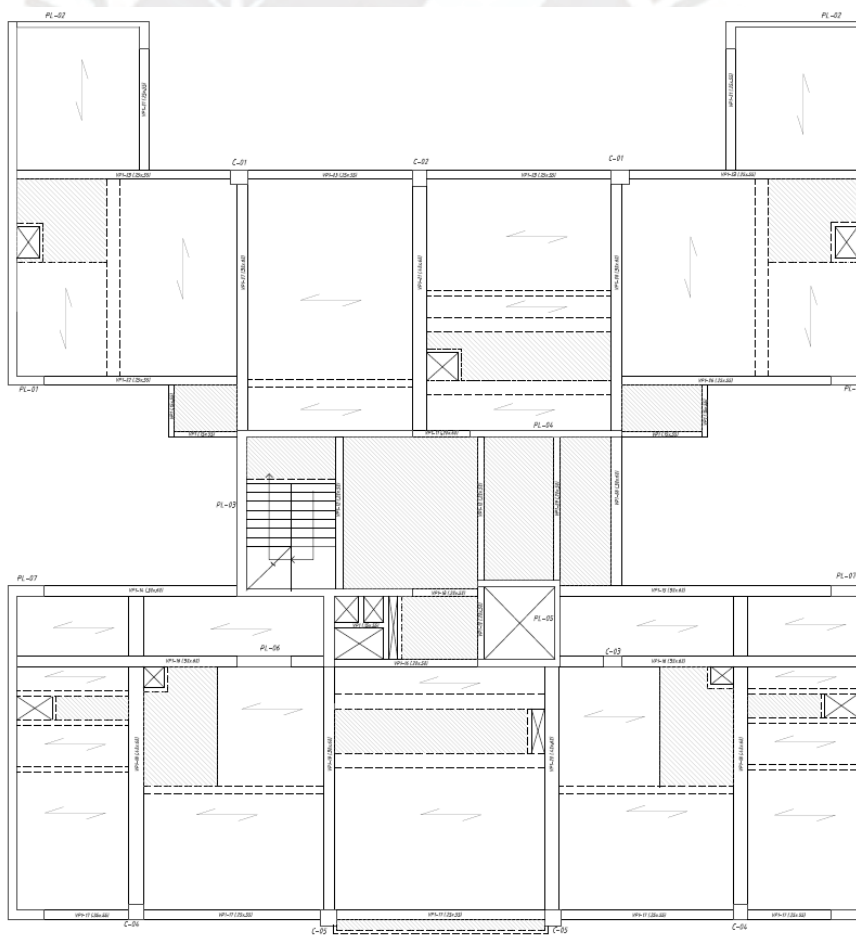


IMAGEN 2.2: PREDIMENSIONAMIENTO FINAL DE LA ESTRUCTURA.

CAPÍTULO 3 ANÁLISIS SÍSMICO

Debido a que el Perú se ubica en una zona altamente sísmica, es vital considerar las solicitaciones sísmicas en el proceso del análisis y diseño estructural.

Las ocurrencias de los sismos han demostrado que las estructuras regulares y simétricas se comportan mejor que una estructura irregular o con discontinuidades marcadas. Por ello, sería ideal que las estructuras sean regulares; sin embargo, ello es complicado debido a las condiciones arquitectónicas. Cuando se tienen sistemas estructurales no regulares se tendrá que castigar a la estructura haciéndola más rígida.

Unos de los objetivos de realizar el análisis sísmico es verificar el predimensionamiento a través del límite para la distorsión de entrepiso, además de los límites de las irregularidades; también, se podrá saber cuáles son los principales modos de vibración, con lo que se podría predecir algunas irregularidades que pueda tener la estructura. Finalmente, luego de realizar el análisis sísmico ya se tendrán las solicitaciones de la estructura para el diseño.

3.1 MODELAMIENTO

Para desarrollar el análisis sísmico se usó el programa computacional ETABS 2016 (Imagen 3.1). Las vigas y columnas son consideradas elementos FRAME, en cambio, las placas son elementos WALL, adicionalmente, las losas macizas y aligeradas serán consideradas como MEMBRANE.

Como ya se indicó, las placas son elementos WALL, que para este modelamiento se utilizaron como SHELL THIN, debido al poco espesor que posee. Los apoyos de las columnas y placas se consideraron en su base como empotradas ya que el acero de la columna o placa que llega a la zapata es considerable, además de que las dimensiones de la zapata son suficientes para que no se genere rotación del elemento vertical. A las vigas que según la arquitectura no podían tener su longitud de desarrollo y por ende no podían tomar momentos, se les colocó sus rótulas (Releases) para así considerarlo como simplemente apoyado. Además, a las vigas se le despreció la resistencia a la torsión y para las vigas de longitud corta que según la arquitectura podían tener su longitud de desarrollo, se tuvo que realizar el diseño por capacidad, para saber si su sección podía soportar las solicitaciones debido al sismo. A las que no cumplieron se le colocaron sus Releases.

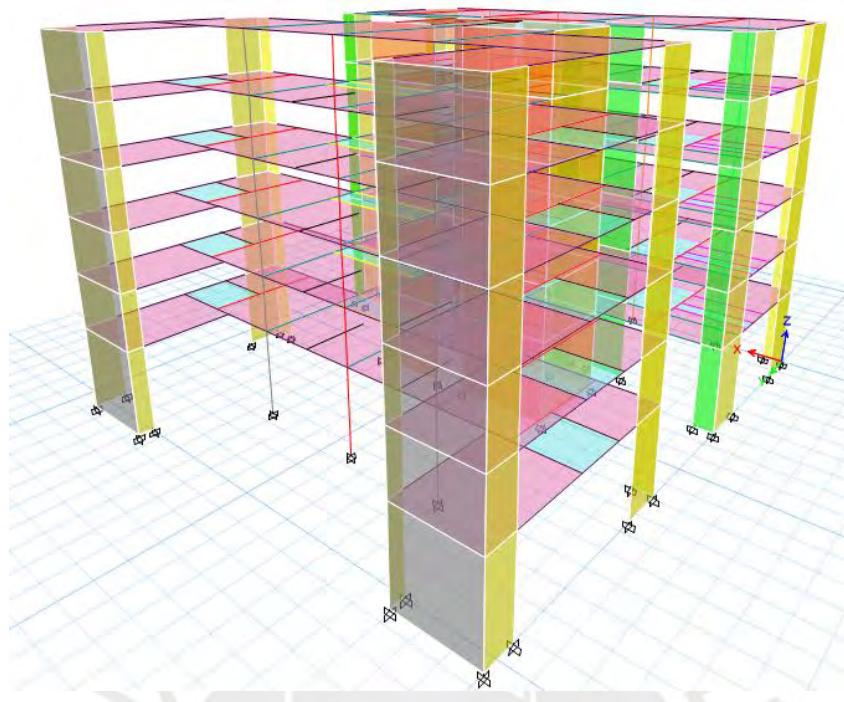


IMAGEN 3.1:MODELAMIENTO DEL EDIFICIO.

3.2 PARÁMETROS SÍSMICOS

ZONIFICACIÓN

Como el edificio se ubica en el distrito de La Victoria en el departamento de Lima; se tiene un factor de zona de 0.45g.

USO

El edificio es utilizado como vivienda; por ello, se tiene un factor de uso de 1.

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

Este valor depende del periodo que tenga la estructura. Para el análisis estático se tiene un factor para cada análisis (X e Y), este valor se obtiene con el periodo fundamental; y para el análisis dinámico, se tiene varios factores ya que el análisis dinámico se realiza teniendo en cuenta todos los periodos de vibración.

FACTOR DE SUELO

Este factor depende de la zona en que se ubique la edificación y el tipo de suelo que se tenga. Como el edificio es Z4 y el perfil es Tipo 1, se tiene un factor de amplificación del suelo igual a 1.

FACTOR DE REDUCCIÓN BÁSICO

Este factor depende del sistema estructural que posea la edificación, así como se puede observar en la Tabla 3.1. En el edificio analizado se tiene muros de corte en ambas direcciones y más del 80% de la cortante es absorbida por las placas, por lo que el sistema estructural es de muros estructurales con una Coeficiente Básico de Reducción (R_o) igual a 6.

TABLA 3.1: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN

Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Nota: Tomado de “Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030”,2019

Con el Coeficiente Básico de Reducción (R_o) se puede hallar el Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R), el cual es el R_o multiplicado por los Factores de Irregularidad en Planta (I_p) y en Altura (I_a). ($R=R_o*I_p*I_a$).

3.3 ANÁLISIS MODAL

El análisis modal se realizó con el objetivo de conocer los periodos, las masas participativas y la deformación para cada modo; adicionalmente se realizó para obtener el periodo fundamental para cada dirección del sismo (para el análisis estático). Como el edificio consta de 6 pisos y tiene 3 grados de libertad por piso, se tiene en total 18 modos de vibración. Los modos de vibración son los mostrados en la Tabla 3.2.

TABLA 3.2: VALOR DE LOS PERIODOS Y MASAS PARTICIPATIVAS

MODO	PERIODO (s)	UX	UY
1	0.446	0.7366	0.0002
2	0.185	0.0001	0.6016
3	0.154	0.0002	0.1682
4	0.095	0.1957	0.0002
5	0.047	2.48E-05	0.1552
6	0.042	0.0391	0.0066
7	0.039	0.0075	0.0304

8	0.026	0.0136	0.0002
9	0.024	0.0005	0.0236
10	0.02	0.0005	0.0048
11	0.019	0.0045	7.44E-06
12	0.016	0.0001	0.0058
13	0.015	0.0012	7.25E-06
14	0.014	0.0001	0.001
15	0.013	3.19E-05	0.0015
16	0.012	8.92E-06	0.0004
17	0.011	4.32E-05	0.0002
18	0.009	1.11E-05	0.0001

Como se puede observar en la Tabla 3.2, para el Modo 1 se tiene una masa participativa mayor en X, lo cual es congruente ya que ese eje es el menos rígido, por lo que se espera que la estructura tienda a moverse más en esa dirección. Si se observa la masa participativa en Y para el mismo modo, es casi nulo, lo cual quiere decir que el movimiento es casi traslacional. Se puede apreciar que el periodo para el Modo 2 es mucho más bajo que el periodo del primer modo, ello es cierto ya que en esa dirección se tiene una cantidad considerable de placas.

3.4 MASA SÍSMICA

El cálculo se realiza de manera manual, para ello se metra y poder hallar la carga muerta y viva. La Norma E.030 menciona que el peso debido a la carga viva para edificios tipo C está presente al 25% al ocurrir el sismo. A continuación, se presenta el metrado (Tabla 3.3), así como el valor del peso sísmico.

TABLA 3.3:METRADO DE CARGAS.

	MUERTA (tn)	VIVA (tn)	25% VIVA (tn)	TOTAL (tn)
AZOTEA	230.50	40.57	10.14	240.64
PISO 6	478.29	84.93	21.23	499.52
PISO 5	478.29	84.93	21.23	499.52
PISO 4	478.29	84.93	21.23	499.52
PISO 3	478.29	84.93	21.23	499.52
PISO 2	478.29	84.93	21.23	499.52
BASE	194.60	-----	-----	194.60
TOTAL	2816.55	465.22	116.31	2932.86

Según el programa ETABS, se obtienen los pesos por m² mostrados en la Tabla 3.4:

TABLA 3.4: PESO POR METRO CUADRADO SEGÚN EL PROGRAMA.

PISO	MASA X	MASA Y	PESO	ÁREA	PESO POR METRO CUADRADO
	tn-s ² /m	tn-s ² /m	ton	m ²	tn/m ²
PISO 1	53.94	53.94	529.13	461.6	1.15
PISO 2	50.59	50.59	496.33	461.6	1.08
PISO 3	50.59	50.59	496.33	461.6	1.08
PISO 4	50.59	50.59	496.33	461.6	1.08
PISO 5	50.59	50.59	496.33	461.6	1.08
PISO 6	33.66	33.66	330.16	461.6	0.72

Como se puede observar, casi todos los pesos por metro cuadrado están dentro del rango 0.9 y 1.2 tn/m², lo cual da un buen indicio que se está teniendo resultados coherentes.

CRITERIOS DE COMBINACIÓN ESPECTRAL

Existen diferentes criterios de combinaciones espectrales tales como la combinación absoluta (la cual es la suma de los valores absolutos) media cuadrada (SRSS, usada cuando se tienen periodos bien espaciados) y combinación cuadrática completa (CQC, usada mayormente). A continuación, se explicará por qué la combinación absoluta es la menos idónea.

Una estructura puede tener diferentes modos de vibración las cuales se forman cuando esta tiene una vibración libre. La cantidad de modos depende de los grados de libertad y de la cantidad de pisos; un modo es la forma de cómo se puede mover la estructura y tiene asociado un periodo de vibración. En el espectro de aceleraciones en el eje de la abscisa se tiene el periodo y en la ordenada la aceleración. En el eje de la abscisa se pueden ubicar cada periodo asociado a cada modo de vibración; a cada modo de vibración se le relaciona con la máxima respuesta de su gráfica tiempo-historia, la cual ocurrirá en un tiempo “x(s)”; entonces, si se necesita alguna información sobre la estructura, ya sea las fuerzas de entre piso, desplazamientos, etc , resultaría muy conservador sumar las respuestas asociadas a cada modo, debido a que la probabilidad que las respuestas asociadas a cada modo ocurran en un mismo instante de tiempo y dirección es casi nula. Por lo que la combinación absoluta es la menos idónea.

El criterio de combinación CQC es el más idóneo para poder determinar alguna respuesta en la estructura, debido a que este se puede usar para periodos bien espaciados o periodos cercanos y el

criterio SRSS solo funciona para periodos bien separados. Para esta tesis se usó el criterio de combinación CQC.

3.5 ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES

Este análisis es importante ya que según las irregularidades que se tenga, se le castiga a la estructura, con ciertos factores que ocasionarán un incremento en las sollicitaciones externas, por lo que se tiene que usar una mayor cantidad de acero o quizá sea necesario cambiar las secciones, lo cual en resumen es un aumento de la rigidez.

Como los pisos son típicos no se tiene Irregularidades en altura de Masa o Peso, Irregularidad Geométrica Vertical, Discontinuidad en los Sistemas Resistentes y Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes. No se tendrá Piso Blando ya que la rigidez lateral disminuye con la altura (se detallará líneas abajo).

Para las irregularidades en planta solo se tiene Irregularidad de Esquinas Entrantes. Para esta irregularidad el porcentaje de abertura para X e Y son 67.23% y 22.33%, los cuales son mayores a lo indicado en la norma (20%); por lo tanto, se tiene esa irregularidad. Además, no hay irregularidad torsional y este se verifica más adelante.

3.6 ANÁLISIS DINÁMICO

Se realiza el análisis por combinación espectral; para ello, es necesario hallar el espectro de aceleraciones, la cual depende de los factores de zonificación(Z), uso(U), suelo(S), amplificación dinámica(C) y factor de reducción(R); cabe añadir que “para este análisis no se considera un valor mínimo de C/R, lo cual ocasiona que este factor disminuya para periodos largos, factor principal para que la cortante basal dinámica sea menor que la cortante basal estática” (Alejandro Muñoz,2017).

El espectro de aceleraciones tanto para el eje X como el Y es el siguiente:

Z	0.45
U	1
S	1
R	5.4

I_a	1
I_p	0.9
R₀	6
R	5.4

Como se puede observar en la tabla ya se está considerando la irregularidad de esquinas entrantes, más adelante se verificará que no se tiene irregularidad torsional ni piso blando.

Para poder saber si la edificación sufre de irregularidad en altura, la Norma establece unos límites entre la relación de Rigideces Laterales de un entrepiso, con el superior. En la Tabla 3.5 y Tabla 3.6 se podrá apreciar las Rigideces Laterales de cada piso para cada dirección de análisis.

TABLA 3.5: RIGIDECES LATERALES PARA EL SISMO EN X

	FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO (tn)	DESPLAZAMIENTO DEL CENTRO DE MASA (m)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL CENTRO DE MASA(m)	RIGIDEZ DE ENTREPISO (tn/m)
PISO 6	107.5	0.0139	0.0026	40729
PISO 5	227.8	0.0112	0.0027	84393
PISO 4	313.5	0.0085	0.0027	118308
PISO 3	376.6	0.0059	0.0024	155125
PISO 2	421.6	0.0034	0.0020	211244
PISO 1	448.6	0.0014	0.0014	310665

TABLA 3.6: RIGIDECES LATERALES PARA EL SISMO EN Y

	FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO (tn)	DESPLAZAMIENTO DEL CENTRO DE MASA (m)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL CENTRO DE MASA(m)	RIGIDEZ DE ENTREPISO (tn/m)
PISO 6	96.40	0.0022	0.0004	267095
PISO 5	213.9	0.0018	0.0004	533539
PISO 4	299.8	0.0014	0.0004	742019
PISO 3	362.8	0.0010	0.0004	954690
PISO 2	408.1	0.0006	0.0003	1240404
PISO 1	437.7	0.0003	0.0003	1458928

Se puede observar que las rigideces laterales para ambas direcciones del análisis van disminuyendo a medida que la altura aumenta; por ello, no es necesario realizar el procedimiento establecido en la Norma E030 para esta irregularidad.

Para la irregularidad torsional se tiene que calcular mediante el método computacional los desplazamientos relativos de entrepiso máximos y promedios para poder hallar una relación entre ellos (Tabla 3.7). Cabe añadir que, los desplazamientos son para el régimen inelástico, los cuales son los desplazamientos del análisis lineal por $0.85R$ ya que la estructura es irregular. Si se observa la Tabla 3.7 la relación de desplazamientos es menor a 1.3 por lo que no se tiene irregularidad torsional en X y lo mismo se puede apreciar en la Tabla 3.8 para el análisis en el eje Y, por lo que también no se tiene irregularidad torsional.

TABLA 3.7: DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y PROMEDIOS DE ENTREPISO PARA EL SISMO EN X.

	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	DESPLAZAMIENTO PROMEDIO (m)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO (m)	DESPLAZAMIENTO PROMEDIO RELATIVO (m)
PISO 6	0.0649	0.0643	0.0122	0.0122
PISO 5	0.0527	0.0521	0.0126	0.0125
PISO 4	0.0401	0.0396	0.0124	0.0123
PISO 3	0.0277	0.0273	0.0114	0.0113
PISO 2	0.0164	0.016	0.0094	0.0093
PISO 1	0.0069	0.0067	0.0069	0.0067

	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO/DESPLAZAMIENTO PROMEDIO RELATIVO	¿DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO/DESPLAZAMIENTO PROMEDIO RELATIVO > 1.3?
PISO 6	1	NO
PISO 5	1	NO
PISO 4	1.01	NO
PISO 3	1.01	NO
PISO 2	1.01	NO
PISO 1	1.03	NO

TABLA 3.8: DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE ENTREPISO PARA EL SISMO EN Y.

	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	DESPLAZAMIENTO PROMEDIO (m)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO (m)	DESPLAZAMIENTO PROMEDIO RELATIVO (m)
PISO 6	0.0150	0.0116	0.0026	0.002
PISO 5	0.0124	0.0096	0.0027	0.0021
PISO 4	0.0096	0.0075	0.0028	0.0021
PISO 3	0.0069	0.0053	0.0026	0.0020
PISO 2	0.0043	0.0030	0.0022	0.0017
PISO 1	0.0020	0.0016	0.0020	0.0016

	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO/DESPLAZAMIENTO PROMEDIO RELATIVO	¿DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO/DESPLAZAMIENTO PROMEDIO RELATIVO > 1.3?
PISO 6	1.3	NO
PISO 5	1.29	NO
PISO 4	1.29	NO
PISO 3	1.29	NO
PISO 2	1.29	NO
PISO 1	1.28	NO

DERIVAS DE ENTREPISO

El cálculo de las derivas se realiza sabiendo los desplazamientos laterales y la altura de entrepiso. Para edificios de concreto armado el límite según la Norma E.030 es 0.007.

TABLA 3.9: DERIVAS PARA EL RANGO ELÁSTICO PARA EL ANÁLISIS PARA EL SISMO EN X E Y.

	DERIVAS DE ENTREPISO DEBIDO AL SISMO X-X		DERIVAS DE ENTREPISO DEBIDO AL SISMO Y-Y
PISO 6	0.0046	PISO 6	0.0010
PISO 5	0.0047	PISO 5	0.0010
PISO 4	0.0046	PISO 4	0.0010
PISO 3	0.0042	PISO 3	0.0010
PISO 2	0.0035	PISO 2	0.0008
PISO 1	0.0017	PISO 1	0.0005

Como se puede observar para ambas direcciones, no se sobrepasa el límite dado por la Norma E030. Para la dirección X se tienen las mayores derivas, lo cual era de esperarse ya que para esa dirección se tiene menor rigidez lateral a comparación de la dirección Y.

FUERZA CORTANTE EN CADA PISO

La Tabla 3.10 muestra las fuerzas cortantes de entre piso

Tabla 3.10: fuerzas cortantes de cada piso para cada dirección de análisis.

PISO	FUERZA CORTANTE EN X(tn)	FUERZA CORTANTE EN Y(tn)
PISO 6	107.52	96.42
PISO 5	227.78	213.95
PISO 4	313.52	299.78
PISO 3	376.64	362.78
PISO 2	421.64	408.09
PISO 1	448.60	437.68

3.7 ANÁLISIS ESTÁTICO

Este es un análisis elástico en el que las solicitaciones del sismo se pueden representar como fuerzas aplicadas en el centro de masa. Para realizar este análisis será necesario primero definir ciertos parámetros establecidos por la Norma E.030. Como en el análisis dinámico se hallan las irregularidades que tiene la estructura, el factor de reducción en este análisis, contempla esas

irregularidades. Cabe recalcar que el periodo fundamental se halla restringiendo el movimiento, esto quiere decir que si se analiza en una dirección; el edificio solo se puede desplazar en la dirección del análisis.

TABLA 3.11: PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO.

Ia	1
Ip	0.9
Ro	6
Rx	5.4
Ry	5.4
Z	0.45
U	1
S1	1

TABLA 3.12: CORTANTE BASAL PARA EL SISMO EN X E Y.

T fundamental (s)	0.438
Cx	2.3
Cx/Rx	0.423
PESO (tn)	2932.86
(ZUCS/R) *P(tn)	558

T fundamental (s)	0.173
Cy	2.5
Cx/Rx	0.463
PESO (tn)	2932.86
(ZUCS/R) *P(tn)	611.01

mayor o
igual a 0.11

3.8 FACTOR DE ESCALA

Como la estructura es irregular se tiene que cumplir que la cortante dinámica tiene que ser como mínimo el 90% de la cortante estática y como tiene que cumplirse lo dicho anteriormente es necesario el uso de un factor con el que se pueda realizar el diseño.

TABLA 3.13: FACTOR DE ESCALA PARA CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS.

	X	Y
CORTANTE ESTÁTICA (tn)	558.00	611.01
CORTANTE DINÁMICA (tn)	448.60	437.68
0.9 DE LA CORTANTE ESTÁTICA (tn)	502.20	549.91
FACTOR DE ESCALA	1.12	1.26

3.9 JUNTA SÍSMICA

Asumiendo que los edificios adyacentes (A y C), los cuales son colindantes del edificio a diseñar (B), cumplen con la junta sísmica reglamentaria y que no se conocen sus desplazamientos máximos, en donde S es la separación entre el edificio A y B, x la junta sísmica del edificio a diseñar y h la altura del edificio a diseñar, como se puede observar en la Imagen 3.2.

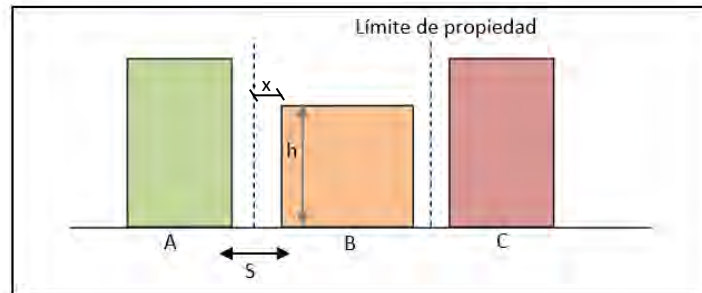


IMAGEN 3.2: PARÁMETROS PARA CALCULAR LA JUNTA SÍSMICA DEL EDIFICIO.

La junta sísmica será igual a:

$$S > 0.006h = 0.006 \times 17.6 = 0.11m \geq 0.03m$$

$$x > \frac{2}{3} \delta_{max} = \frac{2}{3} \times 0.0649 = 0.043m$$

$$x > \frac{S}{2} = \frac{0.11}{2} = 0.055m$$

El mayor es 0.043m

Por lo tanto, la junta sísmica desde el límite de propiedad del edificio es 0.05m.

CAPÍTULO 4 MARCO TEÓRICO

4.1 FACTORES DE CARGA Y FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

FACTORES DE CARGA

La norma establece diferentes factores de amplificación para cada caso de carga como la carga viva (CV), muerta (CM), sismo (S), viento (V), etc. La combinación de casos de cargas amplificadas que se usan para el diseño de los diferentes elementos, son las que se muestran en la Tabla 4.1.

TABLA 4.1: COMBINACIONES DE LAS CARGAS AMPLIFICADAS.

COMBINACIONES DE	1.4 CM + 1.7 CV
LAS CARGAS	1.25 (CM+ CV) ±CS
AMPLIFICADAS	0.9 CM ± CS

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (ϕ)

El factor de resistencia reduce la máxima capacidad del elemento debido a diferentes factores como el tipo de falla que se quiera tener, variabilidad en la resistencia de los elementos, diferencias en las dimensiones que se indican en el plano con las dimensiones reales, consecuencias que tendría en la estructura el tipo de falla de cada elemento, entre otras. Los factores de reducción que considera la norma son las siguientes:

- *Flexión* → $\phi = 0.9$
- *Tracción y flexotracción* → $\phi = 0.9$
- *Cortante* → $\phi = 0.85$
- *Compresión y flexocompresión*
 - *Confinamiento con estribos* → $\phi = 0.70$

4.2 SOLICITACIONES UTILIZADAS

Las cargas muertas que se usaron para la realización de los modelos y el diseño se presentan en la Tabla 4.2.

TABLA 4.2: CARGAS MUERTAS A UTILIZAR.

CARGA MUERTA	CARGA
ALIGERADO DE VIGUETAS PRETENSADAS CON BOVEDILLA DE CONCRETO DE 20cm (OBTENIDA DEL MANUAL DE TECHO MAX)	0.315 tn/m ²
PISO TERMINADO	0.1 tn/m ²
CONCRETO ARMADO	2.4 tn/m ³
TABIQUE DE ESPESOR DE 12cm	2 tn/m ³

Para la determinación de las solicitaciones de cargas vivas se utilizó la Norma E.020, como el uso que se da a la edificación es de vivienda se tienen las siguientes cargas vivas representadas en la Tabla 4.3.

TABLA 4.3: VALORES DE SOBRECARGA PARA UNA VIVIENDA.

CARGA VIVA	CARGA
SOBRECARGA PARA VIVIENDAS	0.2tn/m ²
SOBRECARGA PARA AZOTEAS	0.1tn/m ²

4.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

Cuando falla un elemento lo que se desea es que falle por flexión ya que esa falla es mucho más lenta que la falla por corte, la cual tiene una falla frágil.

Para poder hacer el análisis por flexión y así poder hallar la cantidad de acero, según el Diseño por Resistencia, se tiene que tener en cuenta las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas permanecen planas (Teoría de Navier).
- No hay posibilidad de una falla prematura por cortante ni por pandeo lateral.
- Existe una perfecta adherencia entre el concreto y acero.
- El acero de refuerzo tiene un diagrama elastoplástico perfecto, con una plataforma de fluencia ilimitada con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ que se inicia con una deformación de fluencia $\epsilon_y=0.0021$. El módulo de elasticidad del acero se considera $E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.
- La deformación unitaria máxima del concreto será de 0.003.
- En la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del concreto el factor β tiene un valor de 0.85 para f'_c hasta de 250 kg/cm^2 . Para resistencias mayores se una razón de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 con un valor mínimo de β igual a 0.65.

Para el diagrama de esfuerzo del concreto se usa el diagrama rectangular simplificado, cabe recalcar que la resistencia máxima, tomando en cuenta el diagrama simplificado, es un 99.8% de la resistencia nominal tomando en cuenta el diagrama real esfuerzo vs deformación del concreto.

Cabe añadir que los momentos de servicio se suelen dar cuando la sección está fisurada, pero está muy por debajo al momento de fluencia del acero. A continuación, se mostrarán las expresiones para poder calcular el área de acero requerida para elementos a flexión.

- Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

$$\circ \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.1.}$$

Donde:

-As: área de acero en flexión.

-fy: esfuerzo de fluencia del acero.

-f'c: resistencia del concreto en compresión.

-b: ancho de la cara en compresión.

$$\circ \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b}} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.2.}$$

Donde:

-d: distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

-Mu: momento proveniente del análisis.

-f'c: resistencia del concreto en compresión.

-φ: factor de reducción de resistencia.

-b: ancho de la cara en compresión.

- Longitud del eje neutro.

$$\circ \quad c = \beta_1 a \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.3.}$$

Donde:

-β1: factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

- a: profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

- Momento nominal reducido a flexión.

$$\circ \quad \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.4.}$$

Donde:

-As: área de acero en flexión.

-fy: esfuerzo de fluencia del acero.

-d: distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

-a: profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

- Área del refuerzo longitudinal a tracción.

$$\circ \quad A_s = \frac{|M_u|}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.5.}$$

Donde:

-Mu: momento proveniente del análisis.

-φ: factor de reducción de resistencia (0.9).

-fy: esfuerzo de fluencia del acero.

-d: distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

-a: profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

REFUERZO MÍNIMO Y MÁXIMO

- El área de acero mínimo para secciones rectangulares o T con el ala en compresión es:

$$\circ \quad A_s \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.6.}$$

Donde:

-f'c: resistencia del concreto en compresión.

-fy: esfuerzo de fluencia del acero.

-d: distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

-bw: ancho del alma.

- El área de acero mínimo para secciones en donde se necesite acero en tracción debe de ser la necesaria para que proporcione una resistencia de diseño (ϕM_n) en la sección de por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) de la sección bruta.

$$\circ \quad \phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.7}$$

$$\circ \quad M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.8.}$$

$$\circ \quad f_r = 2\sqrt{f'_c} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.9.}$$

- El área de acero máximo según la norma es:
 - $A_s \text{ max} = 0.75 A_s b$ ecuación 4.3.10.

Donde:

- $A_s b$: acero en tracción que provoca la falla balanceada.

La falla balanceada se da cuando simultáneamente el concreto falla y el acero en tracción llega a la fluencia.

- Para las losas estructurales se debe de tener en la cara sometida a flexión una cuantía mínima de 0.0012 y en la otra cara 0.0006. Cabe añadir que el espaciamiento máximo del acero no debe de ser mayor a tres veces el espesor ni a 400mm.

REQUERIMIENTOS PARA ELEMENTOS QUE SOPORTAN CARGA AXIAL Y MOMENTOS FLECTORES

Los elementos que estarán sujetos a estas solicitaciones son las columnas y las placas. La norma establece para las columnas una cuantía mínima es de 1 a 6% pero para que la columna sea económica se recomienda un rango de 1% a 3% y para no haya congestionamiento el rango es de 1% a 4%. Por lo que de acuerdo a las solicitaciones y a los requerimientos de la obra se elige la cuantía adecuada. Cabe añadir que estas cuantías son solo para columnas.

Debido a que se estos elementos (columnas y placas) soportan cargas axiales y momentos flectores, su momento nominal (M_n) depende de la intensidad de la carga axial (P_n) ,y su carga axial (P_n) dependerá de la intensidad del momento nominal (M_n) por lo que hallarlas mediante unas cuantas ecuaciones suele ser compleja; debido a ello, se usa el diagrama de interacción en el cual se puede apreciar las resistencias nominales de la sección a medida que varía el eje neutro.

En el diagrama de interacción se puede apreciar varios puntos notables. El primero de ellos es cuando se tiene compresión pura. Para este caso, anteriormente se asumía una excentricidad mínima del 10% del peralte, pero ahora se considera una reducción del 80% u 85% de carga máxima a compresión (P_o), ello ocasiona que se tenga una curva trunca en la parte superior del diagrama. Para la curva de diseño, dependiendo del confinamiento a usar ya sea estribos o espirales se tiene un factor de reducción (ϕ) igual a 0.7 y 0.75 El segundo punto es cuando se tiene la falla balanceada en el que el concreto alcanza su máxima deformación (0.003) al mismo tiempo en el que el acero en tracción empieza a fluir. Luego se tiene el punto de transición en donde el factor

de reducción cambia a 0.9 ya que se tiene una carga de compresión pequeña y un gran momento flector. El siguiente punto es la falla en flexión pura en el que no se tendrá carga axial sino solo momento flector con un factor de reducción de 0.9. Y, por último, la falla a tracción pura, con un factor de reducción de 0.9.

La norma establece que se tienen estribos máximos para evitar el pandeo de las barras verticales a compresión, el cual es el menor valor de:

- $S \leq 16db$ (diámetro de las barras verticales)
- $S \leq$ menor dimensión de la columna
- $S \leq 48de$ (diámetro del estribo)
- $S \leq 30cm$ (recomendación del Ingeniero Ottazzi)

4.4 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

La falla por corte es una falla abrupta por lo que los elementos se diseñan (diseño por capacidad) para que puedan fallar por flexión y no por cortante.

La resistencia a la cortante del concreto sometido a cortante y flexión se calculará con la siguiente ecuación:

- $V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \dots \dots \dots \text{ecuación 4.4.1.}$

Donde:

- f_c : resistencia del concreto en compresión.

- b_w : ancho del alma.

d : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

La resistencia a la cortante del concreto sometido a compresión axial será:

- $V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) \times b_w \times d \dots \dots \dots \text{ecuación 4.4.2.}$

Donde:

- Nu : carga axial proveniente del análisis.

- Ag : área bruta de la sección.

La cortante proveniente del análisis se hace a d de la cara. Cuando se tenga el caso que V_u es mayor al aporte de la cortante del concreto se tendrá que disponer de estribos cuyo espaciamiento está dado por:

- $V_u = \phi V_c + \phi V_s \dots \dots \dots \text{ecuación 4.4.3.}$

Donde:

- ϕ : factor de reducción de resistencia.

- V_c : resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.

- V_s : resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

- $V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.4.4.}$

Donde:

- A_v : área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

- f_y : esfuerzo de fluencia del acero.

- d : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

- s : espaciamiento de los estribos.

La Norma E060 establece que debe haber como mínimo un estribo en la grieta inclinada a 45° que se desarrolla desde el peralte entre dos de la viga hasta el refuerzo en tracción. Para calcular el máximo espaciamiento la norma establece lo siguiente:

- $V_s \text{ lim} = 1.1\sqrt{f'c} bw d \dots \dots \dots \text{ecuación 4.4.5.}$

Si $V_s > V_s \text{ lim}$ $\longrightarrow S_{\text{máx}} = \frac{d}{4}$ o $0.3m$

Si $V_s < V_s \text{ lim}$ $\longrightarrow S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$ o $0.6m$

Además, hay que verificar que $V_s \leq 2.1\sqrt{f'c} bw$. En el caso que no se cumpla dicha verificación se tendrá que aumentar las dimensiones de la sección transversal o aumentar la resistencia del concreto.

