

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PUCP**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SIETE  
NIVELES EN MIRAFLORES**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

**EDDIE SANCHEZ ACAPANA**

**ASESOR:**

**JOSE ALBERTO ACERO MARTINEZ**

Lima, enero, 2021

## RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo elaborar los planos estructurales completos de un edificio multifamiliar de siete pisos ubicado en la ciudad de Lima, en el distrito de Miraflores.

El proyecto cuenta con un primer piso que estará destinado a estacionamientos, siete pisos típicos destinados a vivienda multifamiliar con una altura de piso a piso de 2.65 m y azotea. Se ejecutará en un terreno de 1401.61 m<sup>2</sup> con capacidad portante de 4 kg/m<sup>2</sup> cada 1.50 m de profundidad. El terreno cuenta con 3360 m<sup>2</sup> construidos, con 26.3 m de frente y 52.1 m de largo.

El sistema estructural está compuesto por muros de corte o placas, combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado. Las placas están distribuidas de manera adecuada en ambas direcciones principales, ya que serán las encargadas de controlar los desplazamientos laterales.

El edificio consta de un sistema de techado de losas aligeradas y una losa maciza. Las losas aligeradas tienen 20 cm de peralte y están armadas en una sola dirección. Asimismo, la losa maciza tiene 20 cm de peralte.

La metodología utilizada para completar desarrollar el proyecto fue realizar una adecuada estructuración de los elementos estructurales, su predimensionamiento, el metrado de cargas, posteriormente se realizó un análisis sísmico estático y dinámico, se realizó el diseño de dichos elementos, y por último se dibujaron los planos estructurales. Para ello se empleó la Norma Peruana de Cargas E.020, de Norma Peruana de Diseño Sismo resistente E.030 y la Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

## **TABLA DE CONTENIDO**

<b>RESUMEN</b>	<b>ii</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>viii</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>x</b>
<b>CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1. Metodología de diseño estructural	4
1.2. Generalidades de estructuración	4
1.3. Planteamiento de estructuración	7
<b>CAPITULO 2. PREDIMENSIONAMIENTO</b>	<b>8</b>
2.1 Losas aligeradas	8
2.2 Losas macizas	9
2.3 Vigas chatas	9
2.4 Vigas	10
2.5 Columnas	11
2.6 Placas	12
2.7 Escaleras	14
2.8 Tabiques	14
<b>CAPITULO 3. METRADO DE CARGAS</b>	<b>15</b>
<b>CAPITULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO</b>	<b>17</b>
4.1 Definición de parámetros de análisis	17
4.2 Análisis de irregularidades	19
4.2.1 Irregularidades en Altura	19
4.2.2 Irregularidades en Planta	20
4.3 Análisis estático	24

<b>4.4</b>	<b>Resultado del análisis sísmico dinámico</b>	<b>26</b>
4.4.1	Modos de vibración	26
4.4.2	Verificación del Tipo de Sistema Estructural	28
4.4.3	Control de derivas	29
4.4.4	Fuerza cortante basal dinámica	29
<b>4.5</b>	<b>Junta Sísmica</b>	<b>30</b>
<b>CAPITULO 5. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS</b>		<b>32</b>
<b>5.1</b>	<b>Metrado de cargas</b>	<b>32</b>
<b>5.2</b>	<b>Diseño por Corte</b>	<b>32</b>
<b>5.3</b>	<b>Corte del acero de refuerzo</b>	<b>33</b>
<b>5.4</b>	<b>Diseño por flexión</b>	<b>33</b>
<b>5.5</b>	<b>Control por deflexiones</b>	<b>34</b>
<b>5.6</b>	<b>Ejemplos de diseño de viguetas de losa aligerada</b>	<b>37</b>
5.6.1	Metrado de cargas	37
5.6.2	Modelo estructural	37
5.6.3	Diseño por cortante	39
5.6.4	Cálculo de ensanche	39
5.6.5	Verificación por Flexión	39
5.6.6	Verificación por deflexión	40
<b>CAPITULO 6. DISEÑO DE LOSA MACIZA</b>		<b>44</b>
<b>6.1</b>	<b>Diseño por flexión</b>	<b>44</b>
<b>6.2</b>	<b>Diseño por corte</b>	<b>44</b>
<b>6.3</b>	<b>Control de deflexiones</b>	<b>44</b>
<b>6.4</b>	<b>Ejemplo de diseño de losa maciza</b>	<b>45</b>
6.4.1	Metrado de cargas	45
6.4.2	Modelo estructural	46
6.4.3	Diseño por cortante	47
6.4.4	Diseño por Flexión	48