Para el espaciamiento mínimo de los estribos (caso de $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$), es el menor de los siguientes valores:

- $S_{\text{máx}} = \frac{A_v f_y}{0.2\sqrt{f'c} bw} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.4.6.}$

Donde:

- A_v : área de refuerzo de cortante.

- f_y : esfuerzo de fluencia del acero.

- $f'c$: resistencia del concreto en compresión.

- b_w : ancho del alma.

- $S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} \dots \dots \dots \text{ecuaci3n 4.4.7.}$

Donde:

- A_v : 3rea de refuerzo de cortante.

- f_y : esfuerzo de fluencia del acero.

- b_w : ancho del alma.

Cuando $V_u \leq 0.5\phi V_c$, solo ser3a necesario los estribos por montaje.

ENSANCHES EN LOSAS ALIGERADAS

El ensanche se da cuando se quita ya sea uno o dos ladrillos de la zona de apoyo del aligerado. Cuando se le quita un solo ladrillo se llama ensanche alternado y cuando se le quita ambos ladrillos se le llama ensanche corrido. El ensanche corrido simula a una losa maciza ya que tiene concreto a lo largo de la superficie de apoyo.

ENSANCHES POR CORTANTE

Este ensanche se da cuando la resistencia al corte por parte del concreto es menor a la cortante del an3lisis, en este caso no hay resistencia al corte por parte del acero ya que un aligerado no tiene estribos. La resistencia al corte del concreto en el alma del aligerado se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \dots \dots \dots \text{ecuaci3n 4.4.8.}$$

Lo que cambia en el ensanche alternado y corrido es aumento del 10% del V_c y el b_w . Cuando se tiene ensanche alternado la resistencia al corte del concreto mantendr3a el 10% del aumento del V_c y el b_w es el ancho del alma m3as el ancho del ladrillo entre dos. Sin embargo, cuando se tenga un ensanche corrido la resistencia al corte ya no tendr3a ese porcentaje de aumento ya que el aligerado simular3a a una losa maciza y el valor de b_w ser3a el ancho del ala.

ENSANCHES POR FLEXIÓN

Estos ensanches son menos comunes y se suelen usar para aumentar la resistencia por flexión en la zona de momentos negativos. Cabe recalcar que se tiene que tener en cuenta lo descrito anteriormente sobre la resistencia al corte del concreto.

DISPOSICIONES PARA MUROS

- La resistencia al corte del concreto V_c se calcula con la ecuación $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b w d$ (ecuación 4.4.1.), y la resistencia al corte por parte del refuerzo V_s se calcula de la siguiente manera:

Para los muros que cumplan con $V_u > \phi V_c$, se tendrá un V_s con lo que la cuantía del refuerzo horizontal se calcula con las siguientes ecuaciones:

- $V_u = \phi V_c + \phi V_s$ ecuación 4.4.3.
- $\phi V_s = 0.85 \times A_{cw} \times \rho_h \times f_y$; $\rho_h \geq 0.0025$ ecuación 4.4.9.
- El refuerzo tendrá un espaciamiento máximo de tres veces el espesor del muro o de 400mm.
- La cuantía del refuerzo vertical se calcula de la siguiente manera:
 - $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025)$;
 $\rho_v \geq 0.0025$ ecuación 4.4.10

Donde:

- h_m : altura total del muro.

- l_m : longitud total del muro.

- ρ_h no necesita ser mayor que el calculado por la ecuación 4.4.9.

- El ρ_v no necesita ser mayor que la cuantía horizontal, dado por la ecuación 4.4.9.
- Para los muros en el que se tiene una relación h_m/l_m pequeño (muros bajos), lo que gobernará en el diseño será el corte y para una relación h_m/l_m grande (muros esbeltos) gobernará en el diseño la flexión. Cabe añadir que el tipo de muro que se tiene es esbelto, debido a que la relación $H/L \geq 2$, por lo que tendrá a fallar por flexión.
- La resistencia V_n se calcula de la siguiente manera:
 - $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$ ecuación 4.4.11.
 - Además, la resistencia máxima al corte V_n que podrá resistir la sección transversal del muro es:

- $\phi V_n = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{f'c} \times A_{cw}$
- El A_{cw} es el área de corte de la sección transversal del muro (área del alma) en el que el peralte efectivo se toma como el 80% de la longitud del alma.
- Para los muros que cumplan con $\phi V_c \geq V_u \geq 0.5\phi V_c$ se cumple lo siguiente:
 - ρh mínimo = 0.0025
 - La cuantía vertical se calcula de la siguiente manera:
 - $\rho v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho h - 0.0025); \rho v \geq 0.0025 \dots \dots \text{ecuación 4.4.10.}$
- Para los muros que cumplan con $V_u \leq 0.5\phi V_c$, se tiene que la cuantía mínima es la de temperatura, la cual se señala en el acápite de **MUROS**.

4.5 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO Y CONTROL DE DEFLEXIONES

La norma establece que cuando no haya elemento no estructural a dañarse debido a la deflexión del elemento (vigas, aligerados y losas macizas) no será necesario realizar este análisis para los siguientes casos:

TABLA 4.4: CASOS EN EL QUE NO SERÁ NECESARIO EL ANÁLISIS DE DEFLEXIONES.

ESPESOR O PERALTE MÍNIMO, h				
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Nota: Tomado de “Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E060,2009”

Para poder calcular el valor de la deflexión, primero se debe saber si la sección para cargas de servicio está agrietada o no. Para ello se calcula el momento de agrietamiento (M_{cr}).

- $M_{cr} = \frac{I_{cr} \times f_r}{(h-c)} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.8.}$
- $f_r = 2\sqrt{f'c} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.3.9.}$

Donde:

-Icr: inercia de la sección agrietada.

-fr: módulo de rotura en tracción por flexión del concreto.

La sección está agrietada cuando el momento bajo cargas de servicio sea mayor al momento de agrietamiento. Luego de averiguar si la sección está agrietada o no ya se puede calcular las deflexiones; sin embargo, para poder hallarlo será necesario calcular la inercia efectiva, la cual depende de las condiciones de apoyo del elemento a analizar.

- En elementos continuos en ambos extremos.
 - $Ie \text{ promedio} = \frac{Ie1+Ie2+2Ie3}{4}$ ecuación 4.5.1.
 - $Ie1$ y $Ie2$ son los momentos de inercia en las secciones extrema del tramo y $Ie3$ es el momento de inercia de la sección central del tramo.
- Si el tramo solo es continuo en un extremo.
 - $Ie \text{ promedio} = \frac{Ie2+2Ie3}{3}$ ecuación 4.5.2.
 - Donde $Ie2$ es el momento de inercia en la sección en el extremo continuo y $Ie3$ es el momento de inercia de la sección central del tramo.
- Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia de la sección central del tramo.
- Para elementos en voladizo el momento de inercia a usar será la sección del apoyo.

La deflexión total es igual a la deflexión instantánea más la deflexión diferida, esta última es la deflexión adicional en el tiempo el cual es el resultado del flujo plástico del concreto y de la retracción de los elementos en flexión. Esta deflexión se calcula multiplicando la deflexión instantánea que se prevé que actuará de forma permanente, con el factor $\lambda\Delta$, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.5.3.}$$

Donde:

- ρ' : cuantía del acero en compresión en la mitad de la luz para tramos simples y continuos.
- ξ : factor que depende del tiempo para cargas sostenidas, igual a :

- 5 años o más = 2
- 12 meses = 1.4
- 6 meses = 1.2
- 3 meses = 1
- Para otros meses:

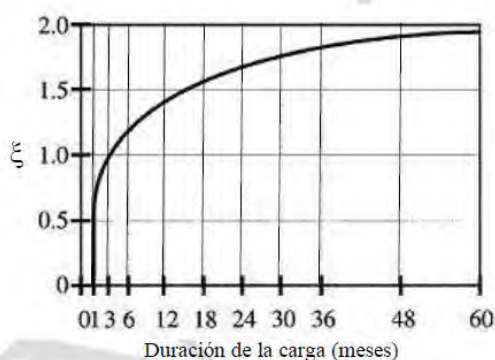


IMAGEN 4.1:FACTOR PARA CALCULAR LA DEFLEXIÓN DIFERIDA.

Nota: Tomado de “Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E060,2009”

CONTROL DE LA FISURACIÓN

Es inevitable que no se tenga fisuraciones en un elemento, pero si es posible controlar el ancho de las fisuras. Las fisuras tienen como consecuencia afectar el recubrimiento y por ende el refuerzo. Es mejor tener varias fisuras pequeñas a tener pocas pero de gran ancho. Se ha demostrado que la corrosión del acero se debe a la presencia de las fisuras y la corrosión del acero genera más fisuras debido a que esta incrementa su volumen; es por ello que la norma limita indirectamente el ancho de las fisuras, mediante el parámetro Z.

$$Z = fs \sqrt[3]{d_c \times Act} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.5.4.}$$

Donde:

- fs: esfuerzo bajo cargas de servicio del acero en tracción.
- dc: distancia entre la fibra extrema en tracción y el centroide del acero más cercano a ella.
- Act: área efectiva del concreto en tracción.

El esfuerzo bajo cargas de servicio se puede calcular de la siguiente manera:

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{A_s \times 0.9d} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.5.5.}$$

El área efectiva del concreto en tracción, se calcula de la siguiente forma:

$$A_{ct} = \frac{2\bar{X}bw}{N \text{ barras}} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.5.6.}$$

Donde:

- \bar{X} : centroide del acero en tracción por flexión.
- $N \text{ barras}$: número de barras. Si los diámetros son diferentes se convierte el área total al refuerzo de mayor diámetro.

4.6 DETALLES Y CORTES DEL REFUERZO

LONGITUDES DE DESARROLLO

Para que el elemento pueda desarrollar su resistencia de diseño es importante que haya una adecuada adherencia entre el concreto y acero y eso lo garantiza la longitud de desarrollo. Esta longitud depende del diámetro de la barra, si el refuerzo está a tracción o compresión y del recubrimiento.

La norma establece las siguientes longitudes de anclaje para las barras superiores en tracción, las que se pueden apreciar en la Imagen 4.2.

Tabla 21-3 Longitudes de Anclaje en Tracción - Barras Superiores - Norma E.060 2009
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 1) L_d (barra superior) $> = 1.3 L_d$ (barra inferior)
 2) L_d Mínimo $> = 0.30 \text{ m}$ (longitud mínima de anclaje)

Barra	Db (cm)	Ab (cm ²)	f'_c (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
8 mm	0.80	0.50	37	32	28	26	23
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31	27
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41	36
5/8"	1.59	2.00	73	63	57	52	45
3/4"	1.91	2.84	88	76	68	62	54
7/8"	2.22	3.87	127	110	98	90	78
1"	2.54	5.10	145	126	112	103	90
1 3/8"	3.58	10.06	204	177	158	145	126

IMAGEN 4.2: LONGITUDES DE ANCLAJE PARA LAS BARRAS SUPERIORES EN TRACCIÓN.

Nota: Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado 1, 2017"

GANCHOS ESTÁNDARES

Cuando no se tenga, debido a la arquitectura, la longitud que el elemento necesita para poder desarrollar la adherencia concreto – acero, se puede recurrir al uso de ganchos; sin embargo, estos ganchos solo sirven para varillas en tracción.

RECUBRIMIENTOS

El recubrimiento ayuda a que se evite la falla por adherencia del concreto con el acero (Imagen 4.3.). La falla descrita en la Imagen 4.3. se da cuando el concreto experimenta esfuerzos mayores a su capacidad en tracción, esas fisuras tienden a formarse en la dimensión más corta. En (a) y (c) es debido al recubrimiento, y la forma de falla en (b) es debido al espacio entre barras. Es por ello que tanto el recubrimiento como el espaciamiento entre barras es importante a la hora del diseño del elemento.

El recubrimiento también protege al refuerzo de agentes corrosivos, entre otros. Si se tiene un recubrimiento muy pequeño, el refuerzo podría ser atacado por algún agente externo ya que el concreto es un material poroso y presenta grietas por contracción de fragua y si el recubrimiento es demasiado, ocasionaría grietas en el concreto debido a la falta del refuerzo.

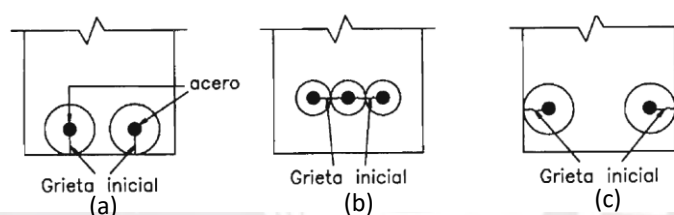


IMAGEN 4.3:FALLA DE ADHERENCIA ENTRE CONCRETO Y ACERO.

Nota: Tomado de “Diseño de Estructuras de Concreto, 2002”

Los recubrimientos que da la norma son los siguientes:

Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	70 mm
Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie:	
Barras de 3/4" y mayores	50 mm
Barras de 5/8" y menores, mallas electrosoldadas	40 mm
Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
- Losas, muros, viguetas:	
Barras de 1 11/16" y 2 1/4"	40 mm
Barras de 1 3/8" y menores	20 mm
- Vigas y columnas:	
Armadura principal, estribos y espirales	40 mm
- Cáscaras y losas plegadas:	
Barras de 3/4" y mayores	20 mm
Barras de 5/8" y menores	15 mm
Mallas electrosoldadas	15 mm

IMAGEN 4.4:RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS DEL REFUERZO.

Nota: Tomado de “Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E060,2009”.

CORTES DE ACERO

Cuando en el diseño se usan bastones, es necesario cumplir con ciertas restricciones que son las siguientes:

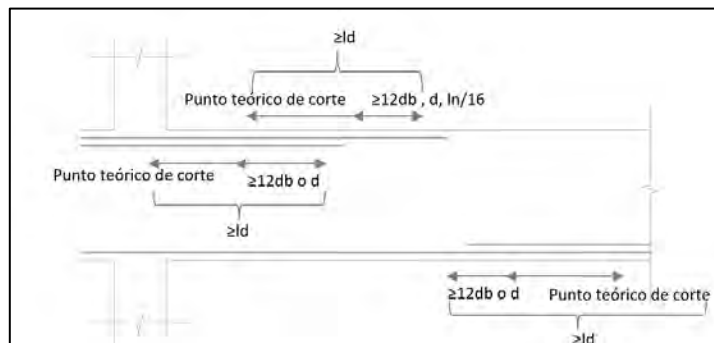


IMAGEN 4.5: PUNTOS TEÓRICOS DE CORTE DEL REFUERZO.

Nota: Tomado de “Apuntes del Curso Concreto Armado 1, 2017”

4.7 MUROS

Como el muro está sometido a un efecto de contracción por fragua se debe de tener un refuerzo mínimo por temperatura el cual será de 0.002 para el refuerzo horizontal y 0.0015 para el refuerzo vertical. Se puede observar que la cuantía horizontal es mayor a la vertical debido a que gobiernan las fisuras verticales por contracción de fragua dado que estos elementos son largos.

El refuerzo en muros tiene un espaciamiento máximo de tres veces el espesor del muro o de 400mm.

Para los muros que tengan un espesor mayor de 200mm, se debe de tener dos capas paralelas de refuerzo.

El refuerzo horizontal del acero distribuido en el alma, debe de desarrollar su longitud de anclaje en el núcleo confinado para que cuando el núcleo confinado pierda el recubrimiento, la placa no disminuya su capacidad por corte. La distancia desde el borde de la placa hasta el fin de la longitud de anclaje debe de ser como máximo 150mm.

4.8 ZAPATAS

ZAPATAS AISLADAS

El proceso del análisis y diseño de una zapata comienza con el dimensionamiento, luego se verifica ese dimensionamiento bajo cargas de servicio y solicitaciones sísmicas. Finalmente se realiza el diseño, el cual está conformado por diseño por cortante, punzonamiento y diseño por flexión.

DIMENSIONAMIENTO

Para zapatas cuadradas se busca que se tenga volados iguales, en el que los lados B y L se hallan en función de dichos volados y para las zapatas rectangulares u polígonas se hará que la resultante de cargas coincida con el centroide de la zapata.

Para poder saber si el dimensionamiento está bien se usará la siguiente ecuación:

$$\frac{F}{A} = \sigma_{admisible} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.8.1.}$$

Donde:

F: fuerza axial debido a cargas de servicio.

A: área de la zapata

$\sigma_{admisible}$: esfuerzo admisible del suelo

Luego se le adicionará los momentos al análisis.

$$\frac{F}{A} \pm \frac{M_y \times x}{I_y} \pm \frac{M_x \times y}{I_y} \leq \sigma_{admisible} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.8.2.}$$

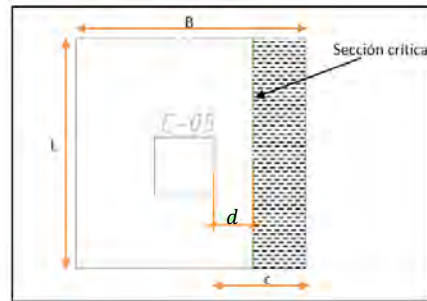
Seguidamente se hace el análisis por sismo, en el que el esfuerzo admisible se amplifica por un cierto factor que depende de la calidad del suelo que se tenga.

$$\frac{F}{A} \pm \frac{M_y \times x}{I_y} \pm \frac{M_x \times y}{I_y} \leq \sigma_{amplificado} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.8.3.}$$

Para la etapa de diseño ya no se trabaja con los esfuerzos bajo cargas de servicio, sino que se trabaja con el esfuerzo último. Se empieza asumiendo un peralte, el cual es mayor o igual a 50cm.

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Para esta parte se halla la cortante en la sección crítica, la cual se encuentra a d de la cara ya sea de la columna o placa y esta tiene que ser menor a la resistencia a la cortante proporcionada por el concreto. Como la zapata no tiene estribos, no hay aporte por parte del concreto.

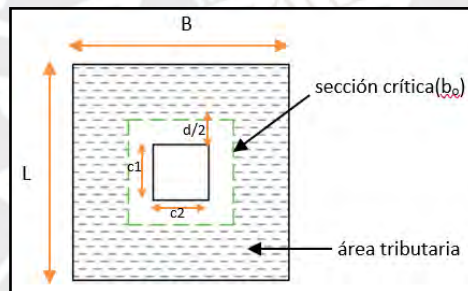


$$Vu = 57.55 \times L \times (c - d) \dots \dots \dots \text{ecuación 4.8.4.}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times L \times d \dots \dots \dots \text{ecuación 4.8.5.}$$

DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

Se halla la cortante para la sección crítica, a $d/2$ de la cara de la columna o placa, y tiene que ser menor a la cortante proporcionada por el concreto.



$$A_0 = (c1 + d) \times (c2 + d) \dots \dots \dots \text{ecuación 4.8.6.}$$

$$A = L \times B \dots \dots \dots \text{ecuación 4.8.7.}$$

$$Vu = \sigma u \times (A - A_0) \dots \dots \dots \text{ecuación 4.8.8.}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{fc} \times b_o \times d \dots \dots \dots \text{ecuación 4.8.9.}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

La zapata se comporta como una losa en dos direcciones en la que tiene volados en ambos sentidos. Para el caso de zapatas aisladas, el análisis se realiza como si se tuviese una viga en volado en el que su apoyo está empotrado. Sin embargo, para zapatas más complejas, el análisis se hace considerando a toda la zapata como una losa en la que será simplemente apoyada en los lugares donde haya columnas o placas. Como la zapata se está tomando como una losa, esta debe de cumplir con el acero mínimo por temperatura y acero mínimo por flexión. Debido a que, solo se tendrá una capa de acero, el acero mínimo que gobernará será por temperatura.

ZAPATAS CON VIGA DE CIMENTACIÓN

Debido a que el edificio cuenta con edificaciones en los laterales del mismo, es necesario el uso de vigas de cimentación para que puedan tomar el momento generado por la excentricidad de las cargas axiales provenientes de la placa o la columna. El análisis de la viga de cimentación se simplifica a una viga que depende de las condiciones de apoyo y en el que un extremo tendrá el momento debido a la excentricidad. Cabe añadir que la viga no tiene presión causada por el suelo, debido a que después de la viga se coloca relleno removido. El peralte de la viga de cimentación es de un metro como mínimo.

El capítulo 21 establece que se debe de usar estribos cerrados los cuales están espaciados como máximo al menor de las siguientes expresiones:

- Menor dimensión transversal.
- 16 veces del diámetro de la barra.
- 30cm.

4.9 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Debido a que el Perú es un país sísmico es necesario que se tenga ciertas consideraciones en el diseño para poder garantizar que el elemento tenga una falla por flexión y no por corte.

VIGAS Y COLUMNAS

Para el diseño por capacidad se tiene cumplir que la cortante de diseño V_u tiene que ser mayor al mínimo de los siguientes valores:

- La suma de la cortante asociado a los momentos nominales en cada extremo restringido de la luz libre con el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas. Para el caso de columnas los momentos nominales se hallarán con el diagrama de interacción. Cabe añadir que, para cada dirección de sismo, se tendrán diferentes cortantes nominales pertenecientes a cada dirección.
- El cortante máximo obtenido para las combinaciones con factor de amplificación de 2.5 que contengan sismo.

Con lo descrito anteriormente se garantiza que el elemento tenga mayor capacidad a la cortante que a la flexión.

VIGAS

La resistencia al momento positivo en la cara del nudo tiene que ser mayor a un tercio de la resistencia del momento negativo en la cara del nudo y el momento negativo y positivo debe de ser por lo menos un cuarto de la máxima resistencia a momento de la cara de cualquiera de los nudos.

Se tiene que contar con una zona de confinamiento el cual es igual a dos veces el peralte de la viga. En esta zona los estribos están espaciados como máximo al menor de las siguientes condiciones:

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor a 15cm.
- 10 veces el diámetro menor de la barra longitudinal confinada.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado.
- 30cm.

El primer estribo debe de estar ubicado como máximo a 10cm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos para barra longitudinales de hasta $5/8''$ serán de 8mm; para barras longitudinales de hasta $1''$ los estribos serán de $3/8''$ y por último para barras longitudinales de mayores diámetros se tendrá estribos de $1/2''$.

Luego de la zona de confinamiento los estribos no pueden estar espaciados a más de $0.5d$. En todo el elemento la separación de los estribos no puede ser menor a los estribos requeridos por corte.

COLUMNAS

La cuantía del refuerzo vertical tiene que estar en el rango de 1% y 6%. Para cuantías mayores al 4% se tiene que detallar la armadura en la unión viga – columna.

Se tiene que contar con una zona de confinamiento (L_o) medida desde la cara del nudo; esta zona cuenta con un espaciamiento (S_o). Estas medidas se calculan de la siguiente manera:

- Zona de confinamiento (L_o) como mínimo al mayor de:
 - Luz libre entre seis.
 - Dimensión mayor de la sección transversal de la columna.
 - 50cm
- Espaciamiento (S_o) como máximo al menor de:
 - 8 veces el diámetro de la barra vertical de menor diámetro.
 - Dimensión menor de la columna entre dos.
 - 10cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será el menor de los siguientes valores:

- El valor dado por el pandeo.
- El espaciamiento máximo por cortante.
- El espaciamiento por cortante.
- 30cm

En el nudo se tendrá un espaciamiento igual al menor de:

- $S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v \times f_y}{0.2 \times \sqrt{f_c} \times b_w}$
- $S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v \times f_y}{3.5 \times b_w}$
- 15cm

Los estribos para barra longitudinales de hasta 5/8” serán de 8mm; para barras longitudinales de hasta 1” los estribos serán de 3/8” y por último para barras longitudinales de mayores diámetros se tendrá estribos de 1/2”.

MUROS

La cortante debido al sismo proveniente del análisis se tiene que amplificar por un factor el cual es:

$$factor = \frac{Mn}{Mu} \dots \dots \dots ecuación 5.9.1.$$

Donde:

- Mn: momento nominal de la sección que proviene de la curva de interacción.
- Mu: momento proveniente del análisis.

El momento nominal (Mn) se obtiene asociando la carga axial proveniente del análisis, con la curva de interacción. El factor Mn/Mu no tiene que ser mayor al factor de reducción sísmica(R). La cortante amplificada para cada caso de carga debe de ser menor a la resistencia máxima nominal a cortante de la sección (ϕV_n , ecuación 5.4.11.).

CONFINAMIENTO

Como las placas absorben mucha fuerza sísmica debido a su gran rigidez, están sometidas a grandes momentos que en algunos casos son considerables, lo que ocasiona que los extremos de la placa colapsen; es por ello, que en esos casos, a los aceros longitudinales del extremo de la placa (elementos de borde) se les aumenta el diámetro para que pueda aumentar su resistencia nominal y es necesario confinarlo para que no fallen por pandeo.

Para saber si una placa necesita confinamiento es necesario hallar su eje neutro y compararla con la relación del largo de la placa, el desplazamiento inelástico máximo del muro y su altura.

Los elementos de borde de la sección transversal necesitan confinarse cuando:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} \dots \dots \dots ecuación 5.9.2.$$

Donde:

$$\underbrace{\hspace{1.5cm}}_{\geq 0.005}$$

-c: mayor eje neutro de la sección transversal, correspondiente a la mayor carga axial proveniente de las combinaciones sísmicas del análisis.

-lm: longitud del muro en el plano horizontal.

-hm: altura total del muro.

- δu : desplazamiento lateral inelástico del muro en el último piso del mismo.

Como se puede observar la relación $\delta u/hm$ tiene que ser mayor o igual a 0.005. En caso que se tenga que confinar los elementos de borde, se tiene que cumplir lo siguiente:

La longitud de confinamiento, es como mínimo el mayor de:

- $(c - 0.1lm)$
- $c/2$

Esta longitud, se toma desde la fibra exterior en compresión hasta el interior del muro. La altura de confinamiento a lo largo de la elevación del muro es el mayor de los siguientes valores:

- lm
- $0.25\left(\frac{Mu}{Vu}\right)$

El diámetro de los estribos es de 8mm como mínimo para aceros de hasta 5/8" y de 3/8" para aceros de hasta 1" y de 1/2" para diámetros mayores. El espaciamiento de los estribos es igual al menor de los siguientes valores:

- Diez veces el diámetro menor de la sección confinada.
- La menor dimensión de la sección transversal del muro.
- 250mm

Para el caso en que no se necesite confinar el elemento de borde, los espaciamientos de los estribos son iguales al menor de los siguientes valores:

- Dieciséis veces el diámetro menor del elemento de borde.
- Cuarenta y ocho veces el diámetro del estribo.
- La menor dimensión de la sección transversal del muro.
- 250mm

Cuando el muro soporte cargas concentradas de vigas perpendiculares al plano del muro se debe analizar si el espesor es el idóneo para soportar las cargas axiales y momentos perpendiculares al plano del mismo. La longitud efectiva que soporta las cargas concentradas es como máximo el menor valor de:

- El ancho de apoyo más dos veces el espesor del muro a cada lado.
- La distancia centro a centro entre las cargas.
- La zona que soportará las cargas concentradas deberá de diseñarse como columnas siguiendo los requerimientos de 4.3,4.4 y 4.9.

CAPÍTULO 5 DISEÑO DE LOSAS

A manera de ejemplo se diseñan una losa maciza y una vigueta de unos paños de losa aligerada, las cuales se muestran en la Imagen 5.1. Cabe añadir que las cargas que se utilizan para el diseño están indicadas en el Acápite 4.2.

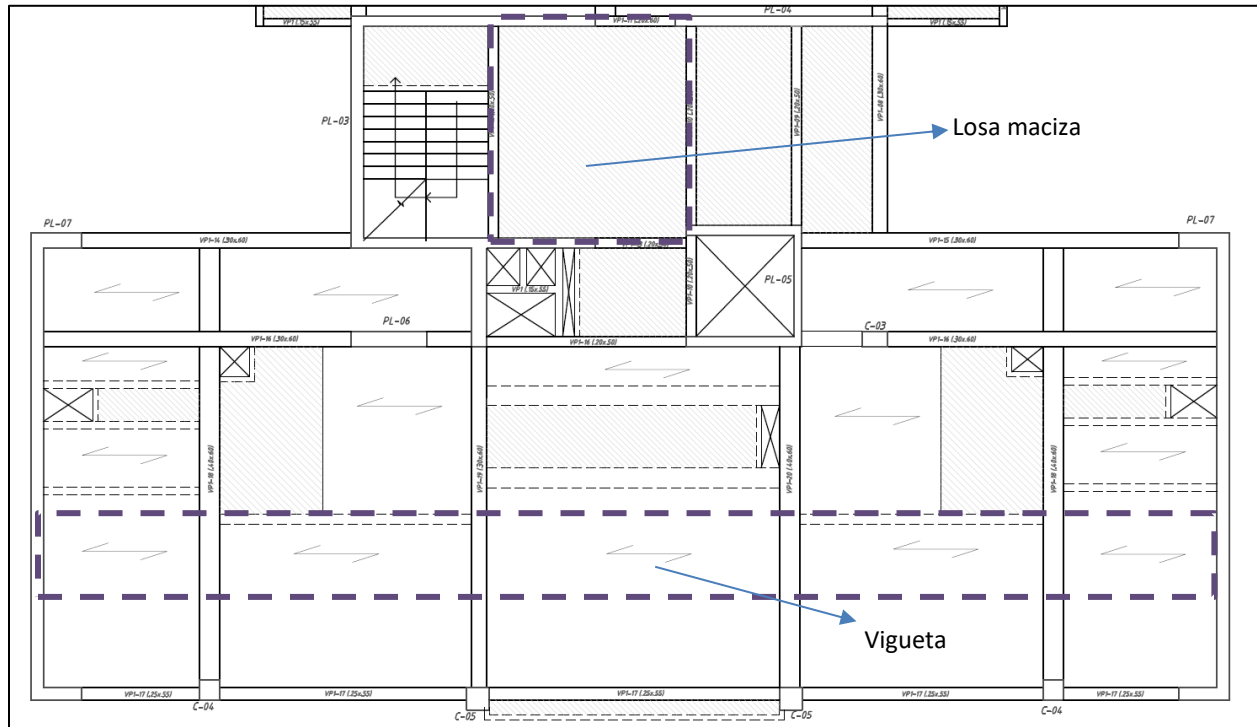


IMAGEN 5.1: LOSAS A DISEÑAR.

EJEMPLO DE DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA

Las cargas a las que está sometida una vigueta de ancho tributario de 50cm se muestran en la Tabla 5.1.

TABLA 5.1: CARGAS APLICADAS EN LA VIGUETA A DISEÑAR.

	Muerta(tn/m)	Viva(tn/m)	Tabique(tn)
Carga	0.208	0.1	0.3

El diagrama de momentos flectores a la cara para las cargas últimas está dado por la Imagen 5.2.

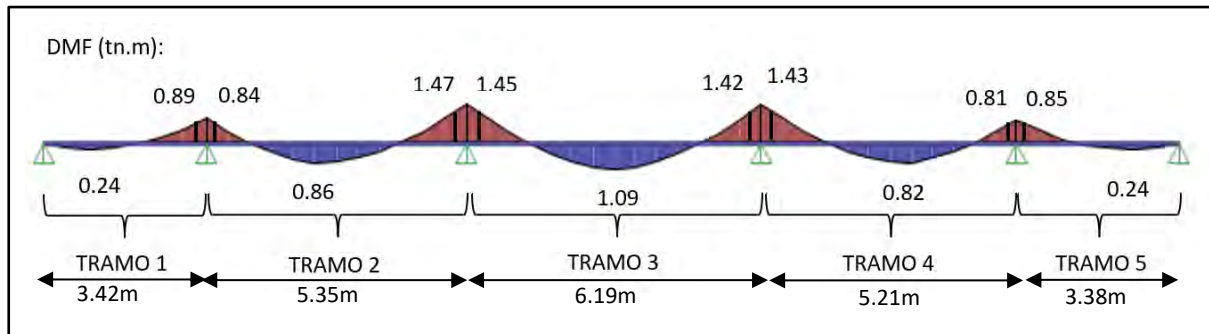


IMAGEN 5.2: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES DEL ALIGERADO A DISEÑAR.

Para calcular el A_s máx y el A_s mín, se utilizan las ecuaciones 4.3.6. al 4.3.10. Se considera como ancho del alma 11cm, como ancho tributario 50cm, peralte de 20cm y $f'c=210\text{kg/cm}^2$. Por lo que se tiene:

$$\text{peralte efectivo}(d) = 20 - 3 = 17\text{cm}$$

ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO

Según la ecuación 4.3.10.:

$$0.051 - 0.003c = 0.0021 \rightarrow c = 10\text{cm}$$

$$A_{sb} = \frac{178.5 \times 0.85 \times 10 \times 11}{4200} = 3.97\text{cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \times 3.97 = 2.98\text{cm}^2$$

Según las ecuaciones 4.3.7, 4.3.8 y 4.3.9.:

$$c = \frac{11 \times 15 \times 7.5 + 50 \times 5 \times 17.5}{50 \times 5 + 11 \times 15} = 13.52\text{cm}$$

$$I_g = \frac{11 \times 15^3}{12} + 11 \times 15 \times (13.52 - 7.5)^2 + \frac{50 \times 5^3}{12} + 50 \times 5 \times (20 - 13.52 - 2.5)^2 = 13554.35\text{cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{2\sqrt{210} \times 13554.35}{20 - 13.52} = 60623.82\text{kg.cm} \rightarrow 0.61\text{tn.m}$$

$$\emptyset M_{nmín} = 1.2 \times 0.61 = 0.73\text{tn.m} \rightarrow A_{smín} = 1.2\text{cm}^2$$

Los bastones negativos se observan en la Tabla 5.2; los momentos admisibles según el manual de TECHOMAX, en la Imagen 5.3 y las viguetas elegidas en la Tabla 5.3.

TABLA 5.2: MOMENTOS NEGATIVOS, POSITIVOS Y BASTONES NEGATIVOS.

	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4		TRAMO 5	
Mu ⁺ (tn.m)	0.24		0.86		1.09		0.82		0.24	
M ⁻ (tn.m)	----	0.89	0.84	1.47	1.45	1.42	1.43	0.81	0.85	----
As(cm ²)	----	1.53	1.35	2.42	2.39	2.33	2.68	1.38	1.46	----
Acero elegido	----	Ø3/8”+Ø1/2”		2 Ø1/2”		2 Ø1/2”		Ø3/8”+Ø1/2”		----

	Altura de losa (cm)	Dist/Ejes (cm)	Peso Propio (Kg/m ²)			Momentos Admisibles (Kg-m) = φ Mn				
			Arcilla	Poliestireno	Concreto	V101	V102	V103	V104	V105
VIGUETA SIMPLE	17	60	255	180	-----	807	1099	1338	1648	1989
	17	50	265	190	-----	807	1099	1338	1648	1989
	20	50	280	210	315	999	1356	1657	2047	2486
	25	50	335	250	360	1319	1783	2190	2713	3317
	30	50	400	300	-----	1640	2210	2724	3379	4150
VIGUETA DOBLE (DDVV)	17	71	250	200	-----	1527	2047	2446	2950	3459
	17	61	290	230	-----	1527	2047	2446	2950	3459
	20	61	345	280	-----	1909	2557	3079	3737	4433
	25	61	430	350	-----	2549	3408	4139	5056	6073
	30	61	515	420	-----	3189	4261	5202	6381	7724

IMAGEN 5.3: MOMENTOS ADMISIBLES PARA LOSAS PREFABRICADAS FIRTH.

Nota: Tomado de “Manual TECHOMAX,2005”

TABLA 5.3: TIPO DE VIGUETAS SEGÚN EL MOMENTO POSITIVO.

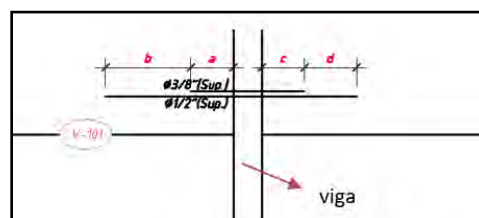
	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	TRAMO 5
Mu ⁺ (tn.m)	0.24	0.86	1.09	0.82	0.24
Tipo de vigueta	V101	V101	V102	V101	V101

CORTE DE ACERO

Para calcularlo se halla el corte teórico y se compara con las longitudes de desarrollo. A manera de ejemplo se presenta el corte de acero para el acero negativo del Tramo 1 y 2, longitudes a y b.

$$\phi Mn(\phi 1/2") = 0.76tn.m$$

$$sección\ de\ viga = 30X60cm$$



Para a:

$$\text{longitud entre apoyos} = 3.37m$$

$$12\emptyset\text{barra} = 0.953 \times 12 = 11.44cm$$

$$\text{peralte efectivo}(d) = 17cm$$

$$\frac{ln}{16} = \frac{3.37}{16} = 21cm$$

Se elige el mayor :21cm

$$l(\emptyset Mn = 0.76) = 3.08m$$

$$a = (3.37 - 3.08) - 0.15 + 0.21 = 0.35m \text{ vs } 0.44m(\text{longitud de desarrollo}) \rightarrow 0.45m$$

Para b:

$$\text{longitud entre apoyos} = 3.37m$$

$$\text{longitud cuando el } M^- \text{ es cero} = 2.04m$$

$$12\emptyset\text{barra} = 1.27 \times 12 = 15.24cm$$

$$\text{peralte efectivo}(d) = 17cm$$

$$\frac{ln}{16} = \frac{3.10}{16} = 19cm$$

Se elige el mayor :19cm

$$b = (3.37 - 2.04) - 0.15 + 0.19 = 1.37m \text{ vs } 0.58m(\text{longitud de desarrollo}) \rightarrow 1.40m$$

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Como las losas no tienen estribos, el concreto es el que resiste la fuerza; por ello, la cortante proveniente del análisis debe de ser menor o igual a la resistencia del concreto. En caso no se cumpla se procede a realizar un ensanche alternado o un ensanche continuo según lo requiera. Los valores presentados en la Imagen 5.4, son a “d” de la cara.

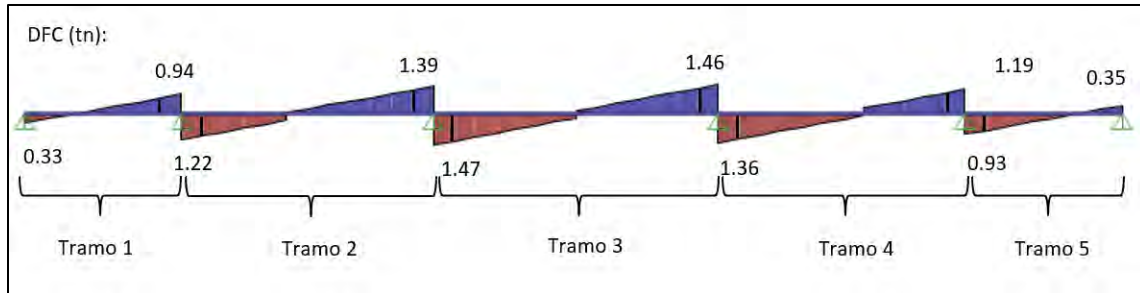


IMAGEN 5.4: DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DEL ALIGERADO A DISEÑAR.

Usando las ecuaciones 4.4.1. y 4.4.3. se tiene:

TABLA 5.4: DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES.

	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4		TRAMO 5	
$V_u(tn)$	0.33	0.94	1.22	1.39	1.47	1.46	1.36	1.19	0.93	0.35
$\phi V_c(tn)$	1.34									
$\phi V_c > V_u$	SI	SI	SI	NO	NO	NO	NO	SI	SI	SI
$\phi V_c(tn)$ con ensanche alternado ($b_w=30.5cm$)	3.72									
$\phi V_c > V_u$	----	----	----	SI	SI	SI	SI	----	----	----

Como el ladrillo que se eligió fue de 25cm de ancho, el ensanche alternado es de 25cm; con lo que se tiene un b_w de 30.5cm.

El diseño final del aligerado se puede observar en la Imagen 5.5.

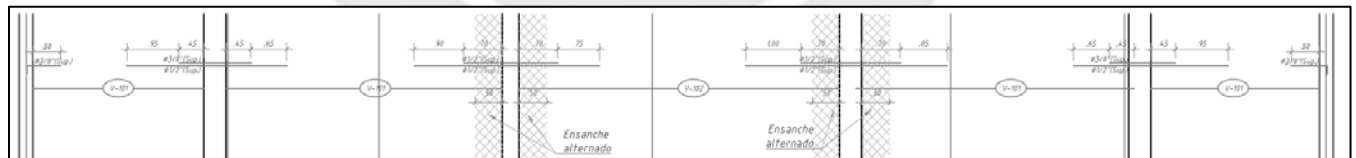


IMAGEN 5.5: DISEÑO FINAL DEL ALIGERADO.

EJEMPLO DE DISEÑO DE LA LOSA MACIZA

ACERO MÍNIMO

Utilizando la información del Marco Teórico, se tiene lo siguiente:

- Acero en flexión: $A_s=0.0012 \times 100 \times 20=2.4\text{cm}^2$
- Acero superior: $A_s=0.0006 \times 100 \times 20=1.2\text{cm}^2$
- Acero por temperatura: $A_s=0.0018 \times 100 \times 20=3.6\text{cm}^2$

Se escoge una malla superior de $\phi 6\text{mm} @ 0.25\text{cm}$ y una malla inferior de $\phi 3/8'' @ 0.25\text{cm}$. Cabe añadir que, para los momentos negativos, la malla superior ($\phi 6\text{mm} @ 0.25\text{cm}$) no satisface el acero mínimo en flexión, por lo cual se requiere bastones de refuerzo cuando se realice el diseño.

BASTONES ORIENTADOS AL EJE X

Los momentos nominales son los siguientes:

$$\phi M_n^- (\phi 6\text{mm} @ 0.25\text{m}) = 0.71\text{tn} \cdot \text{m} \times 1\text{m}$$

$$\phi M_n^+ (\phi 3/8 @ 0.25\text{m}) = 1.79\text{tn} \cdot \text{m} \times 1\text{m}$$

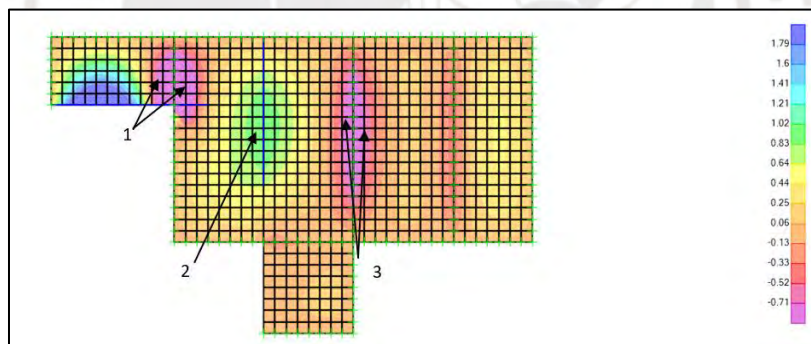


IMAGEN 5.6: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES ALREDEDOR DEL EJE Y(M11).

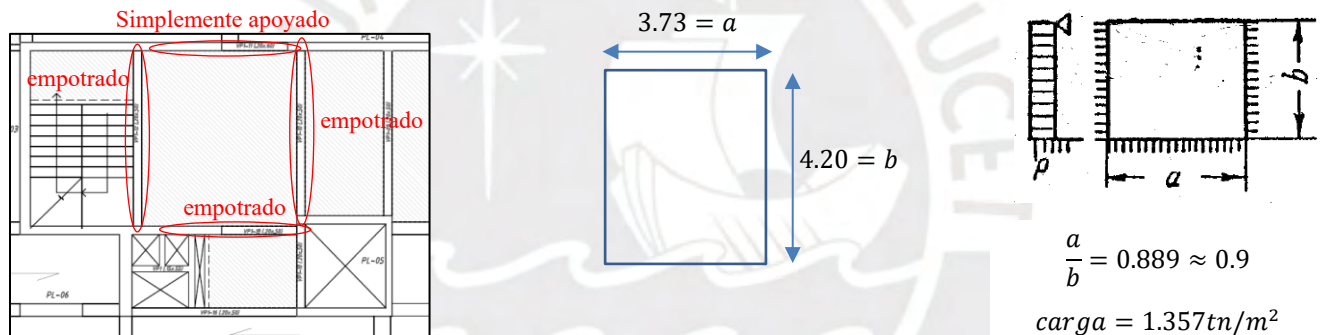
Como se puede observar en la Imagen 5.6 en la zona azul se necesita bastones positivos y en las moradas bastones negativos. Como el ejemplo de diseño es solo para el paño central, se muestra el diseño para los bastones negativos. Cabe recalcar que el valor de la zona 1 y 3 en la Tabla 5.5 es el más desfavorable.

TABLA 5.5: DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA LOSA MACIZA.

	Zona 1	Zona 2	Zona 3
$Mu^-(tn.m) \times 1m$	2.70	-----	0.98
$Mu^+(tn.m) \times 1m$	-----	1.00	-----
As requerido(cm^2)	4.30	-----	1.50
As falta(cm^2)	3.18	-----	0.38
Bastones	2ø8mm@0.25m	-----	2ø8mm@0.25m
As total(cm^2)	5.12	2.84	5.12
$As \geq 2.4cm^2$	SI	SI	SI
$As^- > As^+$	SI	SI	SI

ANÁLISIS POR KALMANOK

Según las condiciones de apoyo para el paño a diseñar, se podría tomar como:



Momentos para los bastones orientados al eje X:

	w_{cp}	M_a^o	M_b^o	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	R_{as}	R_{ac}	R_b
	0,90	0,00183	-0,0660	-0,0560	0,0270	0,0151	0,263	0,102

$$M_a^o = -0.0660 \times 1.357 \times 3.73^2 = \frac{1.36tn}{m} \rightarrow Mu^- \text{ zona 1} = 2.7tn/m$$

$$M_{a\ cp} = 0.0270 \times 1.357 \times 3.73^2 = \frac{0.51tn}{m} \rightarrow Mu^+ \text{ zona 2} = 1tn/m$$

Como se puede apreciar los resultados salen diferentes, esto es debido a que para poder hacer el análisis por kalmanok los paños adyacentes al que se está analizando, deberían de ser similares en longitudes, además se debería de cumplir una continuidad a lo largo de toda la longitud, cuestión

que no sucede con el paño a diseñar , ya que hay zonas donde no hay continuidad(se presentan vacíos debido a las escaleras o ductos) , entonces no se podría usar las tablas de kalmanok para poder hacer el diseño de las losas macizas. Usar un programa como el SAP2000 dará respuestas más confiables.

CORTE DE ACERO

Solo se detalla para la Zona 1; por lo tanto, se tiene:

longitud $Mu^- = 50cm$

sección de viga que carga a la losa = 20×50

peralte efectivo = $17cm$

$$\frac{ln}{16} = 23cm$$

longitud de anclaje para $\varnothing 8mm = 37cm$

corte de acero = $50 - 10 + 23 = 63cm$ vs $37cm \rightarrow 63cm \approx 100cm$

BASTONES ORIENTADOS AL EJE Y

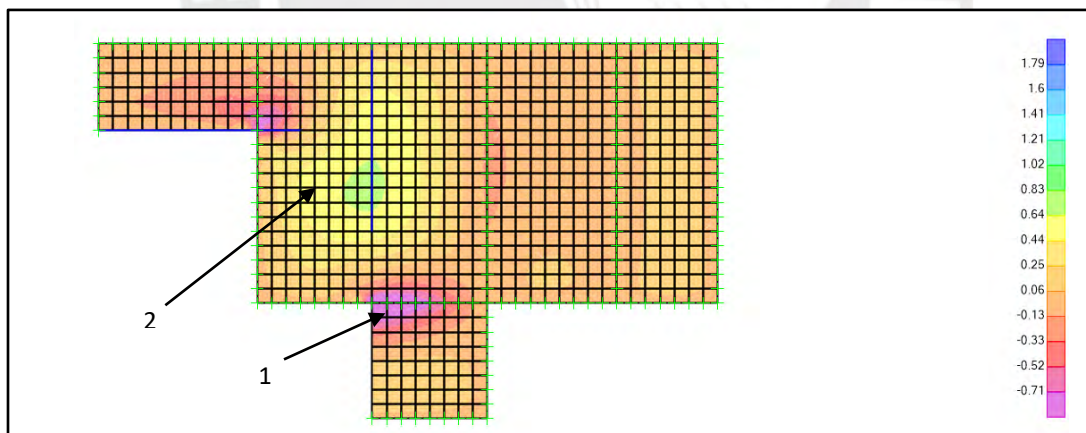


IMAGEN 5.7: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES ALREDEDOR DEL EJE X.

Como se puede observar en la Imagen 5.7 en la zona morada se necesita bastones negativos y en la verde bastones positivos. En la Tabla 5.6 se puede apreciar el diseño por flexión para los momentos alrededor del eje X.

TABLA 5.6: DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA LOSA MACIZA.

	Zona 1	Zona 2
$Mu^-(tn.m) \times 1m$	0.97	-----
$Mu^+(tn.m) \times 1m$	-----	0.67
As requerido(cm^2)	1.50	-----
As falta(cm^2)	0.38	-----
Bastones	$\emptyset 6mm@0.50m$	-----
As total(cm^2)	1.68	2.84
$As \geq 2.4cm^2$	NO	SI
Nuevo Bastón	$\emptyset 8mm@0.25m$	-----
As total(cm^2)	3.12	2.84
$As^- > As^+$	SI	SI

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

La cortante máxima por metro de ancho en todo el paño es el siguiente:

$$Vu = 1.48tn$$

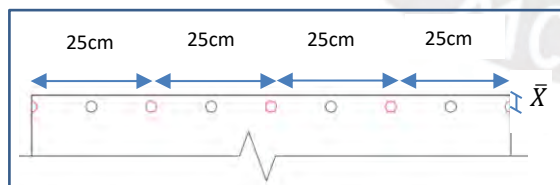
$$\emptyset Vc = 11.1tn$$

Como se puede observar se tiene un $\emptyset Vc$ alto a comparación del Vu .

FISURACIÓN

Este análisis se realiza con el M11 ya que es el que tiene el mayor momento. Cabe recalcar, que los momentos que se utilizan son de servicio. El análisis se hace por un metro de ancho.

Momento mayor en flexión = $1.5tn.m$



○ : barra de 6mm

○ : 2 barras de 8mm

malla: $\emptyset 6mm@0.25m$

recubrimiento=2cm

bastones: $2\emptyset 8mm@0.25m$

$$Ast = \frac{0.28}{0.25} + \frac{2 \times 0.5}{0.25} = 5.12cm^2$$

Usando las ecuaciones 4.5.4., 4.5.5. y 4.5.6. se tendrá:

$$\bar{X} = \frac{5.12 \times (2 + 0.4)}{5.12} = 2.4cm$$

$$N_{barras} = \frac{5.12}{0.5} = 10.24 \text{ barras}$$

$$dc = 2 + \frac{0.8}{2} = 2.4 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 2.4 = 17.6 \text{ cm}$$

$$Act = \frac{2 \times 2.4 \times 100}{10.24} = 46.88 \text{ cm}^2$$

$$fs = \frac{1.5 \times 10^5}{5.12 \times 0.9 \times 17.6} = 1849.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 1849.55 \times \sqrt[3]{2.4 \times 46.88} = 8928.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \leq 26000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \rightarrow \text{ok!}$$

Según la ecuación de Gergely-Lutz se tiene:

$$a = 0.56 \text{ cm} \quad c = 0.66 \text{ cm} \quad \beta = \frac{20 - 0.66}{17 - 0.66} = 1.18$$

Predicción del ancho de grieta (ω):

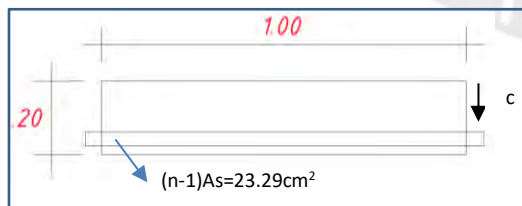
$$\omega = 1.1 \times 1.18 \times 8928 \times 10^{-5} = 0.12 \text{ mm}$$

Se tiene que el ancho máximo de fisura por flexión es de 0.12mm lo cual es menor a lo estipulado por la norma (0.4mm); por lo tanto, cumple con la Norma E.060.

DEFLEXIÓN

Se analiza para la zona central del paño. Primero se calcula si la sección está fisurada para cargas de servicio. Por cuestiones prácticas no se toma en cuenta el acero en compresión.

Utilizando las ecuaciones desde 4.3.8. al 4.5.3. se tiene:



$$As = \frac{0.71}{0.25} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{2 \times 10^6}{15000 \sqrt{210}} = 9.2$$

$$M_{servicio} = 0.7 t n . m$$

Calculando el eje neutro:

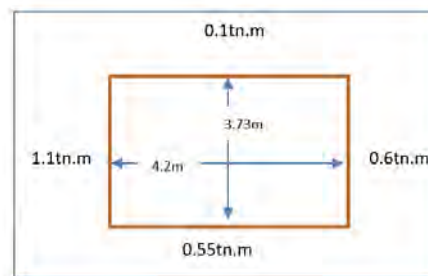
$$(100 \times 20 + 23.29) \times c = 100 \times 20 \times 10 + 23.29 \times 3 \rightarrow c = 9.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \times (10 - c)^2 + 23.29(c - 3)^2 = 67794.74 \text{ cm}^4$$

Para el momento de agrietamiento se tiene:

$$2\sqrt{210} = \frac{M_{cr} \times (20 - 9.92)}{67794.74} \rightarrow M_{cr} = 194928.4 \text{ kg.m} \rightarrow M_{cr} = 1.94 \text{ tn.m}$$

Se puede observar que el momento de agrietamiento es mayor al momento de servicio; por ello, la deflexión se calcula utilizando la sección sin agrietar. Sin embargo, hay que analizar si sus bordes están agrietados ya que, si lo están, su inercia disminuye lo que ocasionaría una deflexión mayor y esa deflexión haría que la deflexión en el paño central aumente. Para los bordes se calcula su momento de agrietamiento. Para el cálculo de la inercia no se considera ningún acero, por cuestiones prácticas. Los momentos de servicio en los cuatro lados son:



Se observa que los momentos de servicio siguen siendo menores al momento de agrietamiento; por lo tanto, para los cálculos se usa la sección sin agrietar. Cabe añadir, que los resultados de las deflexiones del SAP2000, no se multiplican por ningún factor ya que el programa utiliza la sección sin agrietar.

El porcentaje de carga viva que se usa para hallar la deflexión diferida será del 30% (Libro de Apuntes del Curso de Concreto Armado I- Ottazzi). Primero se calcula el factor $\lambda\Delta$, según la ecuación 4.5.3. Para calcular el factor ξ , el cual depende del tiempo para cargas sostenidas, se toma un tiempo de 5 años o más (Imagen 4.1).

$$\delta_{viva} = 0.01 \text{ cm}$$

$$\delta_{sostenida}(\text{muerta} + 30\% \text{viva}) = 0.04 \text{ cm}$$

$$\rho' = \frac{5.12}{100 \times 20} = 2.56 \times 10^{-3}$$

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 2.56 \times 10^{-3}} = 1.77$$

$$\delta_{diferida} = 0.04 \times 1.77 = 0.07\text{cm}$$

$$\delta_{total} = 0.01 + 0.07 = 0.08\text{cm}$$

La Norma E.060 establece un límite en función de la longitud, para este cálculo se usa la longitud menor.

$$\delta_{lim} = \frac{373}{480} = 0.77\text{cm} \geq 0.08\text{cm} \rightarrow \text{ok!}$$

El diseño final de la losa maciza se presenta en la Imagen 5.8

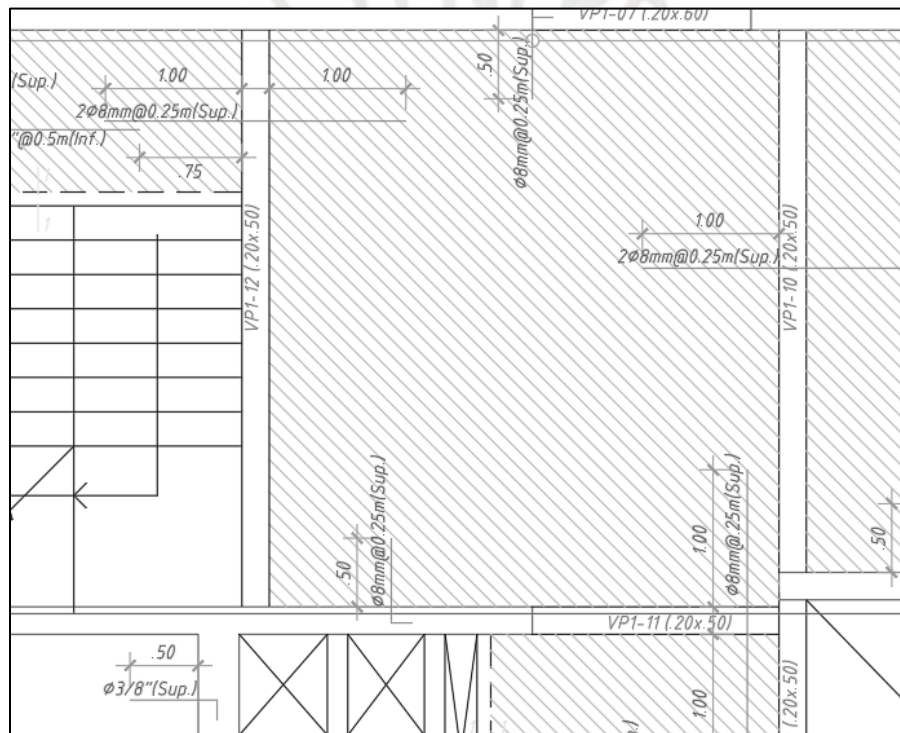


IMAGEN 5.8: DISEÑO DE LA LOSA MACIZA.

CAPÍTULO 6 DISEÑO DE VIGAS

El diseño de las vigas se realiza con la envolvente proveniente del programa ETABS. Las cargas que se utilizaron son las que se explicaron en el acápite de solicitaciones utilizadas. En este capítulo se detallan a manera de ejemplo, el diseño de las vigas del Eje 6 y Eje D mostradas en la Imagen 6.1.

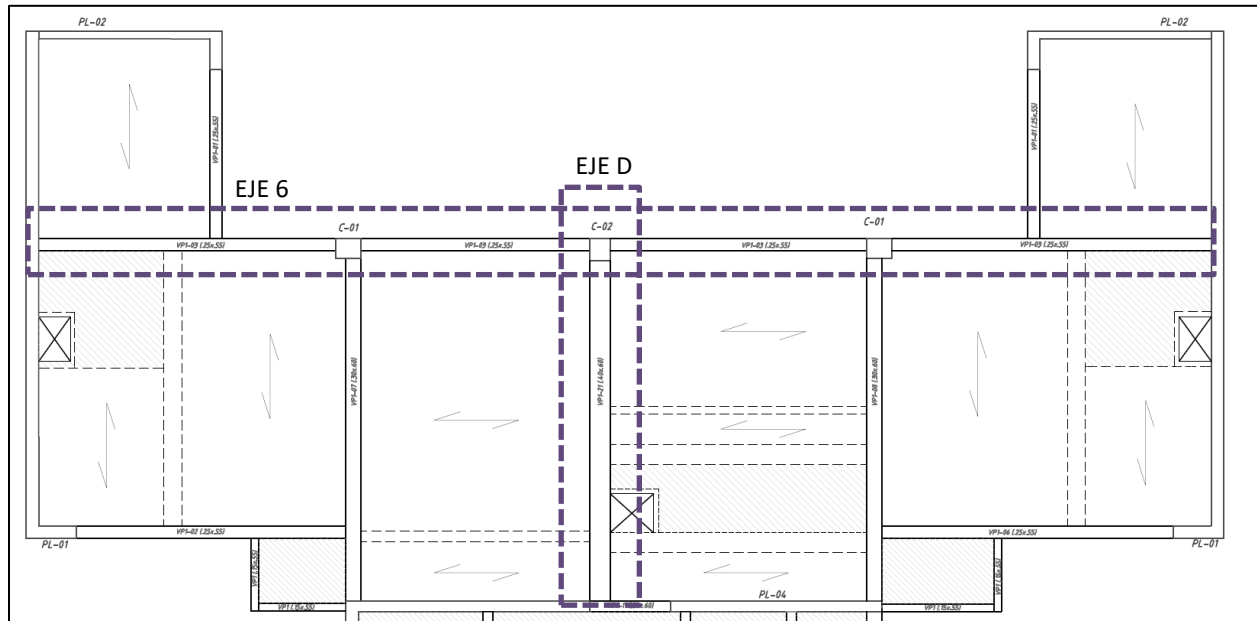


IMAGEN 6.1: VIGAS A DISEÑAR.

EJEMPLO DE DISEÑO DE LA VIGA DEL EJE 6

La envolvente de la viga del EJE 6 (25 X 55) se puede mostrar en la Imagen 6.2.

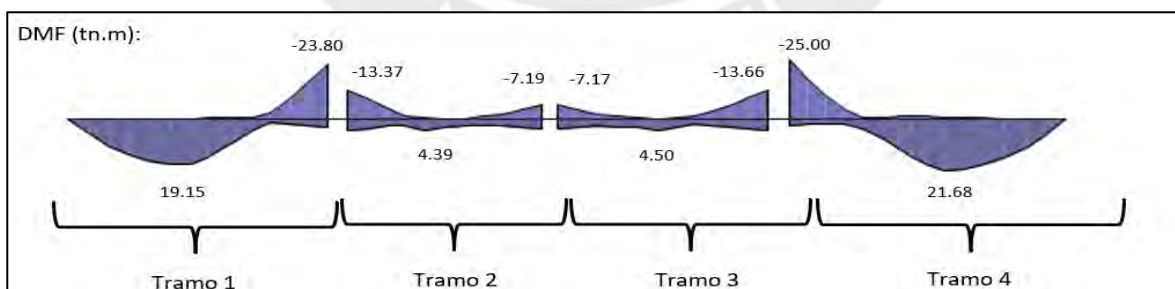


IMAGEN 6.2: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES DE LA VIGA A DISEÑAR.

Se puede observar que en el Diagrama de Momentos Flectores, la influencia que tiene el sismo no es significativa. Cabe añadir que cuando se realizó el modelo se tuvo en cuenta el “asentamiento

de columnas” producida por el proceso constructivo que no lo realiza correctamente el ETABS en algunas circunstancias.

Se hace el diseño por flexión por lo que se tiene lo siguiente:

ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO

$$\rho_{max} = 0.75\rho_{balanceada}$$

$$\rho_{max} = \frac{0.75 * 1.19 * 210 * 0.85}{1000} = 0.01593$$

Según ecuación 4.3.10.:

$$As_{m\acute{a}x} = 0.01593 * 46 * 25 = 18.32cm^2$$

Según ecuación 4.3.6.:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 25 * 46}{4200} = 2.76cm^2$$

ACERO CORRIDO Y BASTONES

Con la Imagen 6.2 y la ecuación 4.3.5 se puede obtener el diseño por flexión para la viga, el cual se puede observar en la Tabla 6.1.

TABLA 6.1: DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA VIGA.

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
M-(tn.m)	-23.80	-13.37 -7.19	-7.17 -13.66	-25.00
M+(tn.m)	19.15	4.39	4.5	21.68
As-(cm ²)	16.42	7.80 4.2	4.03 7.99	17.52
As+(cm ²)	11.64	2.43	2.49	13.44
ACERO CORRIDO POSITIVO Y NEGATIVO	2φ3/4”	2φ3/4”	2φ3/4”	2φ3/4”
BASTONES (-)		4φ3/4”	-	4φ3/4”
BASTONES (+)	2φ 3/4”	-	-	3φ 3/4”

Nota: No se está colocando bastones positivos y negativos para los casos que el acero corrido sea suficiente para tomar los momentos.

CORTE DE ACERO

Para el tramo 1 central se tendrá los cortes de aceros dados por la Imagen 6.3.

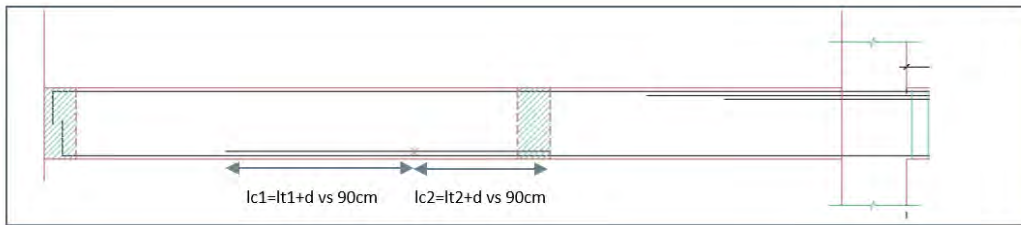


IMAGEN 6.3: CORTE DE ACERO PARA EL PRIMER TRAMO CENTRAL.

$$\emptyset Mn(2\emptyset 3/4") = 9.95tn.m$$

$$L(M_{\text{máx}}) = 2.88m$$

$$L1(M = 9.95tn.m) = 1.07m$$

$$lt1 = 2.88 - 1.07 = 1.81m$$

$$lc1 = 1.81 + 0.49 = 2.3 \approx 2.50m \text{ vs } 0.90m (\text{longitud de desarrollo para } \emptyset 3/4")$$

$$L2(M = 9.95tn.m) = 3.50m$$

$$lt2 = 3.50 - 2.88 = 0.62m$$

$$lc2 = 0.62 + 0.49 = 1.11m \text{ vs } 0.9m$$

Finalmente se tienen los cortes de acero para el tramo central, presentados en la Imagen 6.4.

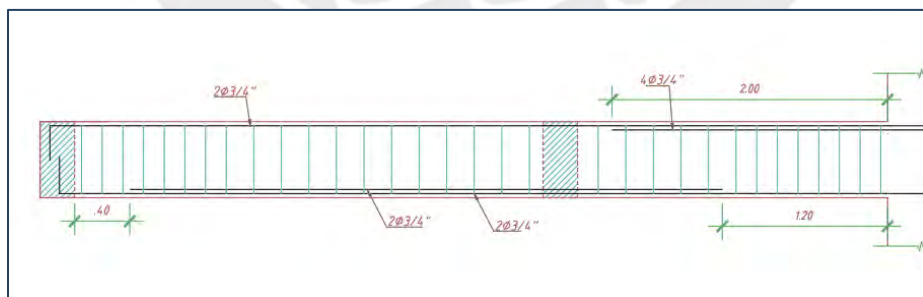


IMAGEN 6.4: CORTE DE ACERO PARA EL TRAMO CENTRAL DEL PRIMER TRAMO.

El corte de acero para los bastones negativos del primer tramo se puede apreciar en la Imagen 6.5

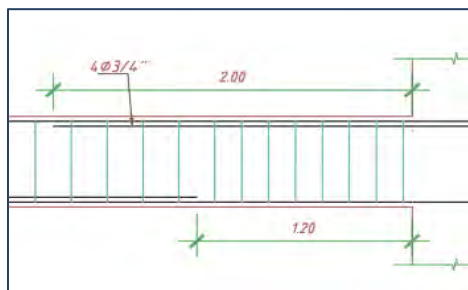


IMAGEN 6.5: CORTE DE ACERO NEGATIVO PARA EL PRIMER TRAMO.

$$\emptyset Mn(2\emptyset 3/4") = 9.95tn.m$$

$$lt1(M = 9.95tn.m) = 0.30m$$

$$lc1 = 0.30 + 0.49 = 0.79m \text{ vs } 0.9m \approx 0.9m(\text{longitud de desarrollo para } \emptyset 3/4")$$

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

El diagrama de fuerzas cortantes a "d" de la cara está dada por la Imagen 6.6.

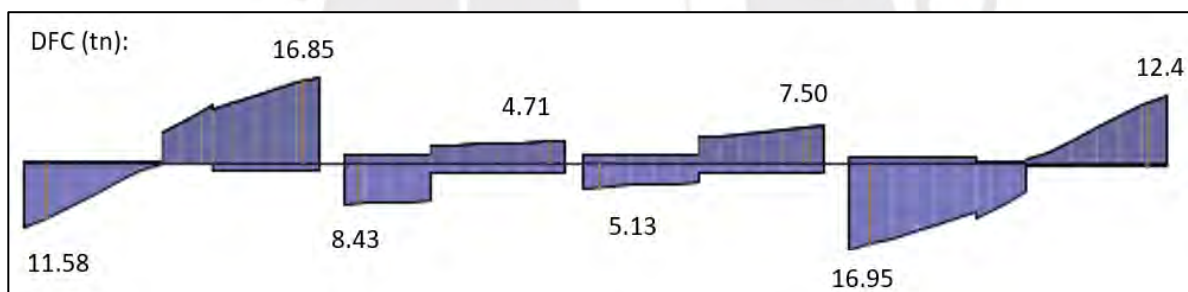


IMAGEN 6.6: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DE LA VIGA A DISEÑAR.

Para el valor del V_u se considera el más desfavorable, es decir el valor más alto. Usando las ecuaciones 4.4.1., 4.4.3. y 4.4.4. se obtiene el diseño por fuerza cortante dado por la Tabla 6.2.

TABLA 6.2: DISEÑO POR FUERZA CORTANTE DE LA VIGA.

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
$V_u(tn)$	16.85	8.43	7.50	16.95
$\emptyset V_c(tn)$	7.51	7.51	7.51	7.51
$V_{m\acute{a}x}(tn)$	35.00	35.00	35.00	35.00
$\dot{¿} V_{m\acute{a}x} > V_u?$	SI	SI	SI	SI
Caso	$V_u > \emptyset V_c$	$V_u > \emptyset V_c$	$V_u = \emptyset V_c$	$V_u > \emptyset V_c$

$\phi V_s(\text{tn})$	9.34	0.92	-----	9.44
S(cm)	24.96 \approx 25	252.82	-----	24.70 \approx 25
Vs lim(tn)	18.33	18.33	-----	18.33
S _{máx} (cm)	23 \approx 20	23 \approx 20	68.16 \approx 65	23 \approx 20

Para el Tramo 1 se tiene un primer espaciamiento(S) de 25cm, pero como el S máximo es 20cm, el espaciamiento elegido debe ser 20cm hasta que $V_u = \phi V_c$; luego el segundo espaciamiento es por estribos mínimos ($\phi V_c > V_u > \phi V_c/2$) y finalmente, el espaciamiento en la zona central del tramo es por montaje. Cabe añadir que el primer estribo que se coloca es a 5cm.

$$l(V_u = \phi V_c) = 3.04m$$

$$\text{número de estribos cada } 20cm = 15$$

Como con los estribos cada 20 cm ya se completa la longitud de cara a cara de la viga, por lo que el diseño por cortante para esa viga termina ahí.

Para el Tramo 2 se tiene un espaciamiento de 20cm hasta que $V_u = \phi V_c$, calculando los demás espaciamientos se tiene:

$$l(V_u = \phi V_c) = 1.85m$$

$$\text{número de estribos cada } 20cm = 9$$

Para calcular el espaciamiento para estribos mínimos ($\phi V_c > V_u > \phi V_c/2$) y el espaciamiento para los estribos de montaje ($V_u < \phi V_c/2$), se usan las ecuaciones 4.4.6. y 4.4.7. y se tiene:

$$S \text{ estribos mín} = 68.16 \approx 65cm$$

$$S \text{ estribos de montaje} = 40cm \text{ (Apuntes del Curso Concreto Armado I – Ottazzi)}$$

Se puede observar que de ambas distancias la menor es 40cm así que se toma el espaciamiento de 40cm cuando $V_u < \phi V_c$.

Como la viga a diseñar absorbe fuerzas sísmicas es necesario aplicar el Acápite 4.9, el cual se explicó en el marco teórico. Como el peralte para los 4 tramos son los mismos, la distribución que se halla es la misma para todos. Calculando se tiene:

Para la Zona de Confinamiento:

longitud de confinamiento = $2 \times 55 = 110\text{cm}$

Espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento es el menor de:

$$S = \frac{d}{4} \geq 15\text{cm} = 15\text{cm}$$

$$S = 10db = 25.4 = 25\text{cm}$$

$$S = 24 \times de = 22.87 = 20\text{cm}$$

$$S = 30\text{cm}$$

Para la Zona Central:

$$S = 0.5 \times 46 = 23 \approx 20\text{cm}$$

Calculando la distribución de los estribos se tiene:

1 \square \varnothing 3/8": 1@0.05m; 7@0.15m; Rsto@0.20m.

Esta distribución es la más desfavorable que la distribución por el diseño por fuerza cortante; por ello, es la distribución final.

DISEÑO POR CAPACIDAD

Como se mencionó en el marco teórico, se tienen dos casos para poder hallar la cortante por capacidad, en la que la diferencia es por la dirección del sismo como se puede observar en la Imagen 6.7, donde el M_A y M_B son los momentos nominales de la sección de los extremos de la viga.

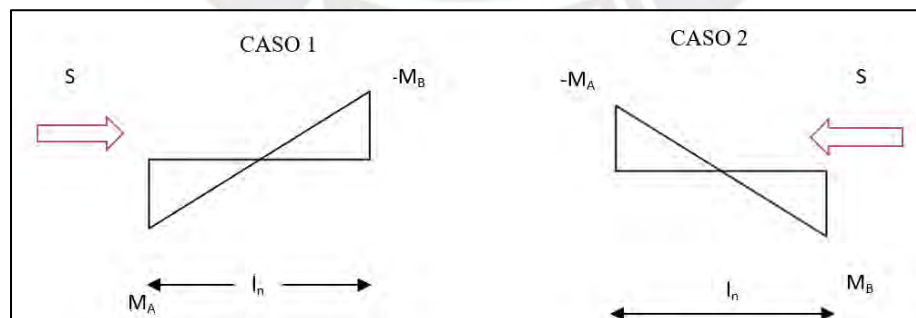


IMAGEN 6.7: CASOS PARA HALLAR LA CORTANTE POR CAPACIDAD.

Usando la ecuación 4.3.4. se puede obtener la Tabla 6.3.

TABLA 6.3: DISEÑO POR CAPACIDAD.

	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
$M_A(\text{tn.m})$	0	0	9.95	26.40	9.95	9.95	9.95	26.40
$M_B(\text{tn.m})$	26.40	9.95	9.95	9.95	26.40	9.95	0	0
$V_1=V_u(1.4D+1.7L)(\text{tn})$	16.7		6.02		5.46		17.37	
$L(\text{m})$	5.9		4.55		5.1		6.35	
$V=(M_A+M_B)/L+V_1$	21.17	18.39	10.39	14.00	12.59	9.36	18.94	21.53
$V_{\text{máx}}:(0.9D+2.5S)$ $(1.25(D+L)+2.5S)$	19.1		11.98		11.05		18.68	
$V_{uf}(\text{tn})=\min(V, V_{\text{máx}})$	19.1		10.39		9.36		18.68	
V_u del análisis (tn)	16.85		8.43		7.05		16.95	
Nuevo $V_u(\text{tn})$	19.1		10.39		9.36		18.68	
Nuevo $S(\text{cm})$	20		30		30		20	
$V_{\text{máx}}(\text{tn})$	36.83		36.83		36.83		36.83	
$\zeta V_{\text{máx}} > \text{Nuevo } V_u?$	SI		SI		SI		SI	

Según la Tabla 6.3, se puede observar que la nueva cortante es dada por la amplificación de 2.5 del sismo. Como los estribos por confinamiento gobiernan, es necesario calcular los estribos fuera de la zona de confinamiento. Se procede a verificar los requerimientos del Acápite 4.9 para el primer y segundo tramo mostrados en la Imagen 6.8 y 6.9.

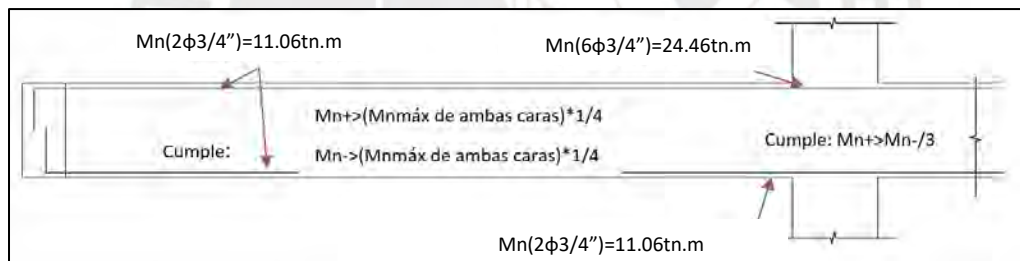


IMAGEN 6.8: REQUERIMIENTOS DEL CAPÍTULO 21 PARA EL PRIMER TRAMO.

Para el Tramo 2 se tiene:

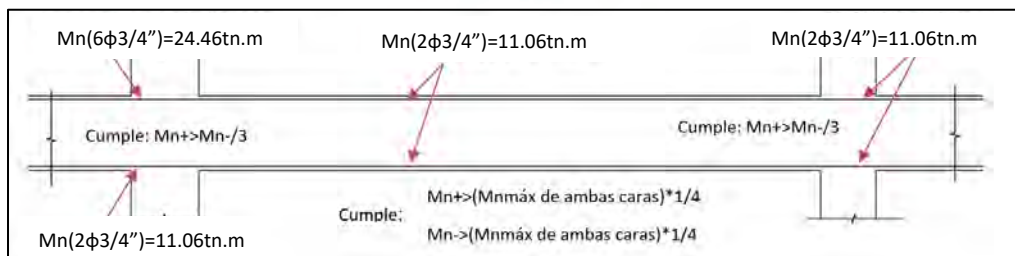


IMAGEN 6.9: REQUERIMIENTOS DEL CAPÍTULO 21 PARA EL SEGUNDO TRAMO.

FISURACIÓN

Se realiza para el tramo de viga que tenga la mayor fibra en tracción para cargas de servicio, la cual se puede obtener de la Imagen 6.10.

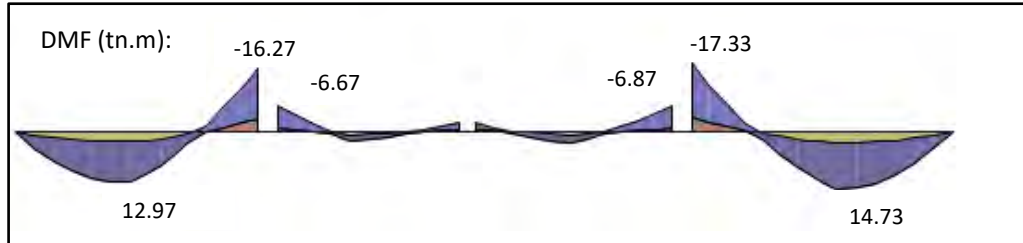
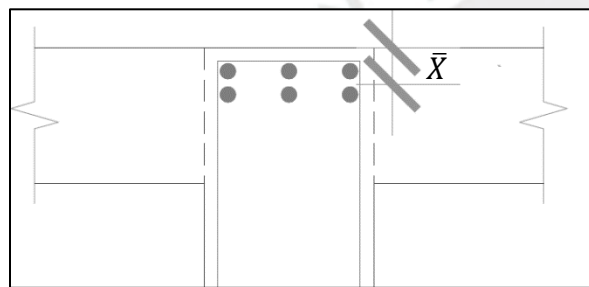


IMAGEN 6.10: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR BAJO CARGAS DE SERVICIO.

Se puede apreciar que, en el diagrama de momentos flectores, el mayor momento es de -17.33tn.m.

Por lo que se tiene:



Diámetro:

$$\phi 3/4'' = 1.905 \text{ cm}$$

Recubrimiento = 4cm

● : barra de 3/4''

$$A_{\text{total}} = 2.84 \times 6 = 17.04 \text{ cm}^2$$

Hallando el centroide del acero en tracción se tiene:

$$\bar{X} = \frac{8.52 \times 5.95 + 8.52 \times 7.86}{17.04} = 6.91 \text{ cm}$$

Usando las ecuaciones 5.5.4., 5.5.5. y 5.5.6. se tiene:

Número de barras:

$$N_{\text{barras}} = 6 \text{ barras}$$

Espesor del recubrimiento (dc):

$$dc = 4 + 1 + \frac{1.905}{2} = 5.95 \text{ cm}$$

Área efectiva del concreto en tracción (Act):

$$Act = \frac{2 \times 6.91 \times 25}{6} = 57.58 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo en el acero(f_s):

$$f_s = \frac{17.33 \times 10^5}{17.04 \times 0.9 \times 48.09} = 2349.80 \text{ kg/cm}^2$$

Parámetro Z:

$$Z = 2349.80 \times \sqrt[3]{5.95 \times 57.58} = 16442.22 \text{ kg/cm}$$

El parámetro Z cumple con la norma, es decir es menor a 26000kg/cm. Como se quiere tener una idea del tamaño de la fisura generada se usa la fórmula según Gergely-Lutz, por lo que se tiene:

c para cargas de servicio = 11.85m

$$\beta = \frac{55 - 11.85}{48.09 - 11.85} = 1.19$$

Predicción del ancho de grieta(ω):

$$\omega = 1.1 \times 1.19 \times 16442.22 \times 10^{-5} = 0.22 \text{ mm}$$

El valor de 0.22mm es el ancho máximo de las grietas en la cara de tracción por flexión. Además, ese valor cumple con el valor que establece el ACI y la Norma E.060 para la exposición interior, el cual es 0.4mm.

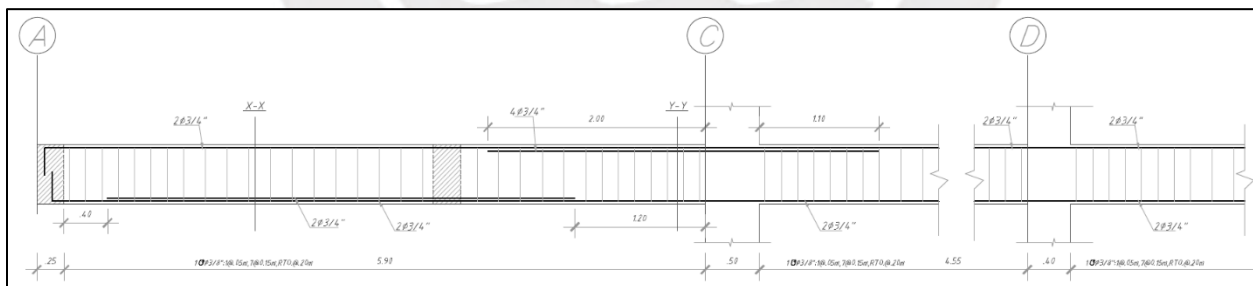


Imagen 6.11: diseño final de la viga del eje 6.

EJEMPLO DE DISEÑO PARA LA VIGA DEL EJE D

La envolvente de la Viga del eje D está dada por la Imagen 6.12.

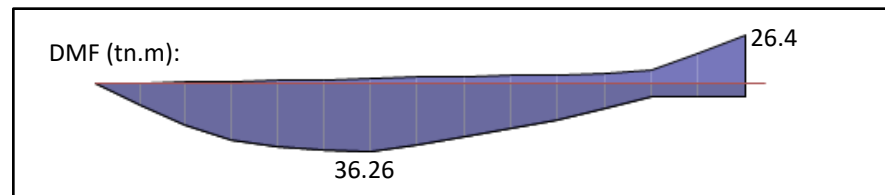


IMAGEN 6.12: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES.

Según ecuación 4.3.10.:

$$\rho_{max} = \frac{0.75 * 1.19 * 210 * 0.85}{1000} = 0.01593$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.01593 * 51 * 40 = 32.50cm^2$$

Según ecuación 4.3.6.:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 40 * 51}{4200} = 4.9cm^2$$

ACERO CORRIDO Y BASTONES

Según la ecuación 4.3.5. se puede obtener el diseño por flexión dada en la Tabla 6.4.

TABLA 6.4: DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA VIGA.

	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO
M(tn.m)	36.26	26.4
As(cm ²)	21.46	15.0
ACERO CORRIDO POSITIVO Y NEGATIVO	6φ3/4"	6φ3/4"
BASTÓN	2φ3/4"	-----

Se puede observar que se ha colocado como acero corrido 6ø3/4", esto es para que en el análisis de deflexiones, la deflexión cumpla con lo que establece la norma, lo cual se analizará más adelante.

CORTE DE ACERO

Para el corte de acero del primer central se tiene la Imagen 6.13.

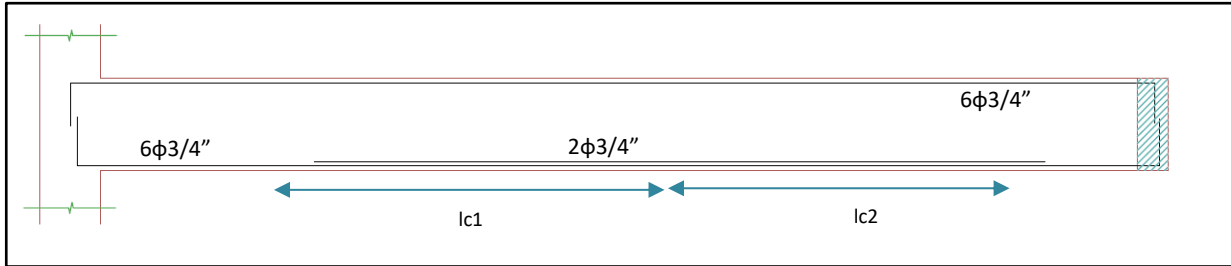


IMAGEN 6.13: CORTE DE ACERO PARA EL TRAMO CENTRAL.

$$\phi Mn(6\phi 3/4") = 29.62 \text{ tn.m}$$

$$\text{longitud } M \text{ máx} = 2.93\text{m}$$

Para $lc1$:

$$\text{longitud } \phi Mn(6\phi 3/4") = 1.39\text{m}$$

$$lc1 = (2.93 - 1.39) + 0.51 = 2.05 \text{ vs } 0.9 \rightarrow 2.05\text{m}$$

Para $lc2$:

$$\text{longitud } \phi Mn(6\phi 3/4") = 3.82\text{m}$$

$$lc2 = (3.82 - 2.93) + 0.51 = 1.4 \text{ vs } 0.9 \rightarrow \approx 1.4\text{m}$$

Cabe añadir que el corte de todas las barras se ha comparado con la longitud de anclaje para barras superiores, ya que es el caso más desfavorable y es más conservador.

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Para el valor del V_u se usa el más desfavorable, es decir el más alto. Cabe recalcar que el V_u es a "d" de la cara.

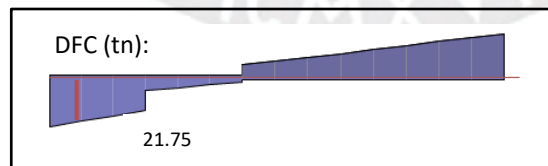


IMAGEN 6.14: DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DE LA VIGA.

Usando las ecuaciones 4.4.1., 4.4.3. y 4.4.4. se obtiene el diseño por fuerza cortante, mostrado en la Tabla 6.5.

TABLA 6.5: DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.

$V_u(\text{tn})$	21.75
$\phi V_c(\text{tn})$	13.32
$V_{\text{máx}}(\text{tn})$	62.08
$\dot{¿} V_{\text{máx}} > V_u?$	SI
Caso	$V_u > \phi V_c$
$\phi V_s(\text{tn})$	8.43
$S(\text{cm})$	$30.66 \approx 30$
$V_s \text{ lim}(\text{tn})$	32.52
$S_{\text{máx}}(\text{cm})$	$25.5 \approx 25$

Como el S es mayor al espaciamiento máximo, los estribos están espaciados cada 25cm hasta que $V_u = \phi V_c$, para saber la cantidad de estribos es necesario calcular la longitud más desfavorable hasta que $V_u = \phi V_c$. Cabe recalcar que el primer estribo será a 5cm.

$$l(V_u = \phi V_c) = 2.28m$$

$$\text{cantidad de estribos} = \frac{2.28 - 0.05}{0.25} = 8.92 \approx 9$$

Para calcular el espaciamiento para estribos mínimos ($\phi V_c > V_u > \phi V_c / 2$) y el espaciamiento para los estribos de montaje ($V_u < \phi V_c / 2$), se usan las ecuaciones 4.4.6. y 4.4.7. y se tiene:

$$S \text{ estribos mín} = 42.6 \approx 40cm$$

$$S \text{ estribos de montaje} = 40cm \text{ (Libro de Concreto Armado – Ottazzi)}$$

Como la viga a diseñar absorbe fuerzas sísmicas es necesario realizar lo descrito en el Acápite 4.9; por lo que se tiene, para la Zona de Confinamiento lo siguiente:

$$\text{longitud de confinamiento} = 2 \times 60 = 120cm$$

$$S = \frac{d}{4} \geq 15cm = 15cm$$

$$S = 10db = 19.05 = 15cm$$

$$S = 24 \times de = 22.87 = 20cm$$

$$S = 30cm$$

Se elige el menor: 15cm

Para la Zona Central:

$$S = 0.5 \times 51 = 25.5 \approx 25\text{cm}$$

Calculando la distribución de los estribos se tiene:

1 \square ϕ 3/8": 1@0.05m; 8@0.15m; Rsto@0.25m.

Esta distribución es la más desfavorable que la distribución por el diseño de fuerza cortante; por ello, es la distribución final.

DISEÑO POR CAPACIDAD

Usando la ecuación 4.3.4. se puede obtener el diseño por capacidad mostrado en la Tabla 6.6.

TABLA 6.6: DISEÑO POR CAPACIDAD.

	CASO 1	CASO 2
$M_A(\text{tn.m})$	0	0
$M_B(\text{tn.m})$	32.91	32.91
$V_1=V_u(1.4D+1.7L)(\text{tn})$	28.1	
$L(\text{m})$	7.15	
$V=(M_A+M_B)/L+V_1$	32.7	32.7
V máx de: $0.9D+2.5S / 1.25(D+L)+2.5S$	24.21	
$V_{uf}(\text{tn})= \min(V, V \text{ máx})$	24.21	
V_u diseño (tn)	21.75	
Nuevo V_u de diseño (tn)	24.21	
$S(\text{cm})$	17.5	
$V_{Máx}$ (tn)	65.33	
$\checkmark V_{Máx}(\text{tn}) > \text{Nuevo } V_u?$	SI	

Según la Tabla 6.6 se puede observar que el tramo 1 cumple con el diseño de capacidad; se procede a verificar lo que el Acápite 4.9 establece.

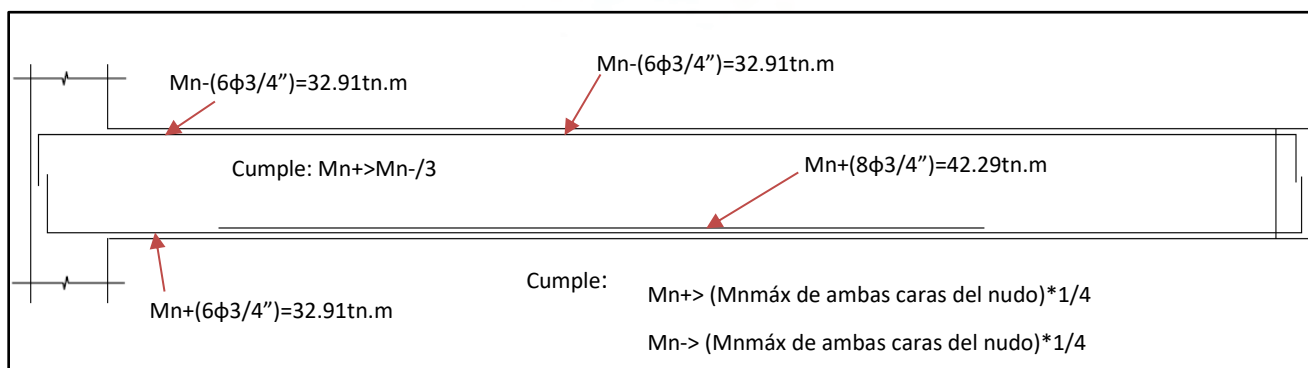


IMAGEN 6.15: REQUERIMIENTOS DEL CAPÍTULO 21.

Para analizar las fisuras que se producen, es necesario escoger el mayor momento para cargas de servicio el cual se puede observar en la Imagen 6.16. Como esta viga es simplemente apoyada, es claro que las mayores fisuras se originan aproximadamente al centro de la viga ya que ahí se producen los mayores momentos. Calculando el diagrama de momentos flectores, se tiene:

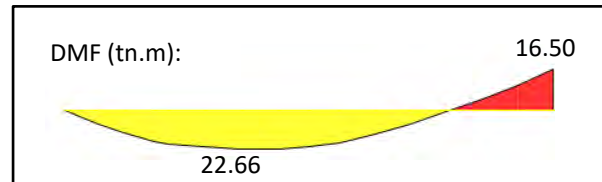
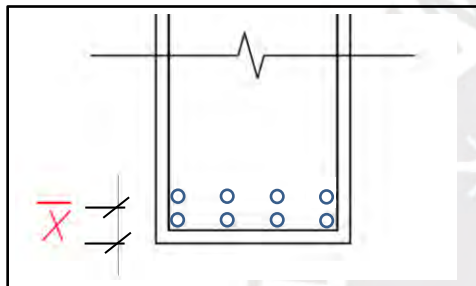


IMAGEN 6.16: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES BAJO CARGAS DE SERVICIO.

Observando la sección se tiene:



Diámetros:

$\phi 3/4'' \approx 1.9\text{cm}$

Recubrimiento=4cm

○ : diámetro de 3/4''

$$A_{\text{total}} = 2.84 \times 8 = 22.72\text{cm}^2$$

Hallando el centroide del acero en tracción se tiene:

$$\bar{X} = \frac{11.36 \times 5.95 + 11.36 \times 7.85}{22.72} = 6.90\text{cm}$$

Usando las ecuaciones 4.5.4., 4.5.5 y 4.5.6. se tiene:

Número de barras:

$$N_{\text{barras}} = 8 \text{ barras}$$

Espesor del recubrimiento (d_c):

$$d_c = 4 + 1 + \frac{1.90}{2} = 5.95\text{cm}$$

Área efectiva del concreto en tracción (A_{ct}):

$$A_{ct} = \frac{2 \times 6.90 \times 40}{8} = 69\text{cm}^2$$

Esfuerzo en el acero(f_s):

$$f_s = \frac{22.66 \times 10^5}{22.72 \times 0.9 \times (60 - 6.90)} = 2086.96 \text{ kg/cm}^2$$

Parámetro Z:

$$Z = 2086.96 \times \sqrt[3]{5.95 \times 69} = 15510.88 \text{ kg/cm}$$

El parámetro Z cumple con la norma, es decir es menor a 26000kg/cm.

Como se quiere tener una idea del tamaño de la fisura generada se halla según Gergely-Lutz, por lo que se tiene:

$$c \text{ para cargas de servicio} = 17.20 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{60 - 17.20}{53.10 - 17.20} = 1.19$$

Predicción del ancho de grieta(ω):

$$\omega = 1.1 \times 1.19 \times 15510.88 \times 10^{-5} = 0.20 \text{ mm}$$

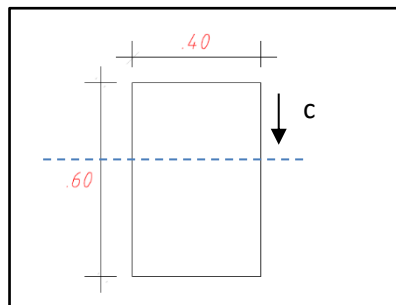
El valor de 0.19mm es el ancho máximo de las grietas en la cara de tracción por flexión. Además, ese valor cumple con el valor que establece el ACI y la Norma E.060 para la exposición interior, el cual es 0.4mm.

DEFLEXIONES

Para poder calcular la deflexión se tiene que saber si la sección se encuentra fisurada o no.

Utilizando las ecuaciones 4.3.8. y 4.3.9., se tiene lo siguiente:

Para la sección transformada, para cuestiones prácticas no se toma en cuenta el acero ya que el programa ETABS no toma en cuenta el acero al calcular las deflexiones.



$$c = 30 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 720000 \text{ cm}^4$$

$$M_{+servicio} = 22.66 \text{tn.m}$$

$$2\sqrt{210} = \frac{M_{cr} \times (60 - 30)}{720000} \rightarrow M_{cr} = 695586.08 \text{kg.cm} = 6.96 \text{tn.m}$$

Como el momento de servicio es mayor al momento de agrietamiento, la sección bajo cargas de servicio se encuentra fisurada.

El programa que se usó para el modelamiento (ETABS), el cálculo de las deflexiones las realiza con la sección bruta sin acero; por ello, se halla una relación entre la inercia bruta y la fisurada para poder calcular las deflexiones instantánea y diferida con el programa. Para calcular esa relación primero se halla la inercia efectiva.

INERCIA EFECTIVA

Como ya se explicó en el marco teórico, la inercia efectiva depende de las condiciones de apoyo, como la viga que se analiza es simplemente apoyada en uno de los extremos y monolítico con la columna en el otro, la inercia efectiva es dos veces la inercia calculada para la sección central más la inercia en el extremo monolítico con la columna, dividido entre 3. Para el cálculo de la inercia agrietada positiva se consideró el aporte del ancho efectivo de la losa de 5cm de aligerado.

$$I_{cr} \text{ en el centro} = 650392 \text{cm}^4$$

$$I_{cr} \text{ en el extremo monolítico con la columna} = 253098.11 \text{cm}^4$$

$$I_{efec} = \frac{2 \times 650392 + 253098.11}{3} = 517960.70 \text{cm}^4$$

$$\text{factor} \left(\frac{I_g}{I_{cr \text{ efectivo}}} \right) = \frac{720000}{517960.70} = 1.39$$

Las deflexiones que se usan para el cálculo de las deflexiones inmediatas y diferidas son las siguientes:

Según el ETABS:

$$\delta_{carga \text{ muerta}} = 0.11 + 0.12 + 0.13 + 0.03 = 0.39 \text{cm}$$

$$\delta_{carga \text{ viva}} = 0.09 \text{cm}$$

A continuación, se procede a calcular la deflexión inmediata que es la deflexión según el ETABS multiplicado por la relación de inercias.

Deflexión inmediata:

$$\delta_{carga\ muerta} = 0.39 \times 1.39 = 0.54\text{cm}$$

$$\delta_{carga\ viva} = 0.09 \times 1.39 = 0.12\text{cm}$$

$$\delta_{inmediata} = \delta_{carga\ muerta} + \delta_{carga\ viva} = 0.66\text{cm}$$

Para la deflexión sostenida se utilizan la carga muerta y una porción de la carga viva que se prevé actuará permanentemente, para este análisis se tomará el 30% (Libro de Apuntes del Curso de Concreto Armado I- Ottazzi)

$$\delta_{carga\ muerta} + 30\%carga\ viva = 0.54 + 0.12 \times 0.3 = 0.57\text{cm}$$

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell / 480\dagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell / 240§$

IMAGEN 6.17: LÍMITES DE DEFLEXIÓN PARA VIGAS.

Deflexión diferida:

Para calcular esta deflexión, primero se calcula el factor $\lambda\Delta$, según la ecuación 4.5.3., para calcular el factor ξ , el cual depende del tiempo para cargas sostenidas, se toma un tiempo de 5 años o más (Imagen 4.1).

$$\rho' = \frac{6 \times 2.84}{2400} = 7.1 \times 10^{-3}$$

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 7.1 \times 10^{-3}} = 1.47$$

$$\delta_{diferida} = 0.57 \times 1.47 = 0.83\text{cm}$$

$$\delta_{total} = 0.83 + 0.66 \approx 1.4\text{cm}$$

La norma establece un límite para la condición de la viga analizar, la cual es:

$$\delta_{\text{límite}} = \frac{680}{480} \approx 1.4 \text{ cm}$$

Se puede observar que cumple con la norma.

El diseño final de la viga se puede observar en la Imagen 6.18.

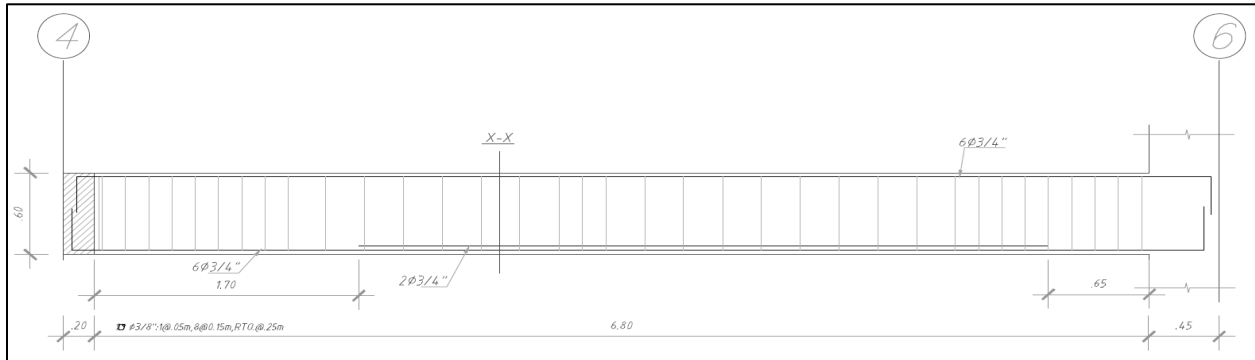


IMAGEN 6.18: DISEÑO FINAL DE LA VIGA DEL EJE D.

CAPÍTULO 7 DISEÑO DE COLUMNAS

La columna a diseñar se puede observar en la Imagen 7.1.

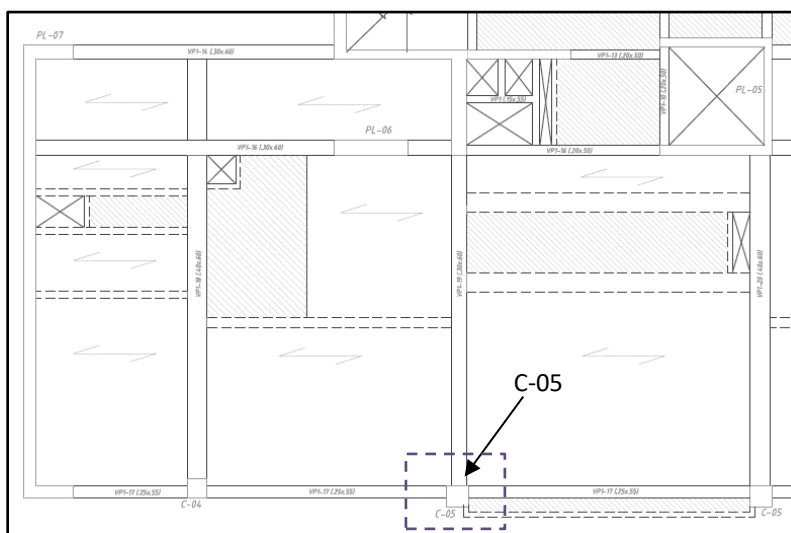


IMAGEN 7.1: COLUMNA A DISEÑAR.

EJEMPLO DE DISEÑO PARA LA COLUMNA C-05(45x45)

Se sabe que la cuantía puede ir desde 1% hasta 6%, pero para que la columna sea económica se recomienda un rango de 1% a 3%.

Hallando el acero mínimo se tiene:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 45 \times 45 = 20.25 \text{ cm}^2$$

Para satisfacer el área de acero requerida se usa 8 barras de 3/4" con lo que se tiene un área de 22.72 cm² con una cuantía de 1.12%. A continuación, se obtienen las solicitaciones en las columnas, cabe añadir que para el diseño de columnas no se toma en cuenta la envolvente, esto es porque la envolvente da la mayor carga axial y el mayor momento y puede ocurrir que para el mayor momento se tenga una carga axial pequeña o viceversa lo cual ocasiona una ubicación errónea de las combinaciones en la curva de interacción.

El metrado de cargas y las combinaciones de las solicitaciones para la columna a diseñar se observan en la Tabla 7.1 y 7.2.

TABLA 7.1: METRADO DE CARGAS PARA LA COLUMNA C-05(45X45).

	VIGAS		LOSAS		TABIQUE	COLUMNA	TOTAL	
	CM (tn)	CV (tn)	CM (tn)	CV (tn)	CM (tn)	CM (tn)	CM (tn)	CV (tn)
AZOTEA	3.56	0.24	7.61	1.83	0	0	11.17	2.07
PISO 5	3.56	0.48	8.25	3.89	1.66	1.31	14.78	4.37
PISO 4	3.56	0.48	8.25	3.89	1.66	1.31	14.78	4.37
PISO 3	3.56	0.48	8.25	3.89	1.66	1.31	14.78	4.37
PISO 2	3.56	0.48	8.25	3.89	1.66	1.31	14.78	4.37
PISO 1	3.56	0.48	8.25	3.89	1.66	1.31	14.78	4.37
BASE	0	0	0	0	0	1.99	1.99	0
TOTAL							87.06	23.92

TABLA 7.2: COMBINACIONES DE LAS SOLICITACIONES PARA LA COLUMNA C-05(45X45).

COMBINACIONES	Pu(tn)	Mu _x (tn.m)	Mu _y (tn.m)	Vu(tn)
1.4D+1.7L	162.55	-2.52	0.56	-1.67
1.25(D+L)+Sx _{máx}	136.87	-1.55	3.14	1.22
1.25(D+L)+Sx _{min}	140.58	-1.99	-2.35	-1.47
1.25(D+L)+Sy _{máx}	137.91	-1.15	0.90	-1.07
1.25(D+L)+Sy _{min}	139.54	-2.40	-0.11	-1.56
0.9D+Sx _{máx}	76.50	-0.98	2.97	1.09
0.9D+Sx _{min}	80.21	-1.30	-2.47	-0.96
0.9D+Sy _{máx}	77.54	0.73	-0.57	-0.64
0.9D+Sy _{min}	79.16	-1.71	-0.23	-1.05

Todas las combinaciones de las solicitaciones de la columna, se colocan en el diagrama de interacción (Imagen 7.2), como la columna es un cuadrado la curva de interacción para un M_x o un M_y será la misma, por lo que se analiza una sola vez.

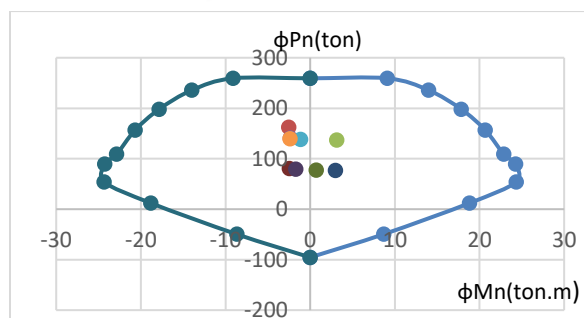


IMAGEN 7.2: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA C-05(45X45).

Se puede observar que las solicitaciones de las combinaciones caen dentro del diagrama de interacción.

ANÁLISIS POR FUERZA CORTANTE

Para este análisis se toma en cuenta las cortantes más desfavorables de la Tabla 7.3. para cada combinación de carga.

TABLA 7.3: FUERZAS CORTANTES PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES DE LA COLUMNA C-05(45X45).

COMBINACIONES	Vu(tn)
1.4D+1.7L	-1.67
1.25(D+L)+Sxmáx	1.22
1.25(D+L)+Sxmin	-1.47
1.25(D+L)+Symáx	-1.07
1.25(D+L)+Symin	-1.56
0.9D+Sxmáx	1.09
0.9D+Sxmin	-0.96
0.9D+Symáx	-0.64
0.9D+Symin	-1.05

Para continuar con el análisis por corte se usan las ecuaciones 4.4.2, 4.4.3 y 4.4.4 las cuales se pueden observar en la Tabla 7.4.

TABLA 7.4: CÁLCULO DE LA COLUMNA C-05(45X45).

	Vu(tn)	Pu(tn)	Vc(tn)
1.4D+1.7L	1.67	162.55	21.2
1.25(D+L)+Sxmáx	1.22	136.87	20.0
1.25(D+L)+Sxmin	1.47	140.58	20.2
1.25(D+L)+Symáx	1.07	137.91	20.0
1.25(D+L)+Symin	1.56	139.54	20.1
0.9D+Sxmáx	1.09	76.50	17.1
0.9D+Sxmin	0.96	80.21	17.3
0.9D+Symáx	0.64	77.54	17.2
0.9D+Symin	1.05	79.16	17.2

Se halla el espaciamiento por pandeo (Acápito 4.3), con ello se obtiene lo siguiente:

- $S \leq 16db$ (diámetro de las barras verticales) =30.48cm
 - $S \leq$ menor dimensión de la columna =40cm
 - $S \leq 48de$ (diámetro del estribo) =45cm
 - $S \leq 30cm$ (recomendación del Ingeniero Ottazzi)
- } Escoger el menor

Como se tiene que escoger el espaciamiento más desfavorable, este es de 30cm.

ANÁLISIS POR CAPACIDAD

Debido a que la columna está sometida a sismo, se tiene que realizar el análisis por capacidad, en este análisis se halla una nueva cortante y se tiene que cumplir que esta cortante sea menor a la cortante de diseño V_u (Tabla 7.5), en caso que no sea así la nueva cortante está dada por el menor valor del Acápite 4.9. La cortante proveniente de los momentos nominales de la sección se halla rotulando los extremos de la columnas y el momento nominal se halla con el diagrama de interacción.

TABLA 7.5: ANÁLISIS POR CAPACIDAD DE LA COLUMNA C-05(45X45).

COMBINACIONES	Análisis				h(m)	2.8	Vu de diseño
	Pu(tn)	Mu(tn.m)	ϕ	Mn(tn.m)	Vu nueva (tn)	Max V(tn) del sismo amplificado en 2.5	
1.4D+1.7L	162.55	-2.52	0.7	28.97	20.69	3.6	1.67
1.25(D+L)+S _x máx	136.87	3.14	0.7	30.84	22.03		1.22
1.25(D+L)+S _x mín	140.58	-2.35	0.7	30.6	21.86		1.47
1.25(D+L)+S _y máx	137.91	-1.15	0.7	30.78	21.98		1.07
1.25(D+L)+S _y mín	139.54	-2.4	0.7	30.67	21.91		1.56
0.9D+S _x máx	76.5	2.97	0.85	28.58	20.41		1.09
0.9D+S _x mín	80.21	-2.47	0.85	28.57	20.41		0.96
0.9D+S _y máx	77.54	0.73	0.85	28.58	20.41		0.64
0.9D+S _y mín	79.16	-1.71	0.85	28.57	20.41		1.05

Como se puede observar en la Tabla 7.5 la cortante de diseño es menor al menor entre la cortante del sismo amplificado en 2.5 y la cortante amplificada del diagrama de interacción (V_u nueva); por ello, la nueva cortante de diseño es 3.6tn, pero esta sigue siendo menor al ϕV_c , por lo que los estribos mínimos serán dados por el pandeo (espaciamiento cada 30cm). También se puede observar que a partir de la carga axial 76.5tn en adelante se considera el factor de reducción de

0.85, esto es debido a que los phis estaban en un rango de 0.79 a 0.9 para los axiales mencionados, por lo que se toma un factor de 0.85 el cual es para compresión y flexocompresión.

TABLA 7.6: PUNTOS DE LA CURVA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA C-05(45X45).

	con phi	con phi	con phi	sin phi	
Point	P(tn)	M2(tn-m)	M3(tn-m)	P(tn)	ϕ
1	259.29	0	0.00	370.41	0.70
2	259.29	0	9.11	370.41	0.70
3	235.83	0	13.97	336.90	0.70
4	198.08	0	17.84	282.97	0.70
5	156.56	0	20.69	223.66	0.70
6	109.11	0	22.86	155.88	0.70
7	89.30	0	24.27	113.54	0.79
8	54.00	0	24.33	60.00	0.90
9	12.15	0	18.83	13.50	0.90
10	-49.58	0	8.67	-55.09	0.90
11	-95.43	0	0.00	-106.03	0.90

↑ Zona de
transición=0.85

Como la columna está sometida a sismo; es necesario hallar el espaciamiento de los estribos según el Acápite 4.9.

S_0 (espaciamiento en la zona de confinamiento):

- 8 veces el diámetro de la barra=15.24cm
 - Dimensión menor de la columna/2=22.5cm
 - 10cm
- Escoger el menor 10cm

L_0 (longitud de confinamiento):

- Luz libre/6=65cm
 - Dimensión mayor de la columna=45cm
 - 50cm
- Escoger el mayor 65cm

En el nudo:

- $S_{\text{máx}} = \frac{Av \times fy}{0.2 \times \sqrt{fc} \times bw} = 45.73\text{cm}$
 - $S_{\text{máx}} = \frac{Av \times fy}{3.5 \times bw} = 37.87\text{cm}$
 - 15cm
- Escoger el menor 15cm

Fuera de la zona de confinamiento:

- Espaciamiento por pandeo=30cm
 - $d/2=39/2=19.5\approx 15\text{cm}$
 - 60cm
 - Espaciamiento por corte=50cm
 - 30cm
- } Elegir el menor 15cm

Por lo que se tendrá:

1 \square ϕ 3/8": 1@0.05m; 6@0.10m; Rsto@0.15m.

El diseño final de la columna es dado por la Imagen 7.3.

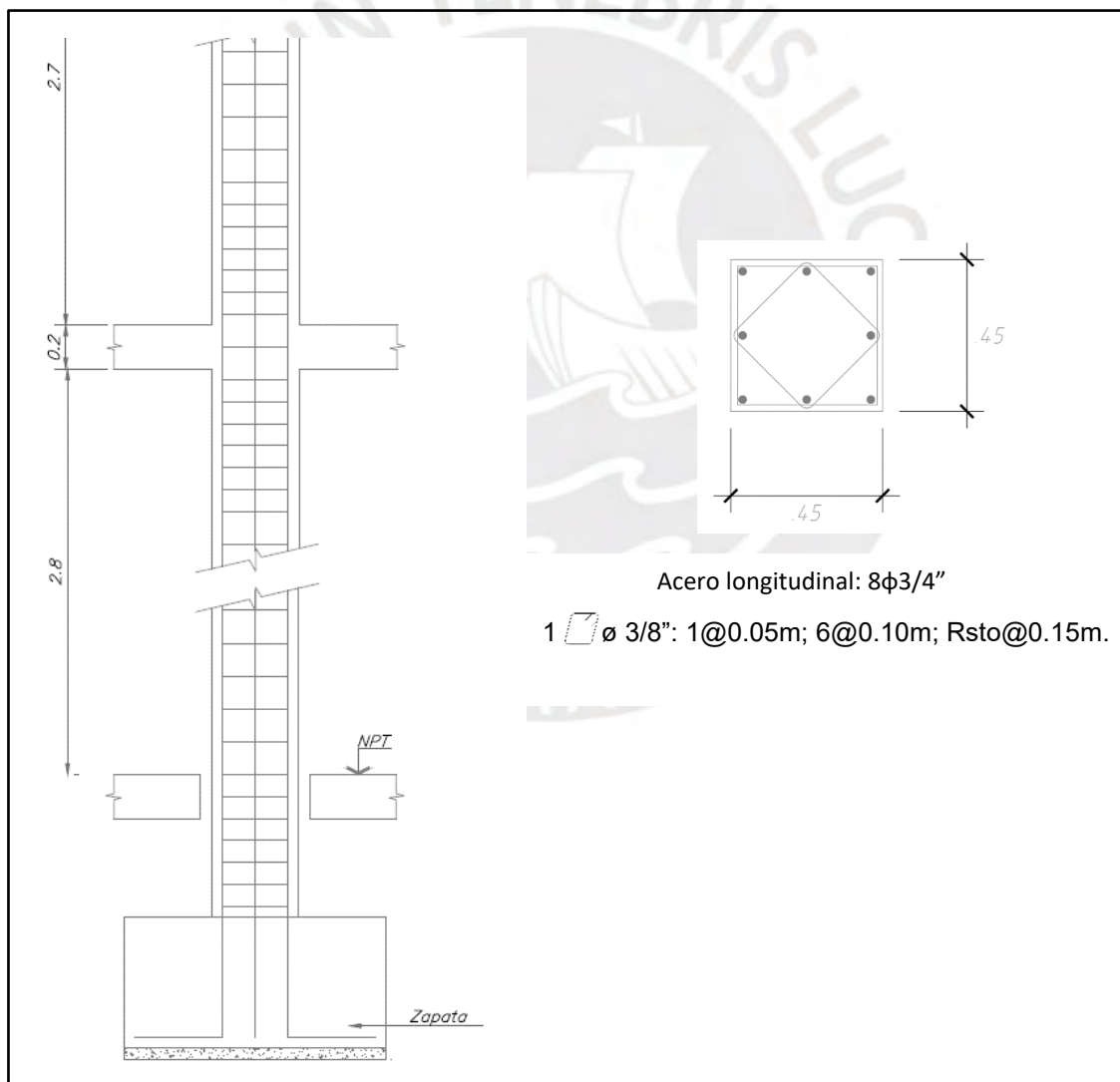


IMAGEN 7.3: DISEÑO FINAL LA COLUMNA C-05.

CAPÍTULO 8 DISEÑO DE PLACAS

La placa que se diseña (PL-04) se observa en la Imagen 8.1 y su sección transversal en la Imagen 8.2.

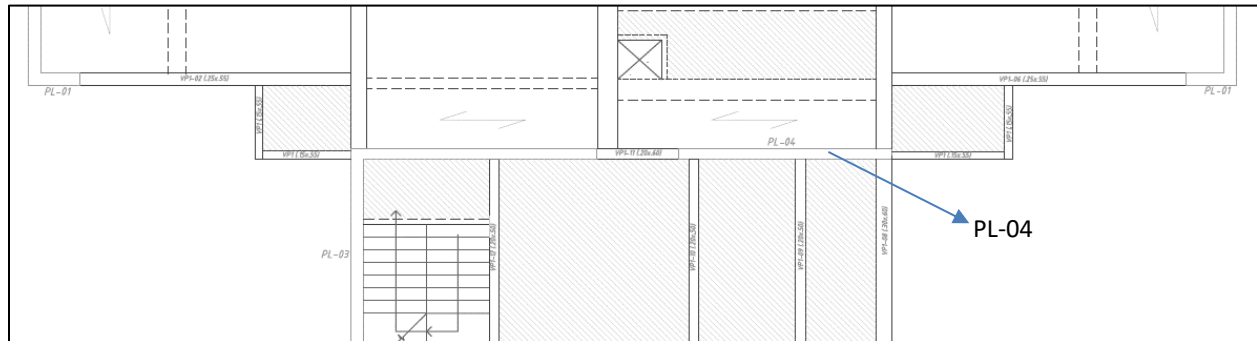


IMAGEN 8.1: PLACA A DISEÑAR.

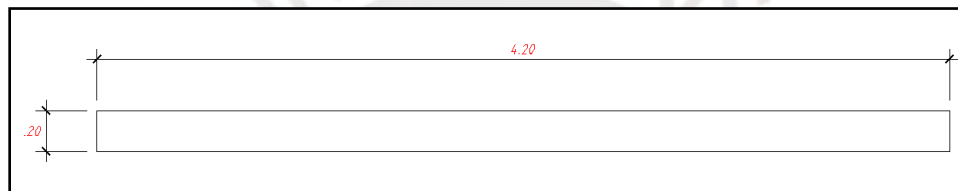


IMAGEN 8.2: SECCIÓN DE PLACA A DISEÑAR, MEDIDAS EN METROS.

Las solicitaciones en la placa son las mostradas en la Tabla 8.1.

TABLA 8.1: SOLICITACIONES EN LA BASE PARA LA PLACA PL-04.

COMBINACIONES	Análisis		
	Pu(tn)	Mu(tn.m)	Vu(tn)
1.4D+1.7L	-349.28	35.28	-9.55
0.9D+Sxmáx	-176.65	561.31	60.04
0.9D+Sxmin	-198.12	-527.05	-70.21
0.9D+Symáx	-186.18	32.47	-3.05
0.9D+Symin	-188.59	1.79	-7.11
1.25(D+L)+Sxmáx	-292.01	574.32	56.85
1.25(D+L)+Sxmin	-313.48	-514.03	-68.4
1.25(D+L)+Symáx	-301.54	45.48	-6.24
1.25(D+L)+Symin	-303.96	14.80	-10.30

ACERO POR TEMPERATURA

Para calcular la cantidad de acero necesaria, por motivos de facilidad en el cálculo se toma por metro. Como el espesor es igual a 20cm se usa dos capas de acero y el espaciamiento del acero tanto horizontal como vertical es el mismo.

$$\rho_h = 0.002 \rightarrow A_{sh} = \frac{0.002 \times 100 \times 20}{2} = 2 \text{ cm}^2 \text{ por metro} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 0.3m$$

$$\rho_v = 0.0015 \rightarrow A_{sh} = \frac{0.0015 \times 100 \times 20}{2} = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ por metro} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 0.30m$$

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Se calcula una nueva cuantía horizontal y vertical dependiendo de las solicitaciones de la Tabla 8.1 y de la resistencia de corte proporcionada por el concreto. Asimismo, se verifica si las fuerzas cortantes provenientes del análisis son menores a la cortante máxima que puede soportar la sección. Cabe añadir que el tipo de muro que se tiene es esbelto, debido a que la relación $H/L \geq 2$, por lo que la falla podría ser por flexión.

De la Tabla 8.1 se puede observar que la cortante máxima es 70.21tn. Usando las ecuaciones 4.4.1, 4.4.3, 4.4.9, 4.4.10 y 4.4.11 se tiene:

- $\emptyset V_c = 0.85 \times A_{cw} \times 0.53 \times \sqrt{f_c}$
- $\emptyset V_c = 0.85 \times 0.2 \times 0.8 \times 420 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 43.87 \text{ tn}$
- $\emptyset V_s = V_u - \emptyset V_c$
- $\emptyset V_s = 70.21 - 43.87 = 26.34 \text{ tn}$
- $\emptyset V_s = 0.85 \times A_{cw} \times \rho_h \times f_y$
- $26.34 = 0.85 \times 0.8 \times 420 \times 20 \times \rho_h \times 4200 \rightarrow \rho_h = 0.0011 \leq 0.0025 \text{ (nueva cuantía)}$
- $\rho_h \rightarrow 2.5 \text{ cm}^2 \text{ por metro} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 0.25m$
- $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$
- $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (0.0025 - 0.0025) \geq 0.0025 \rightarrow \rho_v = 0.0025$
- $\rho_v \rightarrow 2.5 \text{ cm}^2 \text{ por metro} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 0.25m$
- $\emptyset V_n = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{f_c} \times A_{cw}$
- $\emptyset V_n = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 420 \times 20 = 215.21 \text{ tn}$

Nueva cuantía:

$$\rho_h = \frac{0.71 \times 2}{\frac{0.25}{100 \times 20}} = 0.0028$$

Nuevo ϕV_s

$$\phi V_s = 0.85 \times 0.8 \times 420 \times 20 \times 0.0028 \times 4200 = 68.13 \text{ tn}$$

$$\phi V_c + \phi V_s$$

$$= 43.87 + 68.13 = 112 \text{ tn}$$

Se puede observar que ϕV_n es menor a la cortante máxima que puede resistir la sección. En caso que el ϕV_n hubiese sido mayor a la cortante máxima que puede resistir la sección, la solución es agrandar la sección o aumentar la resistencia del concreto.

ANÁLISIS POR FLEXOCOMPRESIÓN

En la sección propuesta en la Imagen 8.3. se tienen núcleos conformados por 6 varillas de 5/8”.

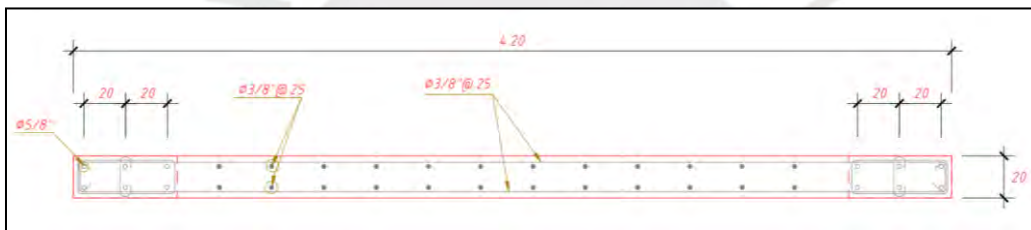


IMAGEN 8.3: SECCIÓN PROPUESTA DE LA PLACA PL-04.

Se tienen las siguientes cargas axiales del análisis y momentos flectores del análisis (Tabla 8.2.) y el diagrama de interacción en la Imagen 8.4.

TABLA 8.2: SOLICITACIONES DEL ANÁLISIS.

COMBINACIONES	Análisis	
	Pu (tn)	Mu (tn.m)
1.4D+1.7L	-349.28	35.28
0.9D+Sx _{máx}	-176.65	561.31
0.9D+Sx _{min}	-198.12	-527.05
0.9D+Sy _{máx}	-186.18	32.47
0.9D+Sy _{min}	-188.59	1.79
1.25(D+L)+Sx _{máx}	-292.01	574.32
1.25(D+L)+Sx _{min}	-313.48	-514.03
1.25(D+L)+Sy _{máx}	-301.54	45.48
1.25(D+L)+Sy _{min}	-303.96	14.80

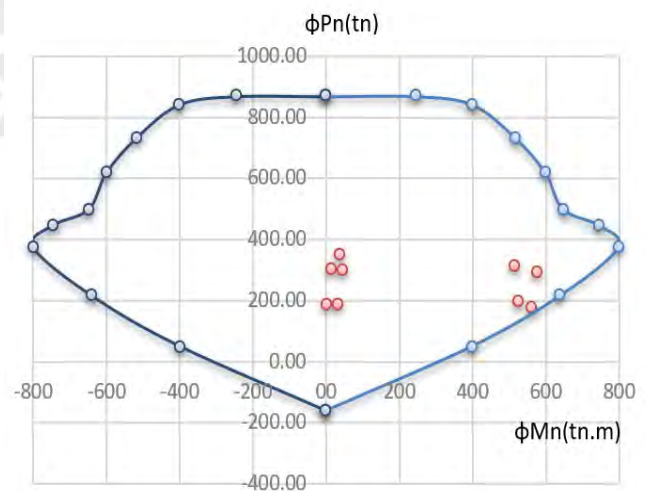


IMAGEN 8.4: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA PL-04.

Se puede observar que todas las solicitaciones están dentro del diagrama de interacción.

ANÁLISIS POR CAPACIDAD

El factor de reducción sísmica (R) está constituida por la sobre resistencia y la ductilidad. Para este análisis solo se toma el factor de reducción de la demanda sísmica por ductilidad. Por lo tanto, el valor máximo del factor de amplificación de la cortante es de R/2 igual a 2.7. El análisis por capacidad está representado en la Tabla 8.3.

TABLA 8.3: ANÁLISIS POR CAPACIDAD DE LA PL-04.

COMBINACIONES	Análisis				R/2	2.70	$\zeta \phi V_n > V_u$ nueva?
	Pu(tn)	Mu(tn.m)	Vu(tn)	Mn(tn.m)	$\phi V_n(tn) = \phi V_s + \phi V_c$	112	
1.4D+1.7L	349.28	35.29	-9.55	859.71	Mn/Mu	Vu nueva(tn) (Vu*Mn/Mu)	SI
1.25(D+L)+Sxmáx	176.65	561.31	60.04	647.74	2.7	-25.80	SI
1.25(D+L)+Sxmin	198.12	527.05	-70.21	682.40	1.2	69.29	SI
1.25(D+L)+Symáx	186.18	32.47	-3.05	663.12	1.3	-90.91	SI
1.25(D+L)+Symin	188.60	1.79	-7.11	667.02	2.7	-8.25	SI
0.9D+Sxmáx	292.02	574.33	56.85	795.79	2.7	-19.20	SI
0.9D+Sxmin	313.49	514.04	-68.40	819.75	1.4	78.78	SI
0.9D+Symáx	301.54	45.49	-6.24	806.42	1.6	-109.44	SI
0.9D+Symin	303.96	14.80	-10.30	809.12	2.7	-16.85	SI
					2.7	-27.81	SI

NÚCLEOS

Hallando el eje neutro se obtuvo el valor de 115cm. Utilizando la ecuación 5.9.2. se tiene:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} \rightarrow \text{pero: } \frac{\delta u}{hm} \geq 0.005$$

δu : desplazamiento para el sismo de diseño en x.

$$\frac{420}{600 \left(\frac{0.0851}{17.35} \right)} = 1.4m$$

0.005

Como el eje neutro es menor al factor no es necesario que la placa tenga confinamiento, el espaciamiento de los estribos es igual al menor de:

- 16 veces el ϕ longitudinal del núcleo:25cm
 - 48 veces el ϕ estribo:45cm
 - Menor dimensión de la placa:20cm
 - 25cm
- } El menor es 20cm

Por lo tanto, se le coloca el confinamiento en los núcleos espaciados cada 20cm a lo largo de toda su altura. Cabe añadir que el refuerzo horizontal del acero distribuido en el alma, debe de desarrollar su longitud de anclaje en el núcleo confinado para que cuando el núcleo confinado pierda el recubrimiento, la placa no disminuya su capacidad por corte. La distancia desde el borde de la placa hasta el fin de la longitud de anclaje debe de ser como máximo 150mm.

El diseño final de la placa se puede observar en la Imagen 8.5.

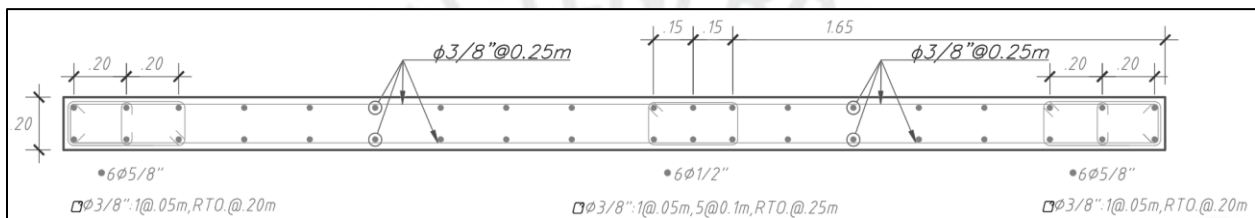


IMAGEN 8.5: DISEÑO FINAL DE LA PL-04.

La siguiente placa a diseñar es el PL-07, el cual se puede observar en la Imagen 8.6 y sus dimensiones en la Imagen 8.7.

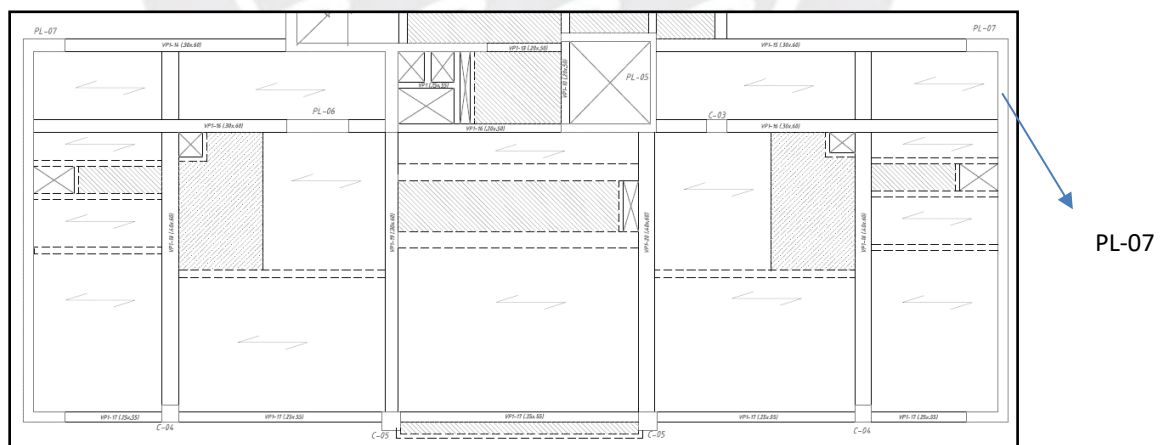


IMAGEN 8.6: PLACA A DISEÑAR.

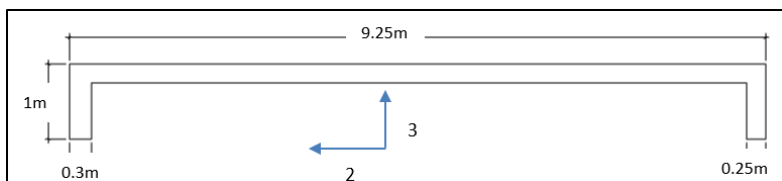


IMAGEN 8.7: SECCIÓN DE LA PLACA A DISEÑAR.

Las solicitaciones en la base de la placa son las que se muestran en la Tabla 8.4.

TABLA 8.4: SOLICITACIONES EN LA BASE DE LA PLACA PL-07.

COMBINACIONES	Análisis				
	Pu(tn)	Mu2(tn.m)	Mu3(tn.m)	Vu2(tn)	Vu3(tn)
1.4D+1.7L	-443.91	-12.73	-83.36	-7.69	-4.74
0.9D+Sx _{máx}	-186.36	86.55	171.39	24.41	19.56
0.9D+Sx _{min}	-312.46	-100.07	-228.74	-32.34	-24.82
0.9D+Sy _{máx}	-237.67	-1.03	1781.38	139.24	-0.52
0.9D+Sy _{min}	-261.14	-12.49	-1838.73	-147.17	-4.74
1.25(D+L)+Sx _{máx}	-324.48	82.29	131.74	21.75	18.06
1.25(D+L)+Sx _{min}	-450.59	-104.33	-268.39	-35.00	-26.32
1.25(D+L)+Sy _{máx}	-375.80	-5.29	1741.73	136.58	-2.02
1.25(D+L)+Sy _{min}	-399.27	-16.75	-1878.38	-149.83	-6.24

ACERO POR TEMPERATURA

Se calcula el acero por metro para cada espesor.

Para el espesor de 30cm:

$$\rho_h = 0.002 \rightarrow A_{sh} = \frac{0.002 \times 100 \times 30}{2} = 3\text{cm}^2 \text{ por metro} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 0.20\text{m}$$

$$\rho_v = 0.0015 \rightarrow A_{sh} = \frac{0.0015 \times 100 \times 30}{2} = 2.25\text{cm}^2 \text{ por metro} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 0.30\text{m}$$

Para el espesor de 25cm:

$$\rho_h = 0.002 \rightarrow A_{sh} = \frac{0.002 \times 100 \times 25}{2} = 2.5\text{cm}^2 \text{ por metro} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 0.25\text{m}$$

$$\rho_v = 0.0015 \rightarrow A_{sh} = \frac{0.0015 \times 100 \times 25}{2} = 1.875\text{cm}^2 \text{ por metro} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 0.35\text{m}$$

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Se calcula una nueva cuantía horizontal y vertical dependiendo de las solicitaciones de la Tabla 8.4 y de la resistencia de corte proporcionada por el concreto. Asimismo, se verifica si las fuerzas cortantes provenientes del análisis son menores a la cortante máxima que puede soportar la sección.

Como la sección a diseñar es compuesta se realiza el análisis tanto para el eje 2 como para el 3 (Imagen 8.7). Para este caso no se toma en cuenta el aporte de las alas.

Usando las ecuaciones 5.4.1, 5.4.3, 5.4.9, 5.4.10 y 5.4.11 se tiene:

Para el Eje 2:

$$\phi V_c = 0.85 \times 25 \times 0.8 \times 925 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 120.77 \text{tn}$$

De la Tabla 8.4 se puede observar que la cortante máxima es 149.83tn. Como el V_u es mayor al ϕV_c es necesario hallar un ϕV_s con lo que se tiene una nueva cuantía horizontal y vertical.

- $\phi V_s = 149.83 - 120.77 = 29.06 \text{tn}$
- $\phi V_s = 0.85 \times A_{cw} \times \rho h \times f_y$
- $29.06 \times 10^3 = 0.85 \times 25 \times 0.8 \times 925 \times \rho h \times 4200 \rightarrow \rho h < 0.0025 \rightarrow \rho h = 0.0025 \rightarrow \phi 3/8" @ 0.20m$
- $\rho v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho h - 0.0025) \rightarrow \rho v = 0.0025 \rightarrow \phi 3/8" @ 0.20m$
- $\phi V_n = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{f_c} \times A_{cw}$
- $\phi V_n = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 925 = 592.48 \text{tn}$

Hallando el ϕV_n

- $\phi V_s = 187.57 \text{tn}$
- $\phi V_n = 120.77 + 187.57 = 308.34 \text{tn}$

Para el Eje 3:

$$\phi V_c = 0.85 \times 25 \times 0.8 \times 100 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 13.06 \text{tn}$$

De la Tabla 8.4 se puede observar que la cortante máxima es 26.32tn pero como son dos secciones, la fuerza cortante aproximadamente se dividirá en dos, por lo que se tiene un valor aproximado de 13.16tn.

Para el espesor de 25cm.

$$\phi V_s = 13.16 - 13.06 = 0.10tn$$

$$\phi V_s = 0.85 \times A_{cw} \times \rho_h \times f_y ; \quad \rho_h \geq 0.0025$$

$$0.1 \times 10^3 = 0.85 \times 25 \times 0.8 \times 925 \times \rho_h \times 4200 \rightarrow \rho_h = 0.0025 \rightarrow \phi 3/8"@0.2m$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \rightarrow \rho_v = 0.0025 \rightarrow \phi 3/8"@0.20m$$

$$\phi V_n \max = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{f_c} \times A_{cw}$$

$$\phi V_n \max = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 100 = 64.05tn$$

Calculando el ϕV_n

Nueva cuantía:

$$\rho_h = \frac{\frac{0.71 \times 2}{0.20}}{100 \times 25} = 0.0028$$

Nuevo ϕV_s

$$\phi V_s = 0.85 \times 0.8 \times 100 \times 25 \times 0.0028 \times 4200 = 20.28tn$$

$$\phi V_n = 13.06 + 20.28 = 33.33tn \rightarrow \phi V_n < \phi V_n \max$$

Para el espesor de 30cm.

$$\text{acero horizontal} = \phi 3/8"@0.15m$$

$$\text{acero vertical} = \phi 3/8"@0.15m$$

$$\phi V_n \max = 76.86tn$$

$$\phi V_n = 42.7tn \rightarrow \phi V_n < \phi V_n \max$$

$$\phi V_n \text{ total} = \phi V_{n_{e=25cm}} + \phi V_{n_{e=30cm}} = 33.33 + 42.7 = 76.03tn$$

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Como la sección no es simétrica se tiene que analizar para ambos ejes.

La sección propuesta es la que se muestra en la Imagen 8.8.

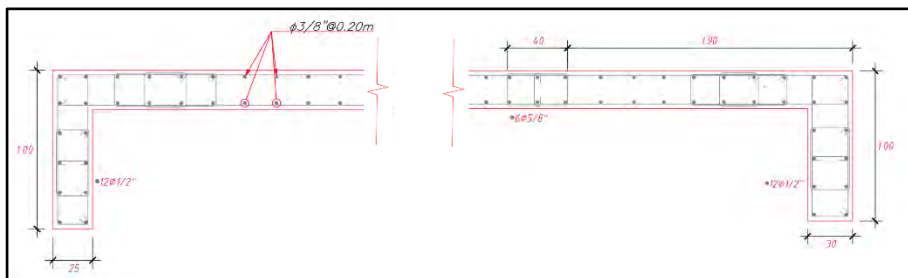


IMAGEN 8.8:SECCIÓN PROPUESTA PARA LA PL-07.

Para el eje 3:

Se tienen las solicitaciones en la Tabla 8.5 y el diagrama de interacción en la Imagen 8.9.

TABLA 8.5: SOLICITACIONES DEL ANÁLISIS.

COMBINACIONES	Pu(tn)	Mu(tn.m)
1.4D+1.7L	443.91	-83.36
1.25(D+L)+Sxmáx	186.36	171.39
1.25(D+L)+Sxmin	312.46	-228.74
1.25(D+L)+Symáx	237.67	1781.38
1.25(D+L)+Symin	261.14	-1838.73
0.9D+Sxmáx	324.48	131.74
0.9D+Sxmin	450.59	-268.39
0.9D+Symáx	375.80	1741.73
0.9D+Symin	399.27	-1878.38

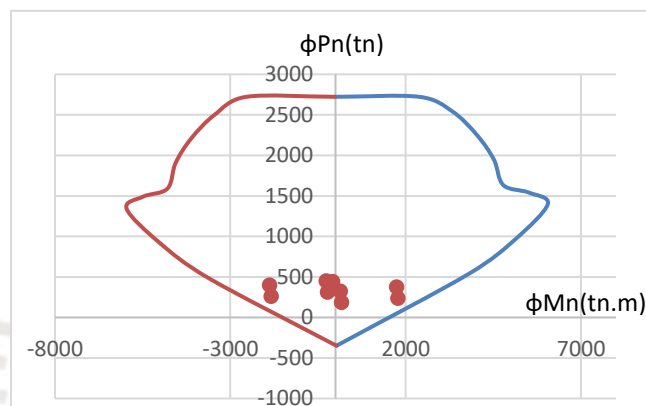


IMAGEN 8.9: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA PL-07.

Para el eje 2:

Se tienen las solicitaciones en la Tabla 8.6 y el diagrama de interacción en la Imagen 8.10.

TABLA 8.6: SOLICITACIONES DEL ANÁLISIS.

COMBINACIONES	Pu(tn)	Mu(tn.m)
1.4D+1.7L	443.91	-12.73
1.25(D+L)+Sxmáx	186.36	86.55
1.25(D+L)+Sxmin	312.46	-100.07
1.25(D+L)+Symáx	237.67	-1.03
1.25(D+L)+Symin	261.14	-12.49
0.9D+Sxmáx	324.48	82.29
0.9D+Sxmin	450.59	-104.33
0.9D+Symáx	375.80	-5.29
0.9D+Symin	399.27	-16.75

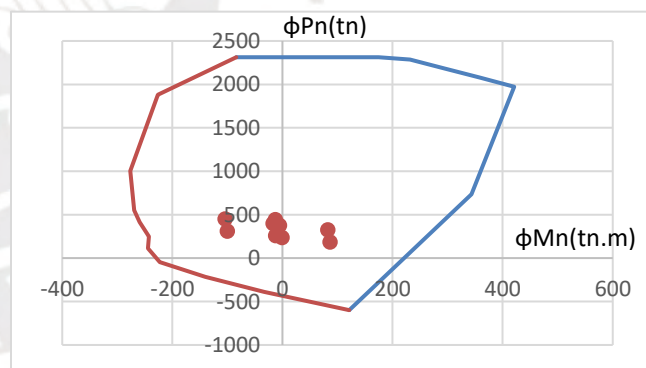


IMAGEN 8.10: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA PL-07.

Se puede observar que para cada eje las solicitaciones caen dentro de la curva de interacción.

ANÁLISIS POR CAPACIDAD

Para este análisis, se tiene que amplificar la cortante de diseño por un factor igual a M_n/M_u y asimismo este factor no puede superar el factor de reducción (R); por ello, para dicho factor se

toma el factor de reducción de la demanda sísmica por ductilidad mas no el de sobre resistencia. Por lo tanto, el límite será de R/2 igual a 2.7.

PARA EL EJE 2:

Para este eje, el diseño por capacidad se muestra en la Tabla 8.7.

TABLA 8.7: DISEÑO POR CAPACIDAD DE LA PL-07 PARA MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE 3.

COMBINACIONES	Análisis				R/2	2.70	¿ $\phi V_n > V_u$?
	Pu(tn)	Mu(tn.m)	Vu(tn)	Mn(tn.m)	ϕV_n (tn)	308.34	
1.4D+1.7L	443.91	83.36	7.69	3779.49	2.70	20.76	SI
1.25(D+L)+Sxmáx	186.36	171.39	24.41	2562.43	2.70	65.91	SI
1.25(D+L)+Sxmin	312.46	228.74	32.34	3158.32	2.70	87.32	SI
1.25(D+L)+Symáx	237.67	1781.38	139.24	2804.93	1.57	219.24	SI
1.25(D+L)+Symin	261.14	1838.73	147.17	2915.82	1.59	233.38	SI
0.9D+Sxmáx	324.48	131.74	21.75	3215.14	2.70	58.73	SI
0.9D+Sxmin	450.59	268.39	35.00	3811.03	2.70	94.51	SI
0.9D+Symáx	375.80	1741.73	136.58	3457.64	1.99	271.13	SI
0.9D+Symin	399.27	1878.38	149.83	3568.53	1.90	284.64	SI

PARA EL EJE 3:

Para este eje, el diseño por capacidad se muestra en la Tabla 8.8.

TABLA 8.8: DISEÑO POR CAPACIDAD DE LA PL-07 PARA MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE 2.

COMBINACIONES	Análisis				R/2	2.70	¿ $\phi V_n > V_u$?
	Pu(tn)	Mu(tn.m)	Vu(tn)	Mn(tn.m)	ϕV_n (tn)	76.03	
1.4D+1.7L	443.91	12.73	4.74	154.27	2.7	12.80	SI
1.25(D+L)+Sxmáx	186.36	86.55	19.56	110.30	1.3	24.93	SI
1.25(D+L)+Sxmin	312.46	100.07	24.82	131.83	1.3	32.69	SI
1.25(D+L)+Symáx	237.67	1.03	0.52	119.06	2.7	1.39	SI
1.25(D+L)+Symin	261.14	12.49	4.74	123.07	2.7	12.79	SI
0.9D+Sxmáx	324.48	82.29	18.06	133.88	1.6	29.38	SI
0.9D+Sxmin	450.59	104.33	26.32	155.41	1.5	39.20	SI
0.9D+Symáx	375.80	5.29	2.02	142.64	2.7	5.45	SI
0.9D+Symin	399.27	16.75	6.24	146.65	2.7	16.85	SI

CONFINAMIENTO

PARA EL EJE 3:

Hallando el eje neutro se obtuvo el valor de 65cm. Utilizando la ecuación 4.9.2 se tiene:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} \rightarrow \text{pero: } \frac{\delta u}{hm} \geq 0.005$$

δu : desplazamiento para el sismo de diseño en x.

$$\frac{1}{600 \left(\frac{0.0838}{17.35} \right)} = 0.333m = 33.33cm \rightarrow \text{necesita confinar}$$

0.005

PARA EL EJE 2:

Hallando el eje neutro se obtuvo el valor de 125cm. Utilizando la ecuación 4.9.2 se tiene:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} \rightarrow \text{pero: } \frac{\delta u}{hm} \geq 0.005$$

δu : desplazamiento para el sismo de diseño en x.

$$\frac{9.25}{600 \left(\frac{0.0202}{17.35} \right)} = 3.083m = 308.3cm \rightarrow \text{no necesita confinar}$$

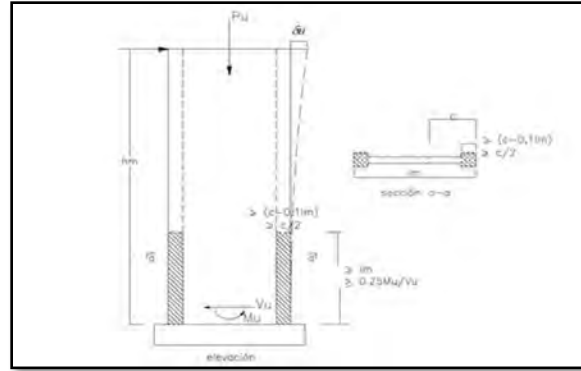
0.005

A continuación, se halla para el EJE 3, cuánto tiene que ser la longitud del elemento de borde.

La longitud del elemento de borde es el menor de:

- $c - 0.1lm = 55cm$
- $c/2 \rightarrow 32.5cm$

Se toma el valor de 55cm de longitud de borde; sin embargo, la longitud total del muro para ese eje es de 100cm; por lo tanto, la placa se confina en todo su largo para tal eje. Además, es necesario hallar la longitud de confinamiento que va desde la cimentación hasta una altura, esto es porque en la base hay un momento significativo que repercute hasta una cierta altura.



El valor de la altura de confinamiento es el mayor de:

- 1m:1m
 - $0.25(M_u/V_u):3.2m$
- } El mayor es 3.2m

El espaciamiento de los estribos dentro de la zona de confinamiento debe de ser el menor de:

- 10ϕ de la menor barra longitudinal del núcleo($\phi 1/2''$):12.5cm
 - Menor dimensión de la sección:25cm
 - 25cm
- } El menor es 12.5cm

Por cuestiones prácticas el confinamiento se realiza a lo largo de toda la placa. Cabe recalcar que el refuerzo horizontal del acero distribuido en el alma, debe de desarrollar su longitud de anclaje en el núcleo confinado para que cuando el núcleo confinado pierda el recubrimiento, la placa no disminuya su capacidad por corte. La distancia desde el borde de la placa hasta el fin de la longitud de anclaje debe de ser como máximo 150mm.

Finalmente se tiene el diseño final de la placa mostrada en la Imagen 8.11.

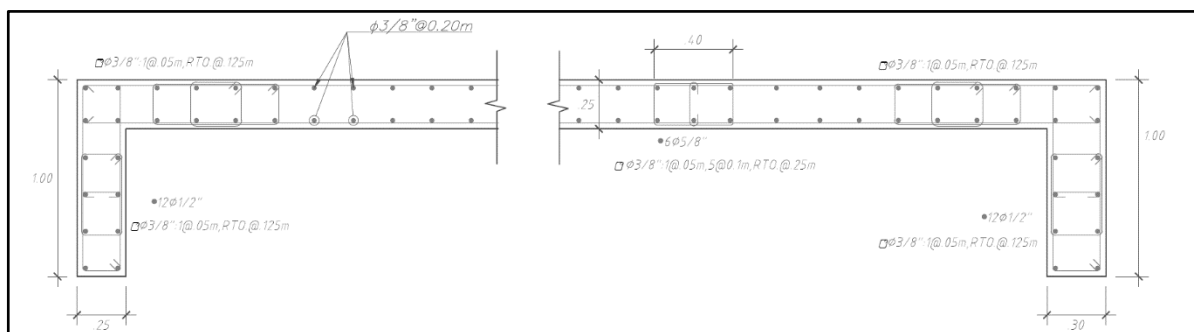


IMAGEN 8.11: DISEÑO FINAL DE LA PL-07.

CAPÍTULO 9 DISEÑO DE ESCALERAS

Debido a la arquitectura se tiene dos diseños, uno que va del primer al segundo piso y otro que va del segundo piso al tercero. El paso de la escalera para todos los pisos es de 25cm; sin embargo, los contrapasos varían de 17.5m a 18m. La metodología de diseño es igual que una losa en una dirección.

PARA LA ESCALERA DEL PRIMER AL SEGUNDO PISO

La escalera que se diseña es la que se muestra en la Imagen 9.1.

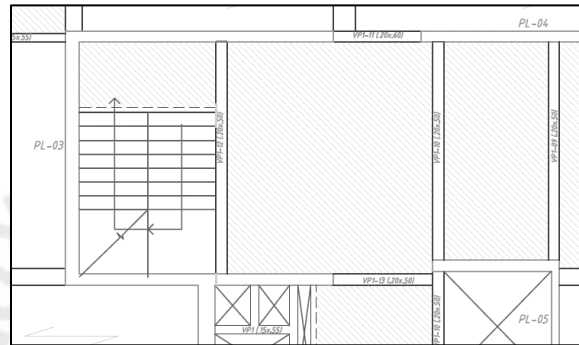


IMAGEN 9.1: VISTA EN PLANTA DE LA ESCALERA A DISEÑAR.

Para esta escalera, se tiene pasos (P) de 25cm, 5 contrapasos (CP) de 18cm, los que irán primero, y 12 contrapasos de 17.5cm. Su ancho es de 1.24m. Cabe añadir que, el diseño se desarrolla es para un metro de ancho.

Para calcular el metrado de cargas del primer tramo, se utiliza lo siguiente:

$$\diamond t = \frac{ln}{25} = \frac{ln}{20} \quad ; \quad \cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2+CP^2}} \quad ; \quad hm = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2}$$

Donde:

-t: garganta de la escalera

-ln: proyección horizontal de la escalera a la cara de los elementos

- θ : pendiente de la escalera

-hm: altura para el cálculo del peso propio de la escalera

$$\diamond p.p = hm \times b \times 2.4 \quad ; \quad p.t = 0.1 \times b \quad ; \quad s/c = 0.2 \times b$$

Donde:

-p.p: peso propio

-p.t: piso terminado

-b: ancho de la escalera

Reemplazando en las ecuaciones anteriores se tiene lo descrito en la Tabla 9.1.

TABLA 9.1: METRADO DE CARGAS DE LA ESCALERA.

	ln(m)	t(cm)	hm(cm)	p.p(tn/m)	p.t(tn/m)	s/c(tn/m)	Wu=1.4CM+1.7CV(tn/m)
Escalera	2.55	15	27.48	0.66	0.1	0.2	1.40
Descanso	-----	15	-----	0.36	0.1	0.2	0.984

El modelo simplificado a usar es el que se muestra en la Imagen 9.2.

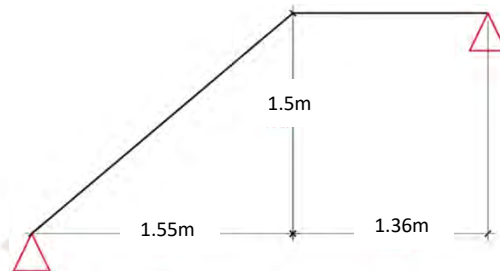


IMAGEN 9.2: MODELO SIMPLIFICADO DE LA ESCALERA MEDIDO A EJES.

Los puntos de apoyos de la escalera son el cimiento corrido, el cual es representado por el apoyo simple de la izquierda y la placa representado por el apoyo simple de la derecha. El diagrama de momentos flectores está dado por la Imagen 9.3.

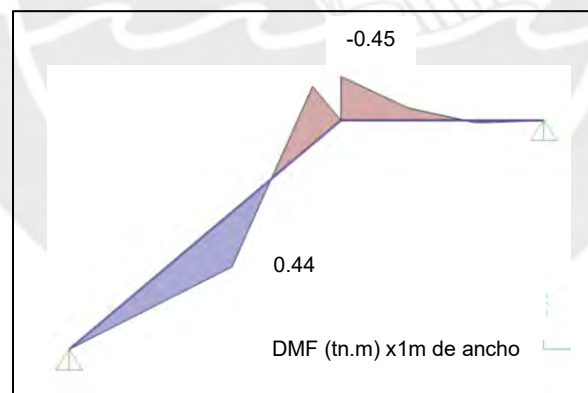


IMAGEN 9.3: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES DE LA ESCALERA.

Como se puede observar en la Imagen 9.3 los momentos son pequeños, por lo que la cantidad de acero que predominará será el mínimo; sin embargo, para el segundo tramo de la escalera el acero que predomina es el que se obtiene debido al análisis.

Para el diseño se usa como peralte la longitud de la garganta.

Acero por flexión:

$$\text{➤ } Mu^+ = 0.44 \text{ tn.m} \rightarrow As = 1 \text{ cm}^2$$

➤ $Mu^- = 0.45tn.m \rightarrow As = 1cm^2$

Acero mínimo:

➤ $\rho_{temperatura} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7cm^2 \rightarrow \emptyset 3/8''@0.25m$

➤ $\rho_{flexión} = 0.0012 \times 100 \times 15 = 1.8cm^2 \rightarrow \emptyset 3/8''@0.25m$

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

El diagrama de fuerzas cortantes se muestra en la Imagen 9.4. En el que los valores debido al análisis deben de ser menores a la resistencia al corte del concreto.

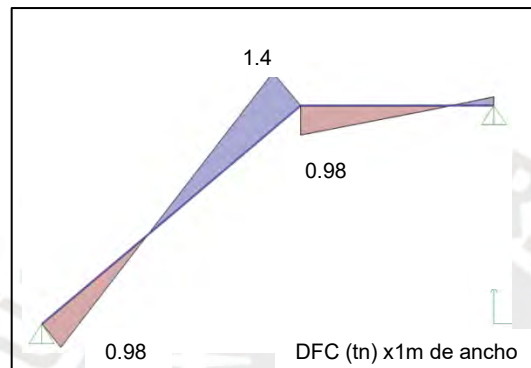


IMAGEN 9.4: DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DE LA ESCALERA.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times 100 \times 12 \times \frac{\sqrt{210}}{1000} = 7.83tn > 1.4tn \rightarrow \text{cumple!}$$

El diseño final de la escalera es la siguiente:

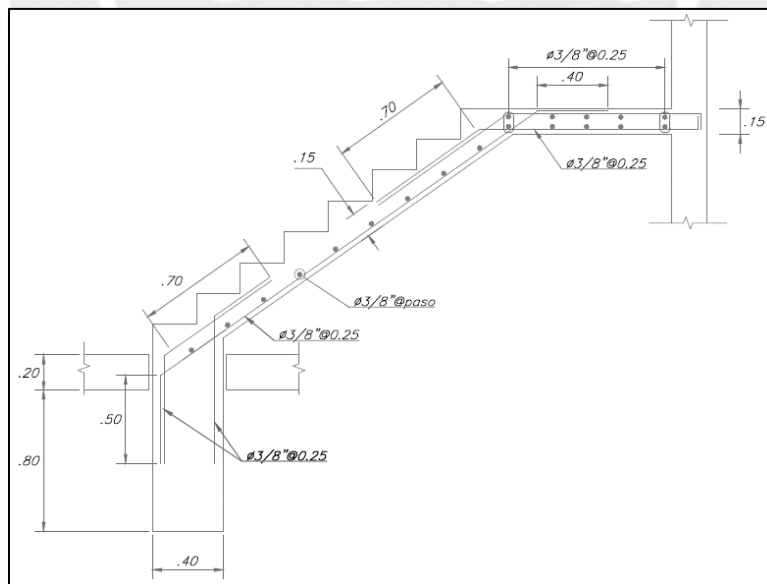


IMAGEN 9.5: DISEÑO FINAL DEL PRIMER TRAMO DE LA ESCALERA.

CAPÍTULO 10 DISEÑO DE TABIQUES

Los tabiques que se usan son placas no portantes sílico calcáreas de doce centímetros de espesor. Además, los tabiques son aislados; es decir que no aportarán rigidez lateral a la estructura para solicitaciones sísmicas; esto se lleva gracias a que todos sus bordes son aislados de los elementos estructurales con planchas de tecnopor.

En estos tipos de tabiques se usan varillas tanto verticales como horizontales. Las varillas verticales se anclan a la losa o viga mediante el ojo chino estándar y las varillas horizontales se colocan a lo largo de la longitud del tabique, estas varillas no se anclan a ningún elemento estructural, así como se puede observar en la Imagen 10.1.

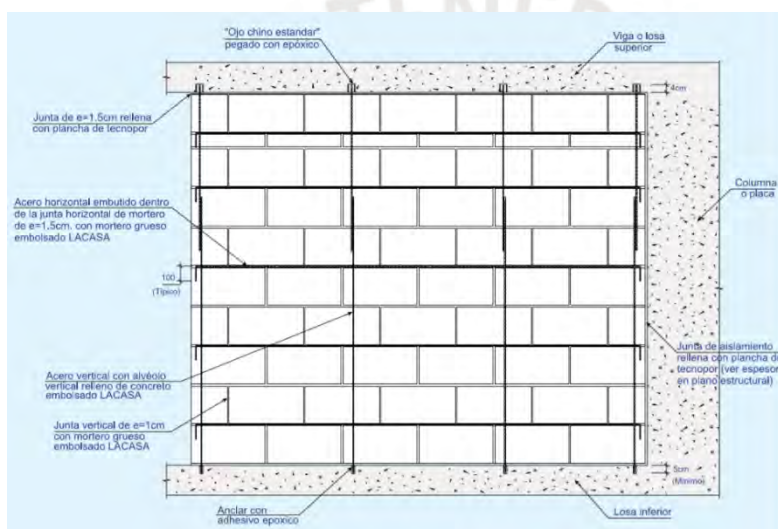


IMAGEN 10.1: VISTA DEL ACERO EN UN TABIQUE AISLADO.

Nota: Tomado de “Manual de Instalación Para Muros No Portantes-LACASA”

La función de las varillas verticales es de darle estabilidad al tabique, además de evitar el volteo de la misma ante solicitaciones sísmicas. A continuación, se desarrolla el diseño del tabique según la Norma E.070 y la Norma E.030.

SEGÚN LA NORMA DE ALBAÑILERÍA E070

En esta ocasión se diseña un tabique que se puede sujetar o arriostrar de una viga y una losa, sin tener placa o columna a sus costados. La norma indica que esos arriostres están sometidos a una carga sísmica de magnitud w (en kg/cm^2), la cual se calcula de la siguiente manera:

$$w = 0.8 Z. U. C_1. \gamma. e$$

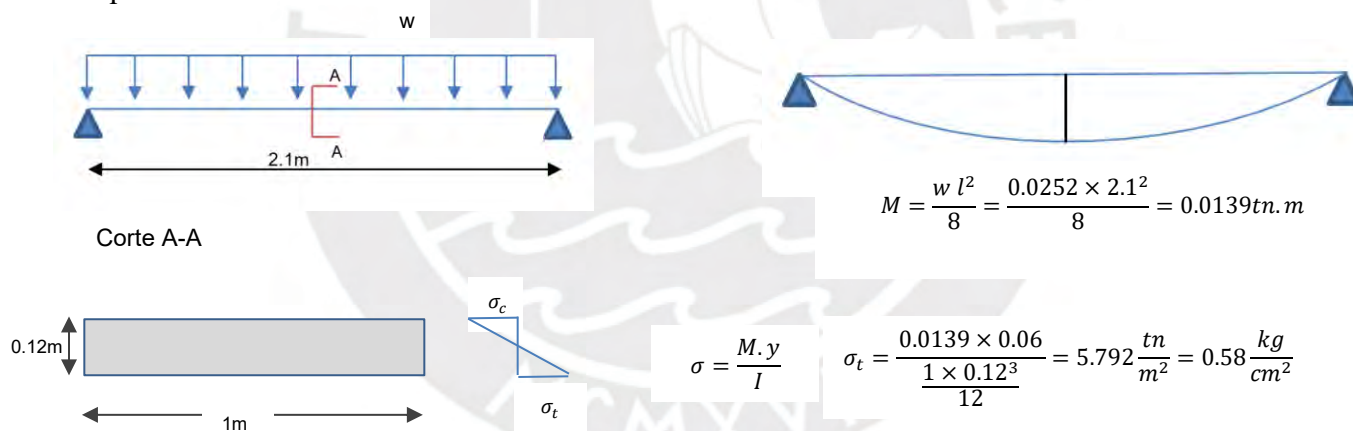
Donde:

- Z: factor de zona especificado en la Norma E030.
- U: factor de uso o importancia especificado en la Norma E.030.
- C₁: coeficiente sísmico especificado en la Norma E030.
- e: espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeos), en metros.
- γ : peso volumétrico de albañilería.

Calculando se tendrá:

$$w = 0.8 \times 0.45 \times 1 \times 2.5 \times 2 \times 1.4 = 25.2 \frac{kg}{cm^2} = 0.0252 \text{ tn/cm}^2$$

La carga hallada está distribuida en toda el área del tabique. Es importante saber que el tabique se comporta como una losa simplemente apoyada en sus arriostres; es simplemente apoyada por que el acero vertical se ancla a la losa y la viga. El análisis y diseño se hace para un metro de ancho de tabique.



Se calcula el momento flector y el esfuerzo de tracción al centro del tabique para un metro de ancho. La Norma E.070 establece un esfuerzo admisible en tracción por flexión igual a 1.5 kg/cm^2 y como el esfuerzo en tracción es de 0.58 kg/cm^2 , cumple con la norma.

SEGÚN LA NORMA SISMORRESISTENTE E030

La norma indica que los anclajes de un tabique se tienen que diseñar para que resista una cierta fuerza sísmica(F), la cual está aplicada en el centro de masa del elemento.

$$F = \frac{a}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde:

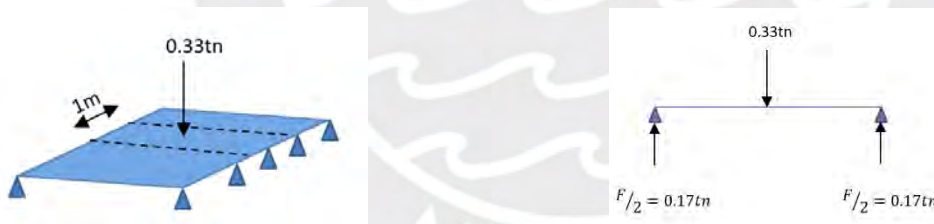
- a: aceleración horizontal del piso en el que el elemento esté anclado.
- C_1 : valor que depende de las características del elemento, como en nuestro caso es un tabique dentro de una edificación el valor será de 2.
- P_e : Peso del tabique.

La aceleración que se toma corresponde al último piso, esto es porque se diseña para un tabique ubicado en el quinto piso, el cual es el caso más desfavorable, y como se ancla a la losa del sexto piso se tiene la aceleración máxima. Calculando se tiene:

$$F = \frac{0.33g}{g} \times 2 \times 2 \times \underbrace{2.42 \times 2.1 \times 0.12}_{P_e} = 0.8tn$$

Ahora se calcula la fuerza para un metro de tabique, cabe recordar que la fuerza que se halló está aplicada en su centro de masa y como se diseña para un metro de muro, la fuerza se halla para un metro del elemento.

$$F \text{ para } 1m = 0.8 / 2.42 = 0.33tn/m$$



Se propone para el diseño de las varillas verticales un acero de ocho milímetros cada setenta y seis punto cinco centímetros. Para ello, se calcula la fuerza para dicho espaciamiento.

$$V = 0.17 \times 0.765 = 0.13tn$$

Como se tiene que corroborar que la propuesta es correcta se halla el esfuerzo cortante y compararla con la resistencia nominal al cortante de una parte roscada según la AISC, calculando se tiene:

$$\tau = \frac{0.13}{0.5} \times 1000 = 260 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_n = 0.45 \times 6320 = 2844 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau = 260 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_n = 2844 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \tau_n \geq \tau \rightarrow \text{ok!}$$

Por lo tanto, se tienen varillas verticales de $\phi 8\text{mm}@0.765$ (varillas cada 7 alveolos) y varillas horizontales de ensamble de $\phi 8\text{mm}$ cada dos hiladas. Cabe añadir que se tiene que vaciar concreto solo en los alvéolos donde haya varilla vertical.



CAPÍTULO 11 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Para el diseño de las cimentaciones se necesitan datos que son proporcionados por el estudio de suelos y también saber si se tienen construcciones colindantes al terreno.

Los valores que se necesitan del estudio de suelo son la profundidad de cimentación y la capacidad admisible del suelo, esos valores son 1.65m y 4.5kg/cm².

Los tipos de cimentaciones que se utilizan son zapatas aisladas y zapatas conectadas mediante una viga de cimentación.

Las zapatas a diseñar son las mostradas en la Imagen 11.1.

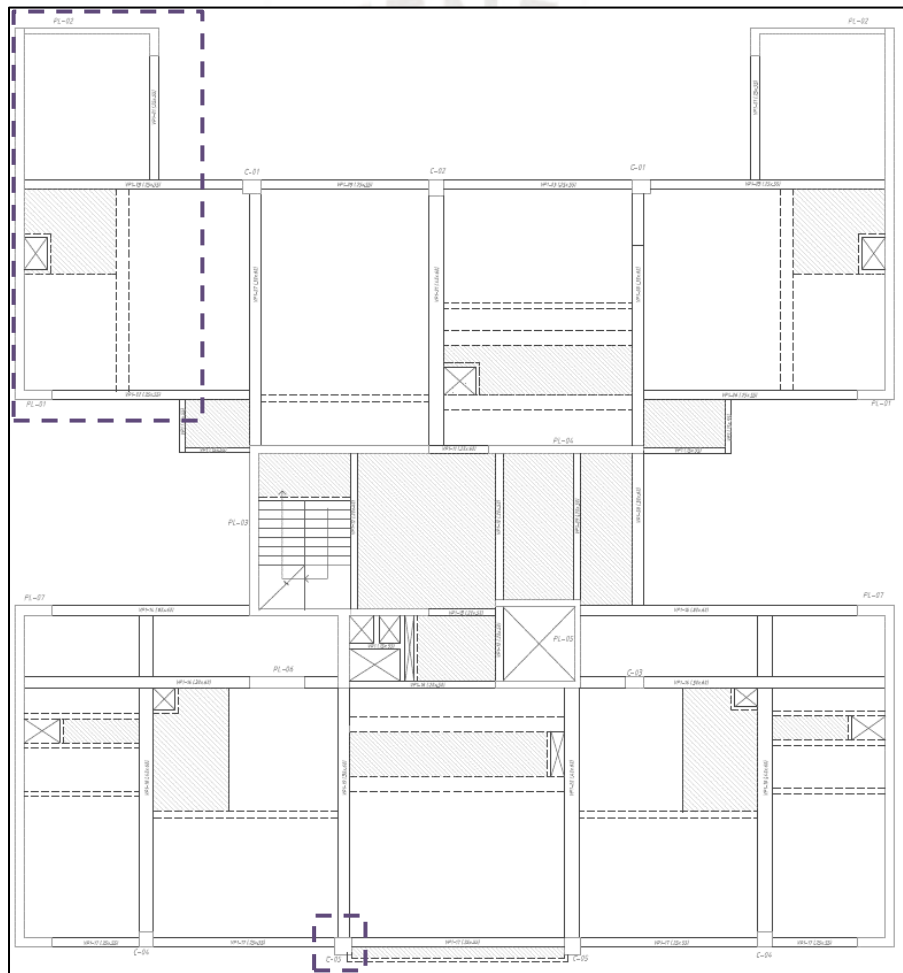


IMAGEN 11.1: VISTA EN PLANTA DE LAS ZAPATAS A DISEÑAR.

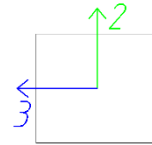
Primero se diseña la zapata aislada de la columna C-05.

Para diseñar la zapata primero se tiene que obtener sus medidas: ancho, largo y peralte. Para hallar el ancho y largo se utilizan el esfuerzo admisible del suelo y los esfuerzos de servicio.

Las solicitaciones de servicio están dadas por la Tabla 11.1.

TABLA 11.1: SOLICITACIONES DE SERVICIO DE LA COLUMNA.

P(tn)	99.62
M2(tn.m)	2.64
M3(tn.m)	0.43



DIMENSIONAMIENTO

Para hallar el área tentativa de la zapata se asume que después de las columnas hay ciertos “volados” (Imagen 11.2) los cuales son del mismo tamaño, por lo que con ello se puede hallar una relación del largo y ancho.

Relaciones obtenidas de la Imagen 11.2:

$$B = 2l + 0.45$$

$$L = 2l + 0.45$$

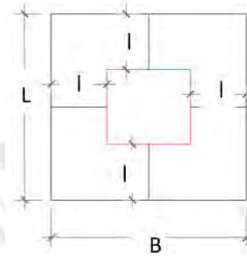


IMAGEN 11.2: RELACIONES ENTRE LOS VOLADOS DE LA CIMENTACIÓN.

Para hallar el peso propio, y como aún no se sabe las dimensiones de la zapata, ese peso se asume como un porcentaje de la carga axial, para suelos blandos de bajo esfuerzo admisible se usa el 10% y para suelos con esfuerzos admisibles de 3,4,5 kg/cm² se usa el 5%. Para hallar la primera área tentativa se usa solo el esfuerzo proveniente de la carga axial y seguidamente se usan los momentos flectores.

Usando la ecuación 4.8.1:

$$\frac{P_{servicio}}{B \times L} = \sigma_{adm.}$$

$$\frac{1.05 \times 99.62}{(2l + 0.45) \times (2l + 0.45)} = 45$$

$$l = 0.6m \quad o \quad l = -1m \rightarrow B = 1.75m \quad L = 1.75m$$

Al adicionar los momentos de servicio se usa la ecuación 4.8.2:

$$\sigma_z = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

Reemplazando se tiene:

$$\sigma_z = 37.6 \frac{tn}{m^2} < 45 \frac{tn}{m^2}$$

Ahora se procede hallar el esfuerzo teniendo en cuenta el sismo. Primero se ve qué combinación (Tabla 11.2) es la que genera mayores solicitaciones.

TABLA 11.2: COMBINACIONES DE LAS CARGAS QUE RECIBE LA ZAPATA.

COMBINACIONES	P	V2	V3	M2	M3
	Tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D+1.7L	-159.39	-0.62	-3.26	-4.23	-0.69
0.9D+SX Max	-76.91	0.90	-1.51	-1.97	2.80
0.9D+SX Min	-82.71	-1.46	-1.58	-2.05	-3.42
0.9D+SY Max	-76.56	-0.15	-1.25	-1.29	0.00
0.9D+SY Min	-83.06	-0.41	-1.85	-2.73	-0.62
1.25(D+L)+SX Max	-133.86	0.65	-2.74	-3.57	2.53
1.25(D+L)+SX Min	-139.66	-1.70	-2.81	-3.64	-3.69
1.25(D+L)+SY Max	-133.51	-0.39	-2.47	-2.88	-0.27
1.25(D+L)+SY Min	-140.01	-0.65	-3.07	-4.32	-0.89

Para el sismo en la dirección X se puede observar según la Tabla 11.2, que la combinación que genera las mayores solicitaciones es la combinación de 1.25(D+L) +Sx; sin embargo, esas solicitaciones están amplificadas. Para poder hallarlas en servicio se les multiplica por la inversa de 1.25(0.80). Se consideran las solicitaciones en servicio; debido a que, el dimensionamiento de las zapatas se realiza bajo cargas de servicio. Cabe añadir, que el esfuerzo admisible del suelo tiene incluido un factor de seguridad de 3. Las combinaciones por sismo son las siguientes:

- $D + L + 0.8SX$
- $D + L + 0.8SY$

Cuando se realizan estos análisis el esfuerzo admisible se puede incrementar en un 30% o 33%; debido a que el sismo es un evento extremo y de corta duración. Para este análisis el incremento es de 30% con lo que se tiene un esfuerzo de $58.5tn/m^2$. Usando la ecuación 5.8.3:

$$\sigma_z = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2} = 45 \frac{tn}{m^2} < 58.5 \frac{tn}{m^2}$$

El mismo análisis se realiza para el Sismo en Y.

$$\sigma_z = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2} = 43.10 \frac{tn}{m^2} < 58.5 \frac{tn}{m^2}$$

Como los esfuerzos para los tres casos cumplen que son menores al admisible, la sección final de la zapata es de 1.75m x 1.75m.

CÁLCULO DEL PERALTE

Eligiendo el máximo esfuerzo se tiene:

- Sin sismo $\sigma_u = 57.55 \frac{tn}{m^2}$
- Con sismo en X $\sigma_u = 53.81 \frac{tn}{m^2}$
- Con sismo en Y $\sigma_u = 51.56 \frac{tn}{m^2}$

Se empieza a diseñar con un peralte de 50 cm. El esfuerzo máximo es 57.55 tn/m^2 y como no hay esfuerzos de tracción no es necesario realizar la redistribución de esfuerzos. Cabe añadir que el esfuerzo máximo no considera el peso propio de la zapata.

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

La sección crítica se ubica a “d” de la cara, como se puede observar en la Imagen 11.3, y como la zapata tiene volados iguales no es necesario analizarlo para ambos ejes de la zapata. Se utiliza las ecuaciones 4.8.4 y 4.8.5 y se tiene lo siguiente:

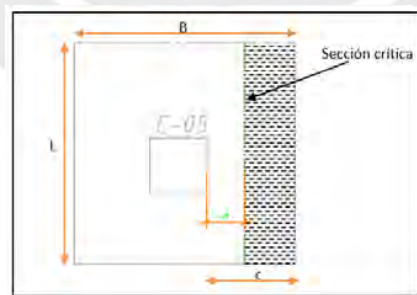


IMAGEN 11.3: SECCIÓN CRÍTICA PARA EL DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.

$$V_u = 57.55 \times L \times (c - d) = 19.08 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times L \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 160 \times 40 = 41.78tn$$

$$V_u < \phi V_c \rightarrow Ok$$

DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

La sección crítica se ubica a “d medios” de la cara (Imagen 11.4.). Para este diseño se utilizan las ecuaciones 4.8.6, 4.8.7, 4.8.8y 4.8.9, por lo que se tiene:

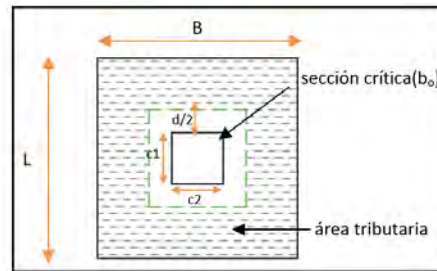


IMAGEN 11.4: SECCIÓN CRÍTICA Y ÁREA TRIBUTARIA PARA EL DISEÑO POR PUNZONAMIENTO.

$$A_o = (c1 + d) \times (c2 + d)$$

$$A = L \times B$$

$$V_u = \sigma_u \times (A - A_o)$$

$$V_u = (57.55) \times (3.06 - 0.72) = 134.67tn$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$b_o = 4(0.45 + 0.4) = 3.4m$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 3.4 \times 0.4 = 177.57tn$$

$$V_u < \phi V_c \rightarrow Ok$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

Como la zapata se comporta como una losa, tiene varillas de acero en ambas direcciones. Para poder hallar los momentos de diseño se toma una franja unitaria de ancho; ya que los volados son iguales, no es necesario hacerlo para ambas direcciones. Para calcular el acero mínimo se usa la cuantía mínima de losas por temperatura. Primero se calcula el acero por temperatura y luego se verifica si esa cantidad es suficiente para la cantidad de acero que se necesita por flexión.

$$\text{Cuantía por temperatura: } 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 \times 50 \times 100 = 9.0\text{cm}^2 \rightarrow \phi 5/8" @ 0.20\text{m}$$

Se calcula el momento por ancho unitario:

$$M_{x1m} = 57.551 \times 1 \times \frac{0.65^2}{2} = 12.16\text{tn.m}$$

Sección:

Base: 1m

Peralte efectivo: 0.4m

} As requerido = 8.2cm²

Como el acero requerido es menor al área de acero por temperatura, cumple y con ello se da por finalizado el diseño de la zapata, el cual se muestra en la Imagen 11.5.

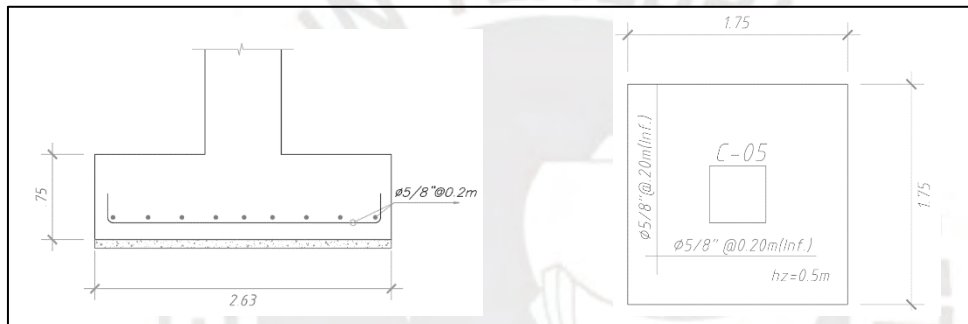


IMAGEN 11.5: DISEÑO FINAL DE LA ZAPATA AISLADA.

ZAPATA COMBINADA Y CONECTADA

Se diseña la cimentación de la Placa-02 y la Placa-01 (PL-02, PL-01) Imagen 11.1. Como la placa uno coincide con el límite de propiedad, se tiene una excentricidad debido a las cargas axiales, por lo que es necesario colocarle una viga de cimentación que tome ese momento debido a la excentricidad.

Se tiene dos vigas de cimentación en la que una está apoyada en la cimentación de la placa de la escalera y la otra en la columna. Si se observa la Imagen 11.6, la PL-02 ayuda a contrarrestar el momento generado por la excentricidad de la PL-01. Como se tiene una zapata combinada, las solicitaciones de ambas placas se tiene que llevar al centroide de la zapata, pero primero se halla las dimensiones de la misma. Como la zapata tiene una geometría compleja, es engorroso hacer coincidir el centro de cargas con el centroide la zapata; por lo que, se empieza asumiendo un volado. En la Imagen 11.6 se muestra la geometría final, después de haber iterado varias veces.

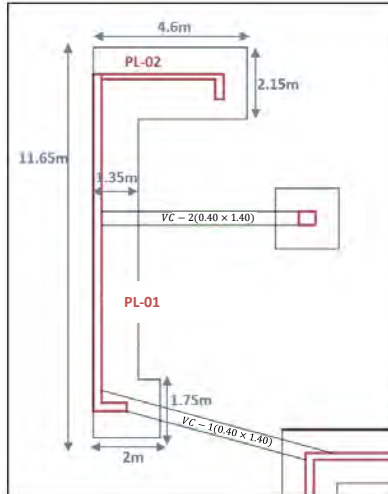


IMAGEN 11.6: DIMENSIONES DE LA ZAPATA A DISEÑAR.

Las solicitaciones son dadas por las Tablas 11.3 y 11.4 y las dimensiones de las diferentes placas son dadas por las Imágenes 11.7 y 11.8.

TABLA 11.3: SOLICITACIONES DE LA PL-02.

COMBINACIÓN	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D+1.7L	-110.39	0.07	3.65	4.59	32.86
0.9D+SX Max	-53.28	42.56	5.00	31.66	402.79
0.9D+SX Min	-64.96	-42.74	-1.18	-26.71	-370.49
0.9D+SY Max	-57.20	6.36	3.56	8.57	59.55
0.9D+SY Min	-61.04	-6.54	0.27	-3.62	-27.25
1.25(D+L)+SX Max	-89.82	42.68	6.24	33.16	414.76
1.25(D+L)+SX Min	-101.50	-42.62	0.06	-25.20	-358.50
1.25(D+L)+SY Max	-93.74	6.48	4.80	10.08	71.52
1.25(D+L)+SY Min	-97.58	-6.42	1.51	-2.11	-15.28



IMAGEN 11.7: DIMENSIONES DE LA PL-02.

TABLA 11.4: SOLICITACIONES DE LA PL-01.

COMBINACIÓN	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D+1.7L	-353.44	3.50	6.08	6.97	-105.78
0.9D+SX Max	-191.45	25.01	11.97	44.61	259.65
0.9D+SX Min	-206.40	-21.27	-5.90	-37.30	-346.74
0.9D+SY Max	-198.50	110.29	4.69	25.59	1246.77
0.9D+SY Min	-199.36	-106.54	1.37	-18.28	-1333.87
1.25(D+L)+SX Max	-301.16	26.17	14.15	46.97	214.74
1.25(D+L)+SX Min	-316.11	-20.11	-3.73	-34.94	-391.65
1.25(D+L)+SY Max	-308.21	111.44	6.87	27.95	1201.87
1.25(D+L)+SY Min	-309.07	-105.38	3.55	-15.92	-1378.78

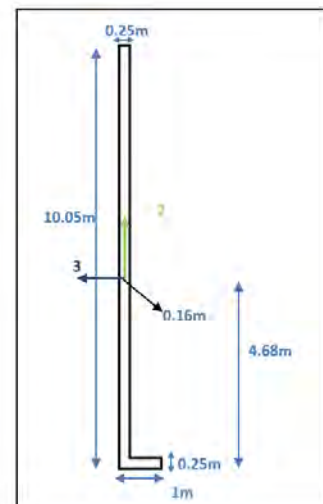


IMAGEN 11.8: DIMENSIONES DE LA PL-01.

Para cargas de servicio:

$$\text{Carga axial} = \frac{353.44 + 110.39}{1.6} = 289.9 \text{tn}$$

$$\text{Área de la zapata} = 23.86 \text{m}^2$$

$$\sigma = \frac{289.9}{23.85} = 12.16 \leq 45 \text{tn/m}^2 \rightarrow \text{ok}$$

Para cargas y momentos de servicio:

Para la zapata:

$$\text{centroide en } x = 1.4 \text{m}$$

$$\text{centroide en } y = 6.98 \text{m}$$

$$I_{22} = 34.3 \text{m}^4$$

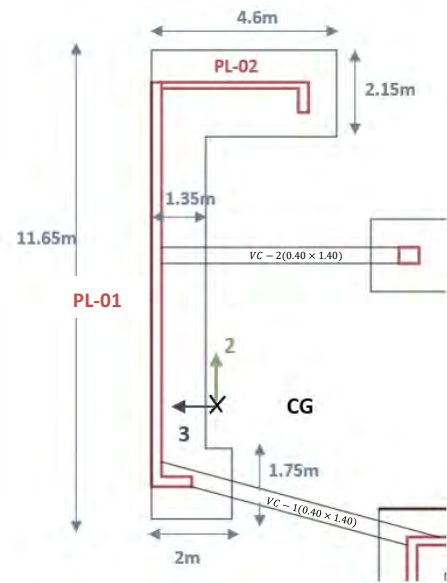
$$M_2 = \frac{32.86}{1.6} = 20.54 \text{tn.m}$$

PL-02

$$I_{33} = 334.5 \text{m}^4$$

$$M_3 = \frac{4.59}{1.6} = -2.87 \text{tn.m}$$

$$M_3 = \frac{105.78}{1.6} = -66.11 \text{tn.m} \rightarrow \text{PL-08}$$



A continuación, se calcula el momento debido al trasladar la carga de la PL-02 al centroide de la zapata. El momento alrededor del eje Y de la PL-01 lo toma la viga de cimentación.

$$M_3 = + \frac{110.39}{1.6} \times 3.72 = 256.66 \text{tn.m}$$

$$M_2 = + \frac{110.39}{1.6} \times 0.79 = 54.51 \text{tn.m}$$

PL-02

$$M_3 = - \frac{353.44}{1.6} \times (6.98 - 5.48) = -331.35 \text{tn.m} \rightarrow \text{PL-08}$$

$$\sigma = \frac{289.9 \times 1.05}{23.85} \pm \frac{(20.54 + 54.51) \times (4.6 - 1.4)}{34.3} \pm \frac{(-2.87 - 66.11 - 331.35) \times 6.98}{334.5}$$

12.76
7
8.35

$$\sigma_{\text{compresión}} = 27.51 \text{tn/m}^2 \leq 45 \text{tn/m}^2$$

Se puede observar en la ecuación anterior que se tienen zonas en el que se tienen tracciones; por ello, se redistribuyen los esfuerzos. Al redistribuir los esfuerzos es poco probable que sobrepase los 45tn/m^2 .

Para las combinaciones de sismo se tiene:

SISMO EN X

Solo se analiza los momentos alrededor del eje y. Por lo que se tiene:

$$carga\ axial = (316.11 + 101.5) \times 0.8 = 334.1\text{tn} \quad peso\ propio = 289.9 \times 0.05 = 14.5\text{tn}$$

$$M_{y_{PL8}} = -34.9\text{tn.m}$$

$$M_{y_{PL2}} = -358.5\text{tn.m}$$

$$M\ \text{debido a la excentricidad de PL2} = 101.5 \times (2.19 - 1.4) = 80.19\text{tn.m}$$

$$Momentos\ alrededor\ de\ y = -34.9 - 358.5 + 80.19 = -313.2\text{tn.m}$$

$$\rightarrow My\ \text{servicio} = -313.2 \times 0.8 = -250.57\text{tn.m}$$

Cabe recalcar que el momento generado por la excentricidad de la placa 8 lo toman las vigas de cimentación. Como se está analizando por sismo, el esfuerzo admisible se amplifica en un 30%, con lo que se tiene un esfuerzo admisible de 58.5tn/m^2 .

Hallando los esfuerzos, se obtiene:

$$\sigma = -\frac{334.1 + 14.5}{23.85} \begin{cases} + \text{fibra comprimida: } -\frac{250.57 \times 1.4}{34.3} = -24.23\text{tn/m}^2 \\ + \text{fibra traccionada: } +\frac{250.57 \times 3.2}{34.3} = +8.78\text{tn/m}^2 \end{cases}$$

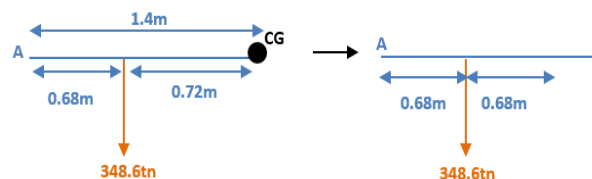
Como hay zonas en tracción se hace la redistribución de esfuerzos en la que se tiene una distribución de esfuerzos de forma rectangular.

$$e = \frac{250.57}{348.6} = 0.72\text{m}$$

$$\sigma \times 11.65 \times 1.35 = 348.6\text{tn}$$

$$\sigma_r = 22.17\text{tn/m}^2 \leq 1.3 \times 45$$

Haciendo lo mismo para el sismo en y, se tiene:



$$\sigma_{de\ compresión} = 38.28\text{tn}/\text{m}^2 \leq 1.3 \times 45$$

$$\sigma_{de\ tracción} = 3.08\text{tn}/\text{m}^2 \leq 1.3 \times 45$$

$$\sigma_r = 32.22\text{tn}/\text{m}^2 \leq 1.3 \times 45$$

Como se ha podido observar, todos los esfuerzos debido a las diferentes solicitaciones, son menores al esfuerzo admisible. A continuación, se empieza con el diseño de la zapata, pero primero se necesita tener el esfuerzo último, el cual es hallado para el sismo en Y, ya que para ese sismo se ha tenido el mayor esfuerzo. Cabe añadir que para calcular el esfuerzo último no se tiene en cuenta el peso propio (P.P) de la zapata.

$$\sigma_{r\ sin\ considerar\ el\ P.P} = 31.61\ \text{tn}/\text{m}^2$$

$$\sigma_u = 31.61 \times 1.25 = 39.51\ \text{tn}/\text{m}^2$$

CÁLCULO DEL PERALTE

Se empieza asumiendo un peralte de 60cm y cuando se hace el diseño por fuerza cortante y punzonamiento se ve si el peralte es el adecuado, cabe añadir que los análisis se realizan por metro de ancho.

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Como ya se vio anteriormente la sección crítica se encuentra a d de la cara es decir a 50cm de la cara de la placa, para esta zapata el volado más desfavorable, el mayor (Imagen 11.9), es de 60cm, por lo que se obtiene:

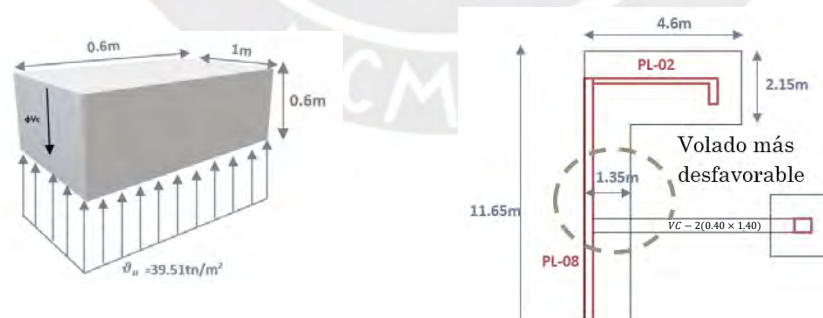


IMAGEN 11.9: DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 50 = 32.64\text{tn}$$

$$V_u = 39.51 \times 0.6 \times 1 = 23.71\text{tn}$$

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow ok$$

DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

$$\text{área tributaria} = 15.2m^2$$

$$V_u = \text{área tributaria} \times \sigma_u = 15.2 \times 39.51 = 600.52tn$$

$$\text{perímetro de la sección crítica} = 44.81m$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 4481 \times 50 = 2925.36tn$$

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow ok$$

El peralte de la zapata será de 60cm.

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$\text{Cuantía por temperatura: } 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 \times 60 \times 100 = 10.8cm^2 \rightarrow \phi 5/8"@0.15m$$

Se calcula el momento por ancho unitario.

El momento para calcular el acero horizontal, para un volado de 0.6m(más desfavorable) es el siguiente:

$$M_{x1m} = 39.51 \times \frac{0.6^2}{2} \times 1 = 23.9tn.m$$

Sección:

Base: 1m

Peralte efectivo: 0.5m

$$A_s \text{ requerido} = 13cm^2 \rightarrow \phi 5/8"@0.15m \rightarrow \text{predomina}$$

Momento para calcular el acero vertical, para un volado de 0.8m.

$$M_{x1m} = 39.51 \times \frac{0.8^2}{2} \times 1 = 12.64tn.m \rightarrow A_s \text{ requerido} = 6.8cm^2 \rightarrow \phi 5/8"@0.25m$$

$$\text{Cuantía por temperatura: } 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 \times 60 \times 100 = 10.8cm^2 \rightarrow \phi 5/8"@0.15m \rightarrow \text{predomina}$$

Como el acero requerido es menor al área de acero por temperatura, cumple y con ello se da por finalizado el diseño de la zapata.

DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN

Para ambas vigas de cimentación, se asume la viga simplemente apoyada. El momento debido a la excentricidad de la placa 8 es:

$$M_{excéntrico} = 1.24 \times 353.44 = 438.27 \text{ tn.m}$$

Para el análisis de la viga no se toma en cuenta el esfuerzo del terreno debido a que debajo de la viga se coloca relleno removido. Además, no se toma en cuenta el peso propio de la misma ya que, se asume que el relleno es suficiente capaz de soportar el peso de la viga. Como son dos vigas y se tiene el aporte de la zapata de la placa 2, se asume que cada viga toma un tercio del momento excéntrico (Imagen 11.10).

$$M \text{ de cada viga} = \frac{438.27}{3} = 146.09 \text{ tn.m}$$



IMAGEN 11.10: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA LA VIGA DE CIMENTACIÓN.

Se considera una viga de peralte de 1.4m con base de 40 cm. Para el acero negativo se tiene:

$$\text{Varillas requeridas por flexión} = 3\emptyset 1" + 5\emptyset 3/4"$$

$$\text{Varillas negativas} = 5\emptyset 3/4"$$

Como la viga tiene una altura mayor a 90cm, la norma indica que es necesario que la viga tenga refuerzo en el alma de una distancia de $0.5h$ cercana a la armadura principal por flexión. Se suele usar un rango para el refuerzo en el alma que va desde $3/8"$ a $5/8"$. El refuerzo que se elige es de $3/8"$. El espaciamiento del refuerzo es el mínimo de:

- $S \leq 30 \text{ cm}$
- $S \leq 38 \times 2500 \div f_s - 2.5C_c$
- $S \leq 30 \times 2500 \div f_s$
- $f_s = \frac{M_{servicio}}{AS \times (0.9d)}$

Donde:

S: espaciamiento del refuerzo

fs: esfuerzo en el acero principal bajo cargas de servicio

d: peralte efectivo

Cc: menor distancia medida desde la superficie del refuerzo principal a la cara lateral del elemento.

Se calcula y se tiene:

- $S \leq 30cm$
- $Cc = 5 + 0.95 = 5.95cm$
- $M_{servicio} = \frac{1}{3} \times \frac{353.44}{1.6} \times 1.24 = 91.31tn.m$
- $f_s = \frac{91.31 \times 10^5}{28.4 \times (0.9 \times 140)} = 2551.7 \frac{kg}{cm^2}$
- $S \leq 38 \times 2500 \div (2551.7) - (2.5 \times 5.95) \rightarrow S = 20cm$
- $S \leq 30 \times 2500 \div 2551.7 \rightarrow S = 25cm$

Se tiene 3 aceros de 3/8" en el alma espaciados 20cm.

También es necesario calcular el espaciamiento de los estribos, pero primero se tiene que elegir el diámetro del acero del estribo, ya que como se está usando un acero longitudinal menor a 1" el diámetro del estribo tiene que ser 3/8". El Acápite 4.9 establece lo siguiente:

- *Longitud de confinamiento*(Lo): $2 \times h = 2.80m$
- $S = \frac{d}{4}$ pero $S \geq 15cm \rightarrow S = 30cm$
- 10 veces el diámetro de la menor barra horizontal = $15.8cm \rightarrow S = 15cm$
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento = $20cm$
- $S = 30cm$

Según lo que establece el Acápite 4.9 el espaciamiento del estribo en la zona de confinamiento es de 15cm. Por lo que se tiene lo siguiente:

1 \square \emptyset 3/8": 1@0.05m; Rsto@0.15m.

Finalmente, el diseño final de la zapata combinada, está dada por la Imagen 11.12.

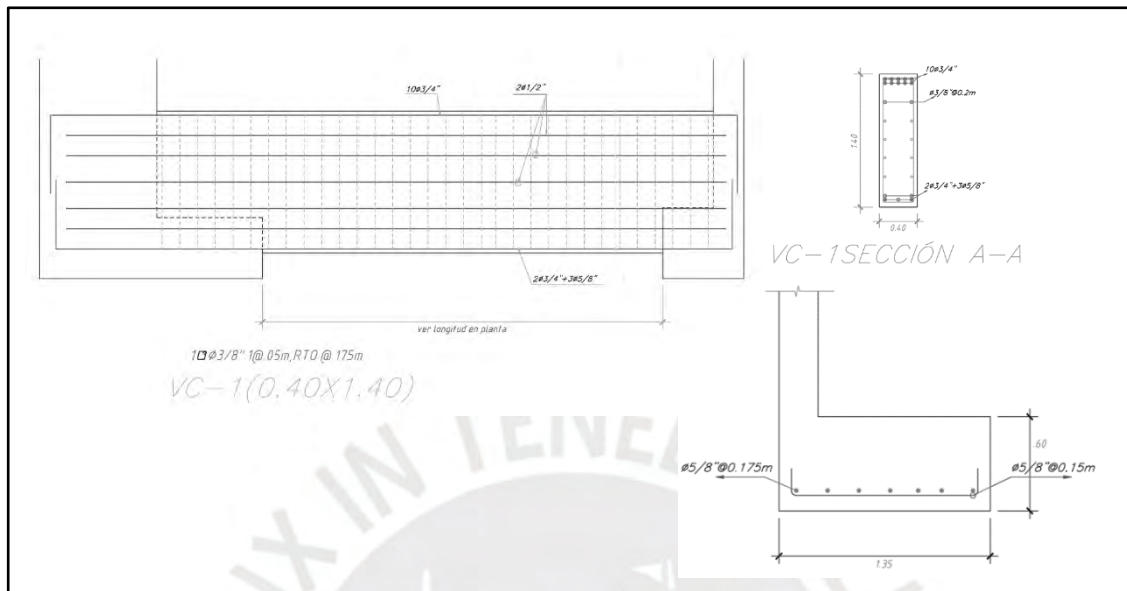


IMAGEN 11.12: DISEÑO FINAL DE LA ZAPATA COMBINADA

CAPÍTULO 12 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Para este edificio su rigidez en la dirección X es menor que la rigidez en la dirección Y, por ello se observa que su periodo fundamental en la dirección X (0.446s) es mayor que el periodo fundamental en la dirección en Y (0.185s).
- Es importante que se tenga en cuenta el proceso constructivo al analizar el edificio en el programa ETABS para evitar el efecto de “asentamiento de columnas”, ya que si no se hiciese, el programa asumiría que el edificio se construye en una sola etapa por lo que este se deformaría axialmente de inmediato. Otra alternativa para que no ocurra este efecto, es aumentando la rigidez axial a las columnas en el programa.
- Los aligerados que se eligieron fueron las viguetas prefabricadas ya que son más eficientes en la construcción, se tiene para paños grandes menos peralte y porque se necesita menos acero que una losa convencional.
- Para los paños que se tuvieron losas macizas y aligeradas, para garantizar la continuidad se insertaron los aligerados en la maciza una longitud de 15cm y se le colocaron varillas inferiores (enlaces) para poder garantizar que todo se comporte como un solo elemento y que se pueda asegurar la toma de momentos positivos en el centro del paño para ambas losas.
- El análisis por capacidad tiene como objetivo garantizar que los diferentes elementos estructurales tengan una falla dúctil y no una falla frágil ya que la última es una falla abrupta y la dúctil hace que se pueda salvar vidas y que se de la opción de poder reparar el elemento estructural. Este análisis se hace aumentando la cortante del diseño en función al momento nominal de la sección. Para las vigas que tenían una longitud corta se realizó el análisis por capacidad, previo al diseño, para poder saber si al amplificar la cortante de diseño esta fuera menor a la cortante máxima que puede soportar la sección.
- Para algunas vigas que llegan a las placas (Imagen 9.1), se asumió que estas no desarrollarían ningún momento a pesar que hubo varillas que sí podían tener sus longitudes de desarrollo y poder tomar parcialmente los momentos debido al análisis; sin embargo, para tomarlo del lado conservador, se asumió que las vigas tuvieron una condición de simplemente apoyadas en dichas placas.

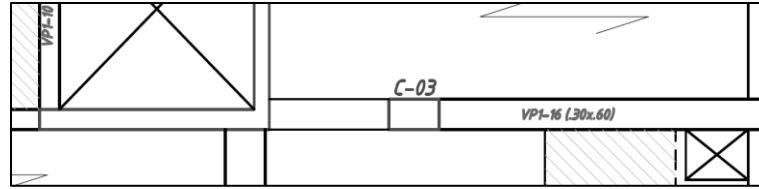


IMAGEN 12.1: ALGUNAS VARILLAS DE LA VP1-16 PUEDEN INGRESAR EN LA PLACA DEL ASCENSOR; SIN EMBARGO, SE ASUMIÓ UNA RÓTULA.

- Se realizaron tres cambios del acero a lo largo de la altura de las placas, las cuales fueron del primer al segundo piso, luego del tercero al cuarto y por último del quinto al sexto; esto se hizo para que no haya cambios bruscos en el acero para que así se tenga una mejor uniformidad en la transmisión de las solicitaciones a lo largo de las placas y una mejor capacidad de las mismas. Adicionalmente, estos cambios permiten que el diseño sea más económico.
- A pesar que algunas placas no necesitaban numéricamente tener núcleos confinados en sus extremos, igual se les colocó para evitar la falla por inestabilidad del borde, lo cual también se realiza en la práctica profesional.
- Para el análisis de flexocompresión en las placas se asumió un confinamiento inicial de aproximadamente 15% de la longitud total del muro y de acuerdo al análisis, se iba incrementando si así lo requería la longitud de confinamiento. Los núcleos de confinamiento tuvieron un diámetro mayor al acero vertical.
- Para eliminar la irregularidad torsional se flexibilizaron las placas del eje 7, para que su rigidez sea cercana a la rigidez del pórtico del eje 1 (fachada). Esto se logró dejando juntas de construcción en dichas placas, como se muestra en la Imagen 12.2

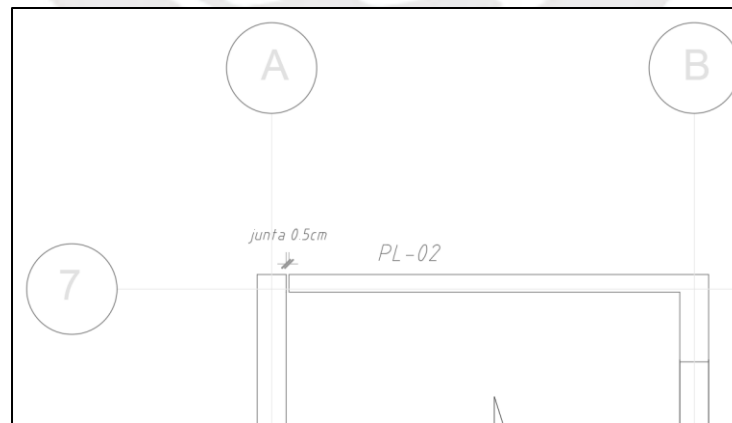
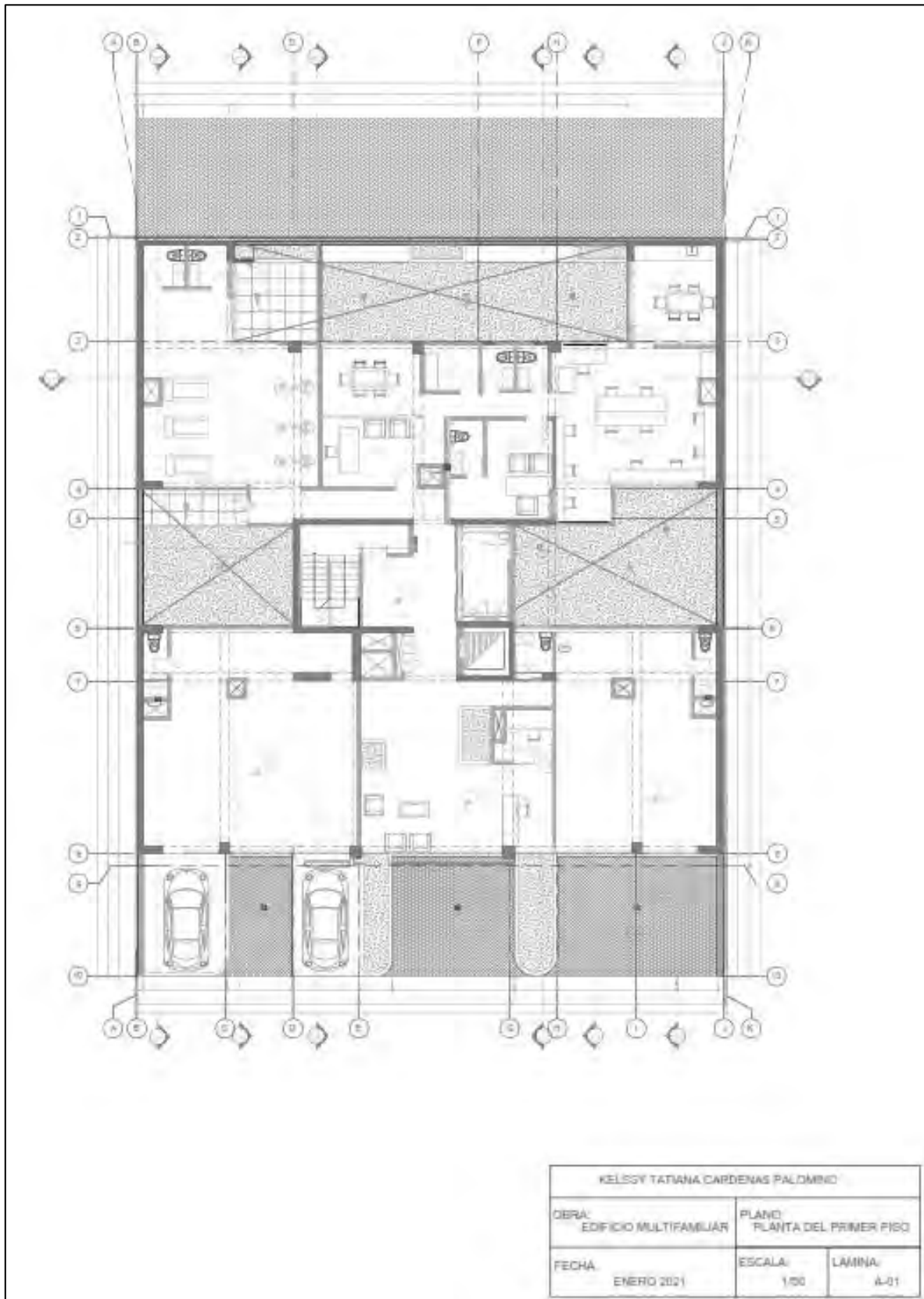


IMAGEN 12.2: JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN EN LAS PLACAS DEL EJE 7.

CAPÍTULO 13 BIBLIOGRAFÍA

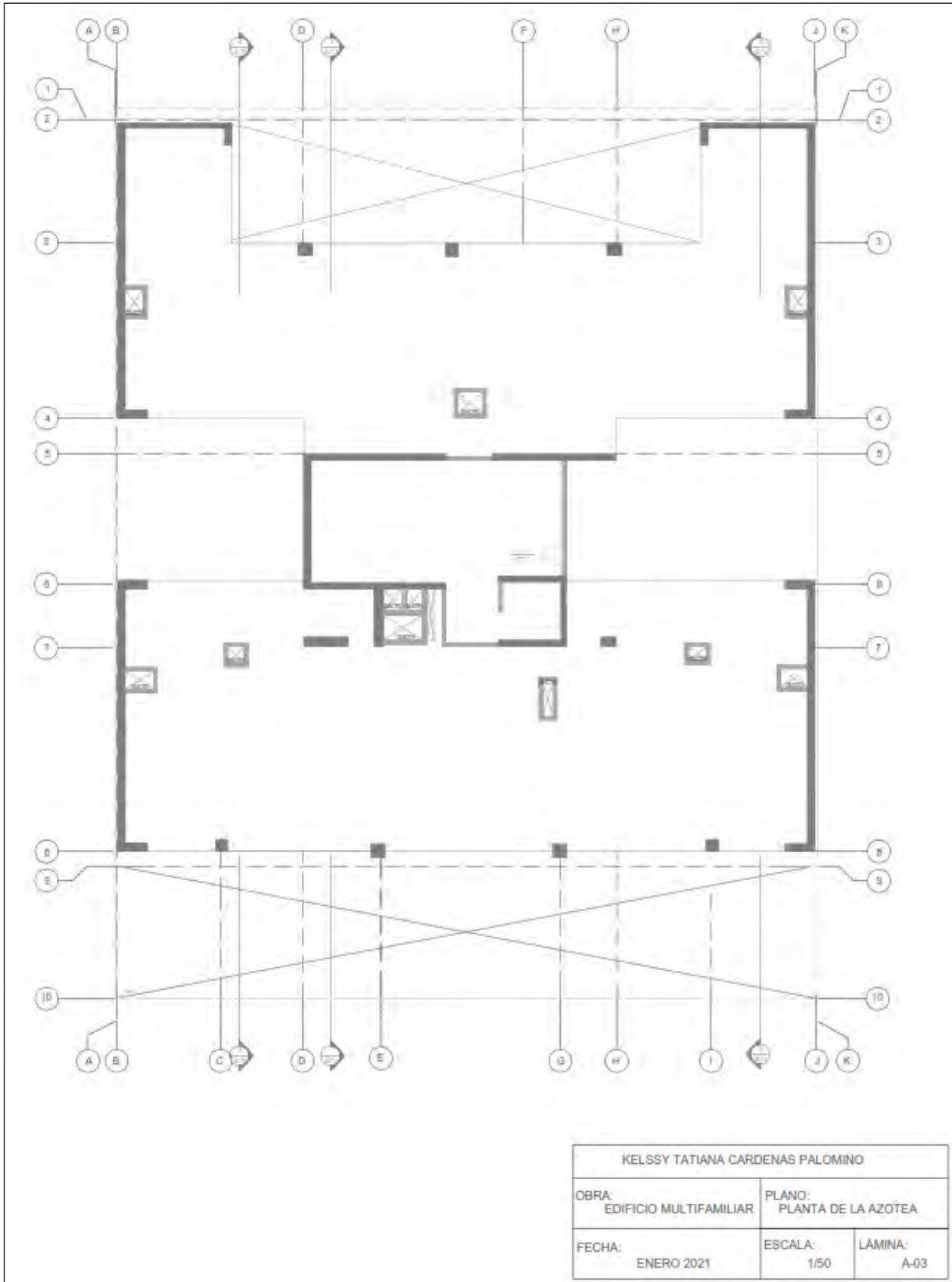
- Antonio Blanco Blasco (2011). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.
- Gianfranco Ottazi Passino. (2017) Apuntes del Curso Concreto Armado 1.
- Alejandro Muñoz (2017). Ingeniería Sismoresistente.
- Comité Técnico (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.020.
- Comité Técnico (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.070.
- Comité Técnico (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.060.
- Comité Técnico (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030.
- Teodoro E. Harmsen. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto.
- Jack C. McCormac. (2013). Diseño de Estructuras de Acero.
- Roberto Morales Morales. Diseño en Concreto Armado.
- Techomax (2005). Manual Técnico de Sistemas de Losas Aligeradas con Viguetas Pretensadas.
- Compañía Minera Luren S.A - LACASA. (2016). Manual de Instalación de Muros No Portantes con Placas.

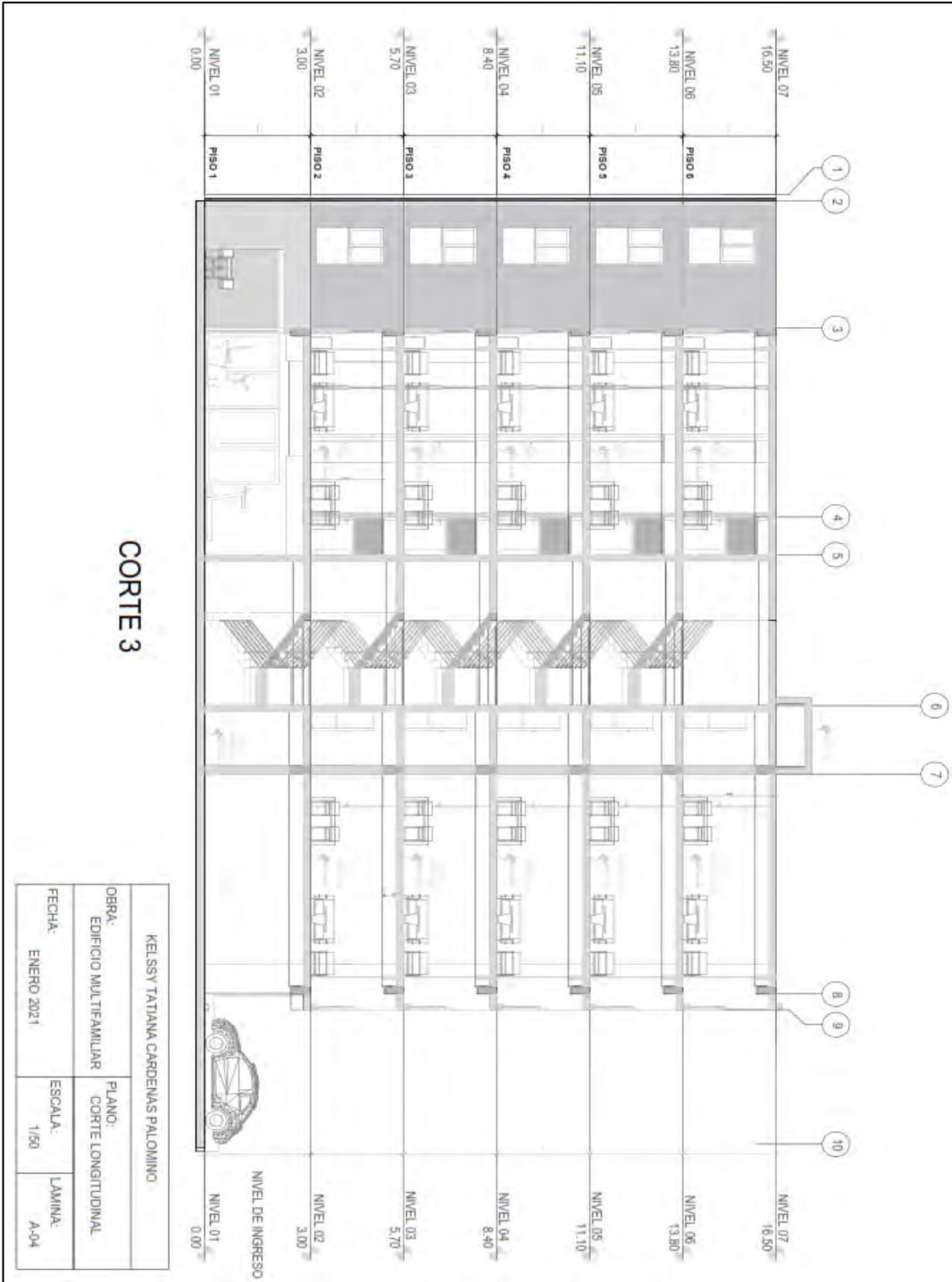
CAPÍTULO 14 ANEXOS





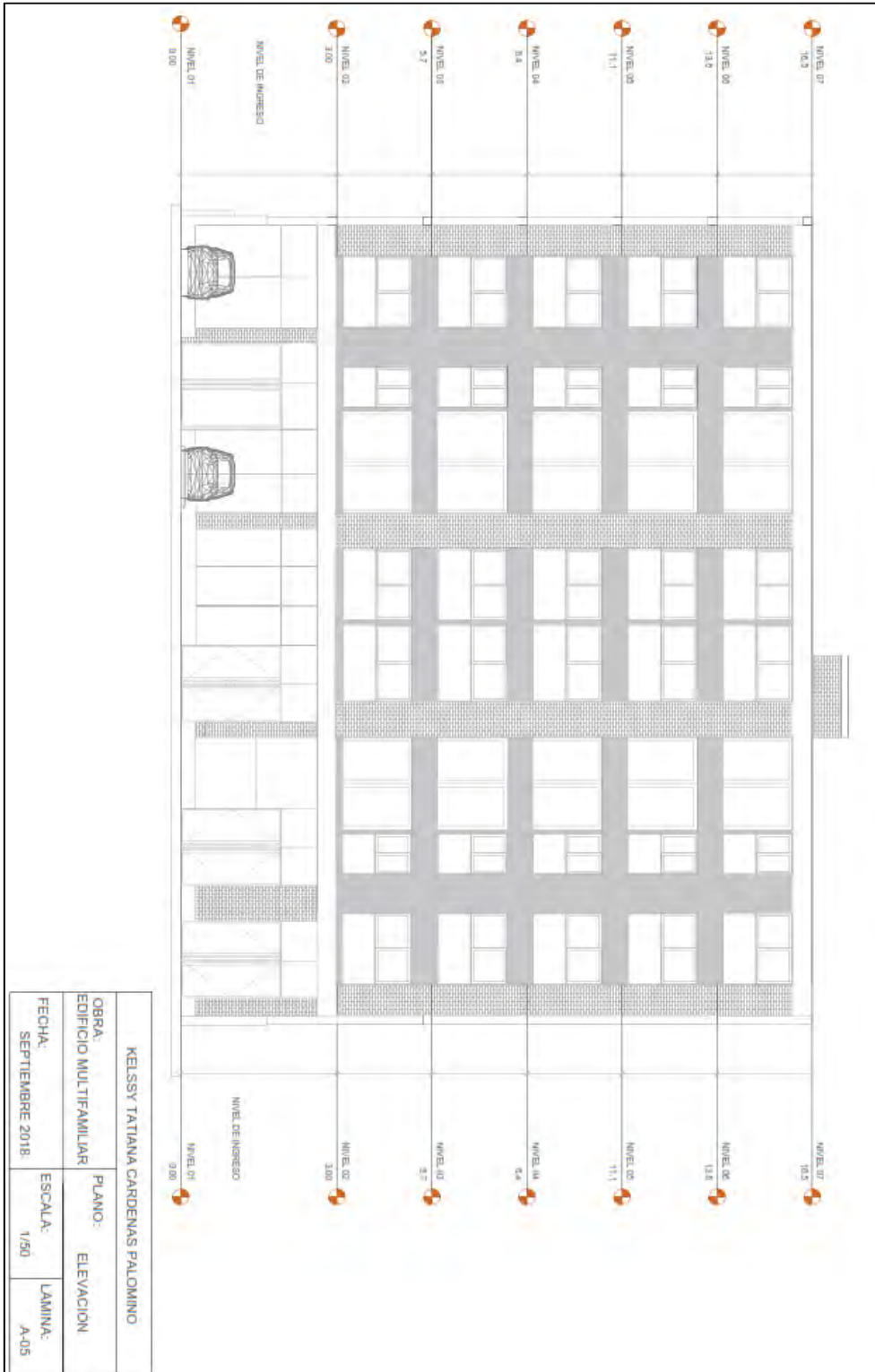
KELSSY TATIANA CARDENAS PALOMINO		
OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PLANO: PLANTA TÍPICA	
FECHA: ENERO 2021	ESCALA: 1/50	LÁMINA: A-02






CORTE 3

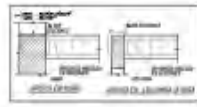
KELSSY TATIANA CARDENAS PALOMINO		
OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	
PLANO:	CORTE LONGITUDINAL	
FECHA:	ESCALA:	LAMINA:
ENERO 2021	1/50	A-04



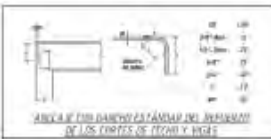
KELSSY TATIANA CARDENAS PALOMINO		
OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PLANO: ELEVACION	
FECHA: SEPTIEMBRE 2018	ESCALA: 1/50	LAMINA: A-05




DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS




DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS



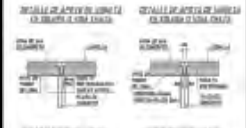
DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS




DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS




DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS



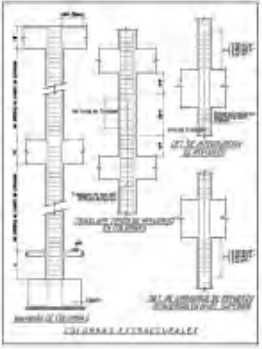
DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS



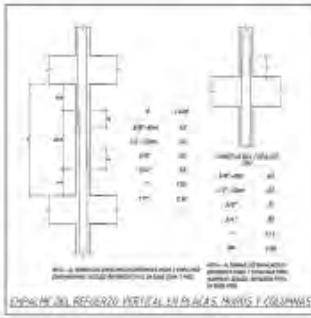
DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS



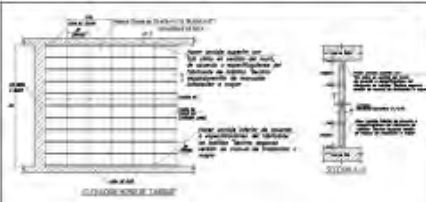
DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS



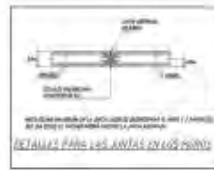
DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS



DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS



DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS

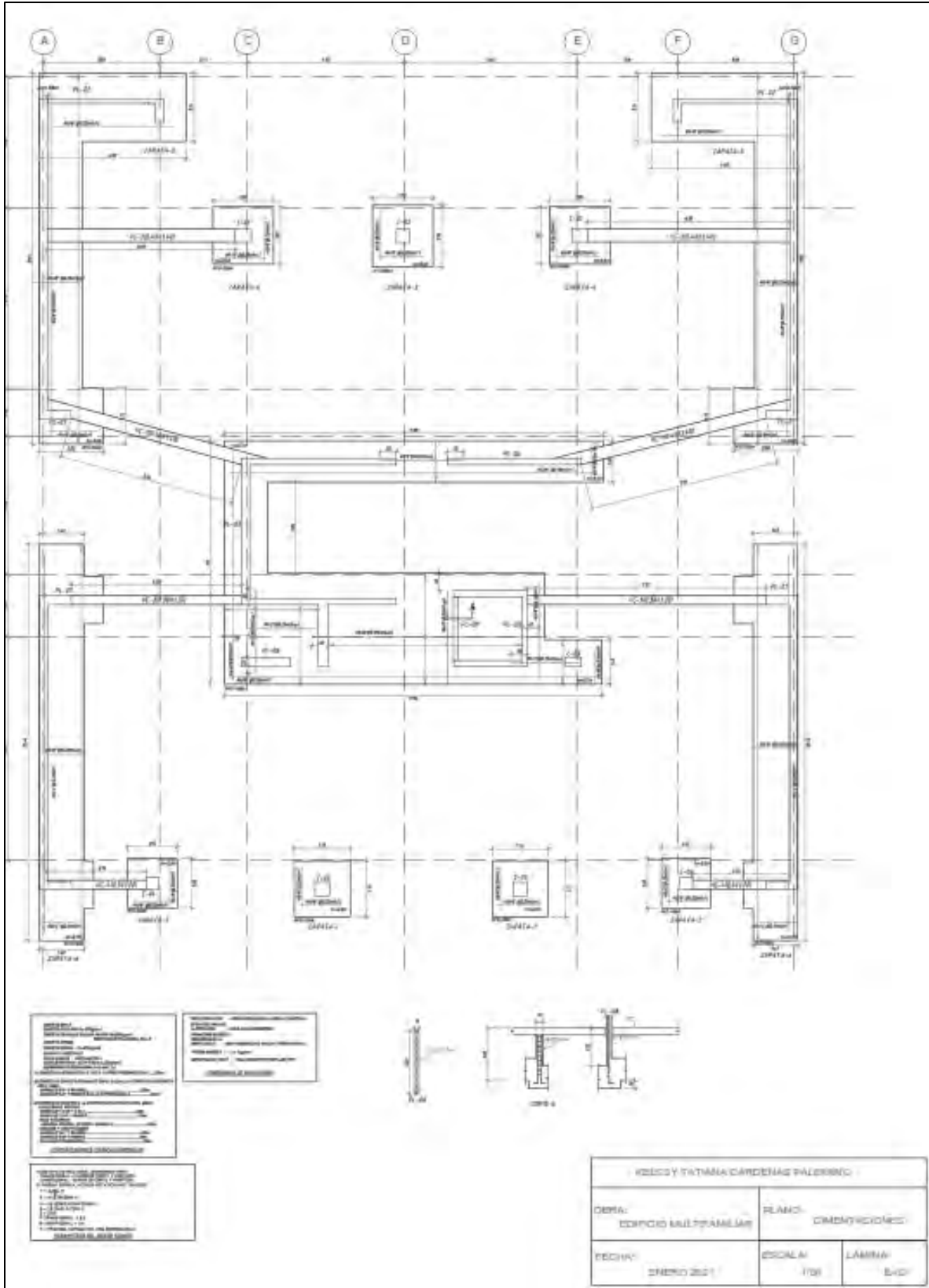


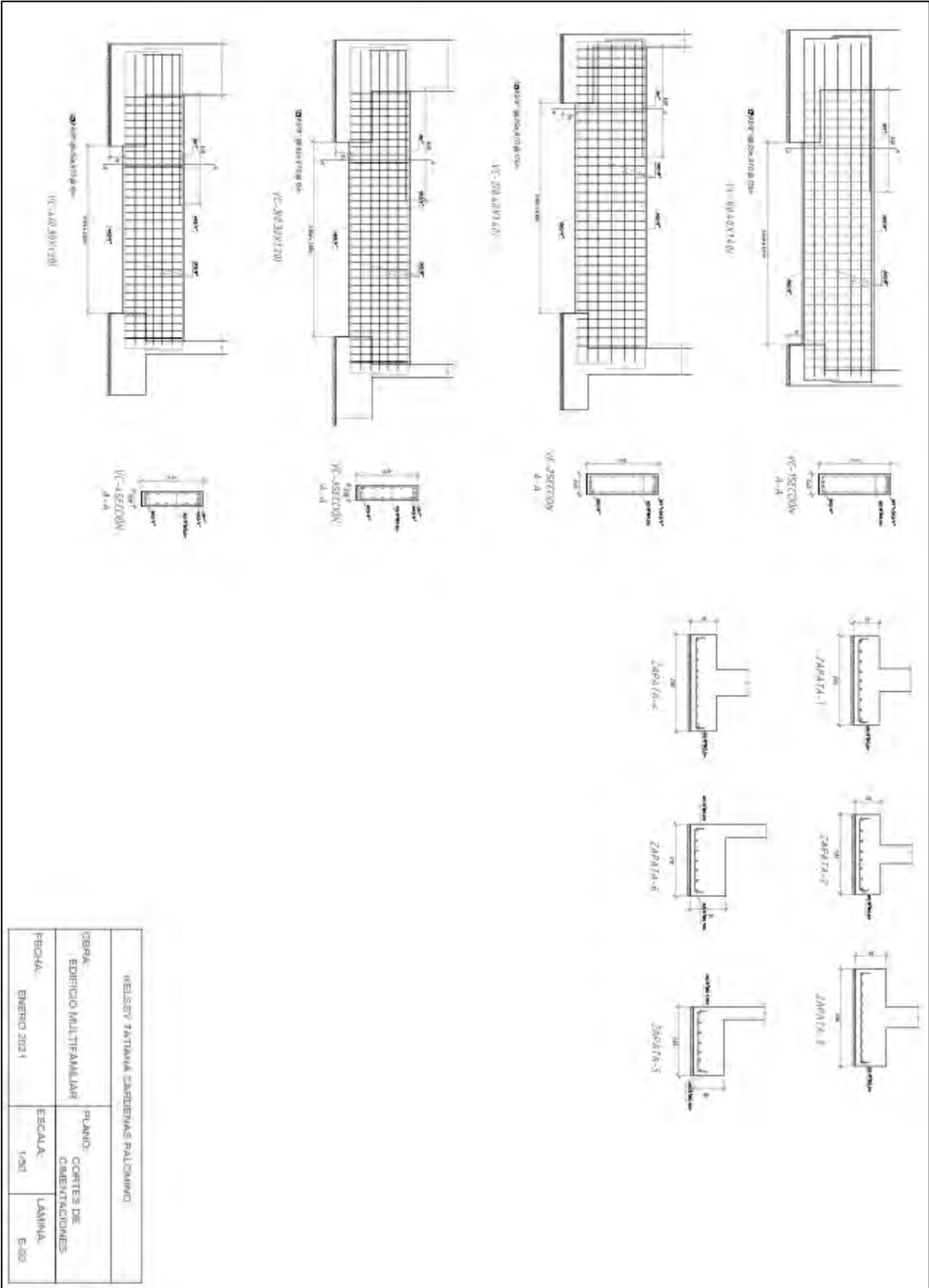
DETALLE PARA EL REFORZO DE LAS UNAS ALONGADA DE LAS ARISTAS PARA LOS JUNTOS

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES						
MATERIAL	RESISTENCIA	DEFORMACIÓN	ESPESES	ESPESES	ESPESES	ESPESES
CONCRETO	42.50	0.2	10.00	10.00	10.00	10.00
ACERO	42.50	0.2	10.00	10.00	10.00	10.00
ACERO	42.50	0.2	10.00	10.00	10.00	10.00

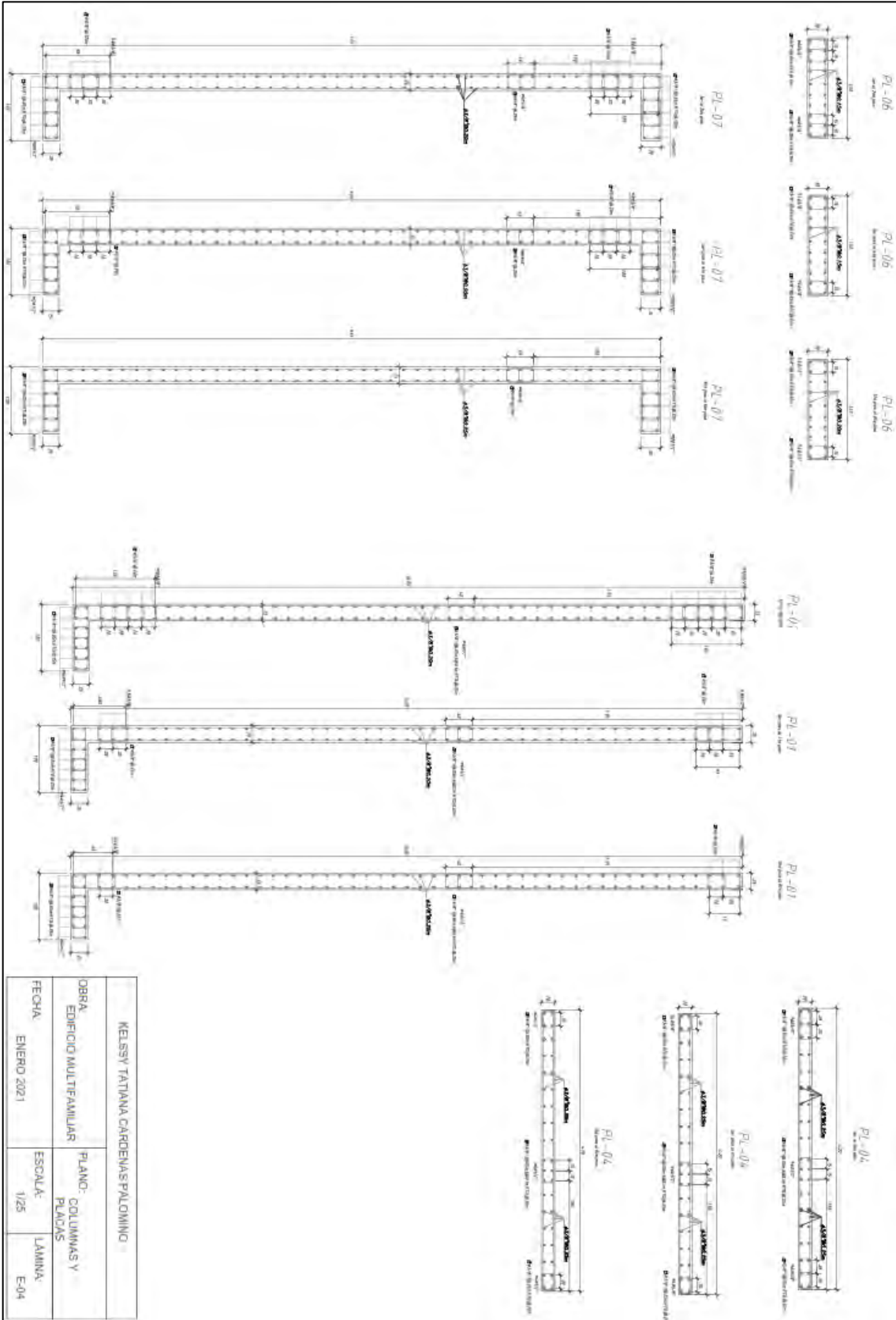
KÉSSY TATIANA CORDERAS PALOMINO

OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	ESPECIFICACIONES Y DETALLES ESTRUCTURALES TÍPICOS
FECHA: ENERO 2021	ESCALA: 1/50
	LÁMINA: E-01

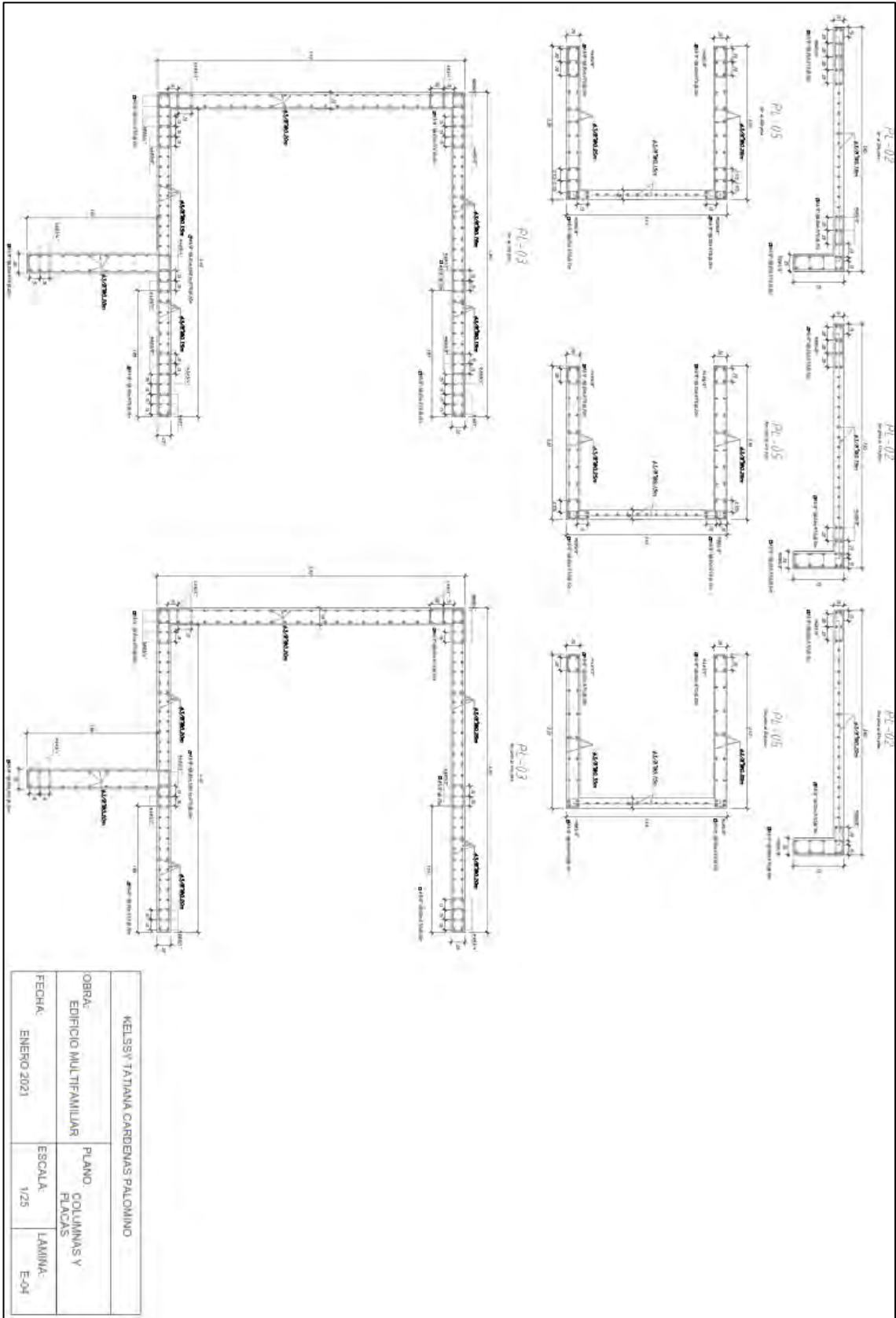


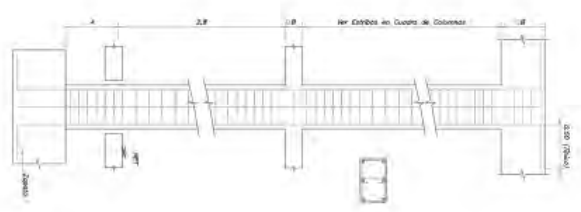
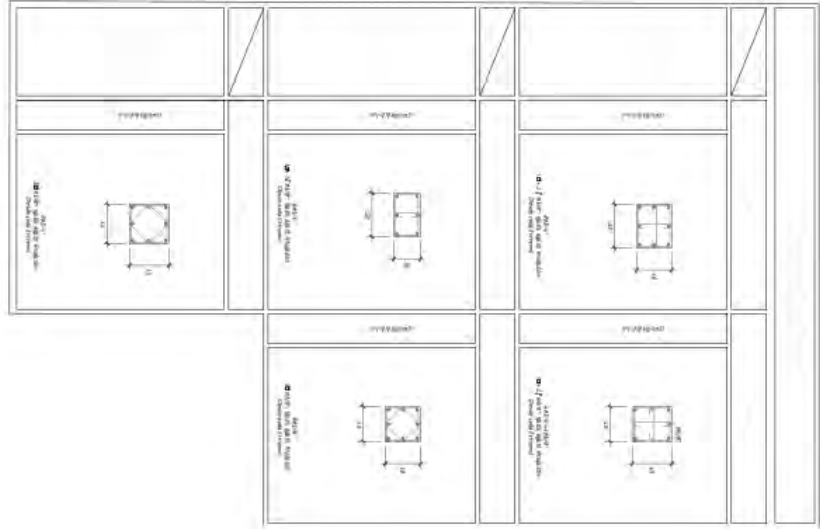
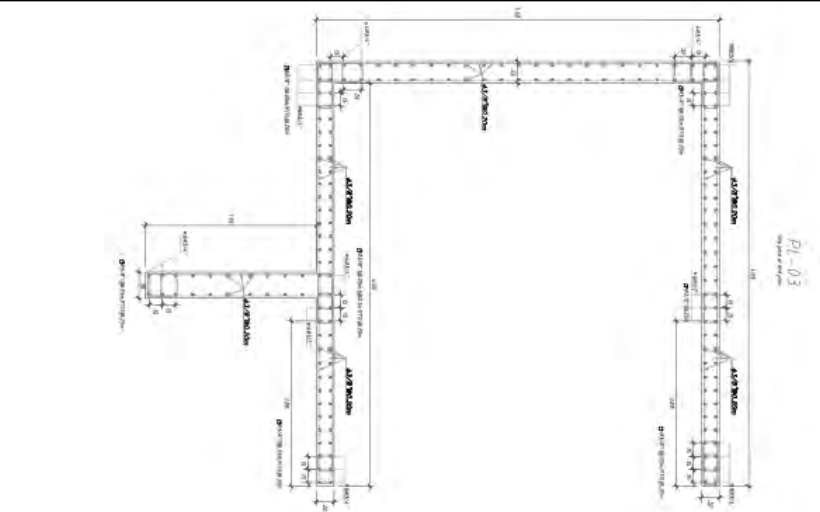


WELSEY FATMA CORDERAS PALOMINO		
OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PLANO: CORTES DE OMBENTACIONES
FECHA:	ENERO 2021	ESCALA: 1/50 LAMINA: E-03

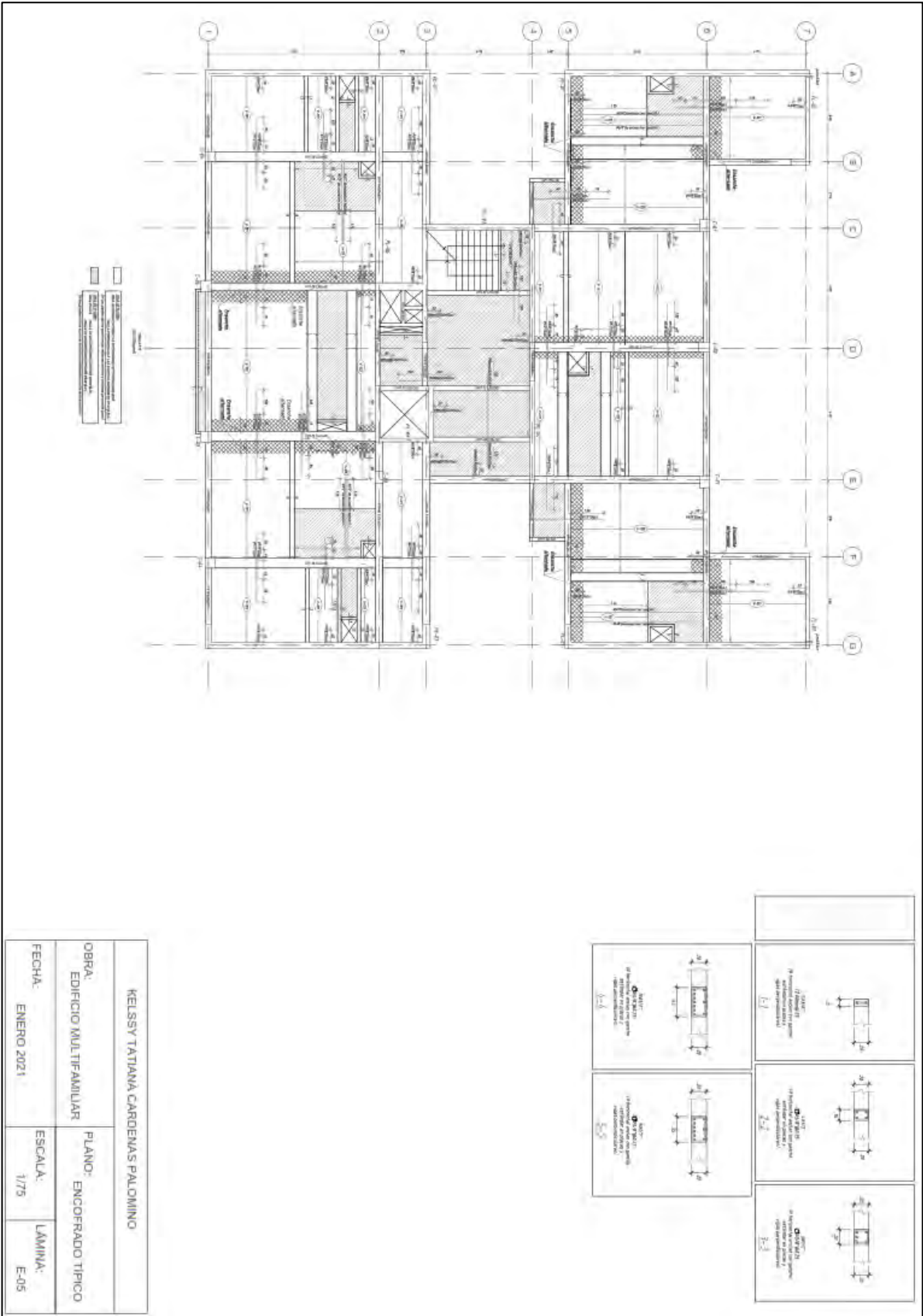


OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
FECHA: ENERO 2021		
PLANO: COLUMNAS Y PLACAS		ESCALA: 1/25
LÁMINA: E-04		





KELISSY TATIANA CARDEÑAS PALOMINO		
OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PLANO: COLUMNAS Y PLACAS
FECHA:	ENERO 2021	ESCALA: 1/25 LAMINA: E-04



KELSSY TATIANA CARDENAS PALOMINO		
OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PLANO: ENCOFRADO TIPICO	
FECHA: ENERO 2021	ESCALA: 1/75	LAMINA: E-05