6.4.5 Longitud de corte	50
6.4.6 Verificación por deflexión	50
<b>CAPITULO 7. DISEÑO DE VIGAS CHATAS</b>	<b>54</b>
7.1 Metrado de cargas	54
7.2 Diseño por flexión	54
7.3 Diseño por corte	54
7.4 Ejemplo de diseño de viga chata	54
7.4.1 Metrado de cargas	55
7.4.2 Modelo estructural	55
7.4.3 Diseño por flexión	56
7.4.4 Diseño por fuerza cortante	56
<b>CAPITULO 8. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS</b>	<b>57</b>
8.1 Metrado de Cargas	57
8.2 Combinación de cargas	57
8.3 Diseño por flexión	58
8.4 Corte de acero	59
8.5 Diseño por cortante	61
8.6 Diseño por capacidad	62
8.7 Ejemplo de Diseño de Viga por gravedad	63
8.7.1 Ubicación	63
8.7.2 Diseño por Flexión	64
8.7.3 Diseño por Corte	65
8.7.4 Verificación por deflexión	67
8.8 Ejemplo de Diseño de Viga Sísmica	70
8.8.1 Ubicación	70
8.8.2 Diseño por Flexión	70
8.8.3 Diseño por corte	72
<b>CAPITULO 9. DISEÑO DE COLUMNAS</b>	<b>74</b>

<b>9.1</b>	<b>Generalidades</b>	<b>74</b>
<b>9.2</b>	<b>Diseño por Flexo-compresión</b>	<b>74</b>
<b>9.3</b>	<b>Diseño por Corte</b>	<b>75</b>
<b>9.4</b>	<b>Diseño por Capacidad</b>	<b>76</b>
<b>9.5</b>	<b>Ejemplo de Diseño</b>	<b>77</b>
9.5.1	Metrado de cargas	77
9.5.2	Diseño por Flexo-compresión	79
9.5.3	Diseño por Corte	81
9.5.4	Diseño por Capacidad	82
<b>CAPITULO 10. DISEÑO DE PLACAS DE CONCRETO ARMADO</b>		<b>84</b>
<b>10.1</b>	<b>Definición</b>	<b>84</b>
<b>10.2</b>	<b>Procedimiento general</b>	<b>84</b>
<b>10.3</b>	<b>Diseño por Flexo-compresión</b>	<b>85</b>
<b>10.4</b>	<b>Diseño por Corte</b>	<b>86</b>
<b>10.5</b>	<b>Diseño por Capacidad</b>	<b>88</b>
<b>10.6</b>	<b>Ejemplo de Diseño</b>	<b>89</b>
10.6.1	Metrado de cargas	89
10.6.2	Verificación por Pandeo	90
10.6.3	Diseño por Flexo-compresión	91
10.6.4	Diseño por Corte	93
10.6.5	Diseño por Capacidad	94
10.6.6	Elementos de borde	96
<b>CAPITULO 11. DISEÑO DE CIMENTACIÓN</b>		<b>98</b>
<b>11.1</b>	<b>Definición</b>	<b>98</b>
<b>11.2</b>	<b>Predimensionamiento del área.</b>	<b>98</b>
<b>11.3</b>	<b>Verificación por esfuerzos.</b>	<b>99</b>
11.3.1	Verificación por esfuerzos sin sismo.	99

11.3.2 Verificación por esfuerzos con sismo.	99
<b>11.4 Diseño por Punzonamiento</b>	<b>101</b>
<b>11.5 Verificar por corte</b>	<b>102</b>
<b>11.6 Diseño por flexión</b>	<b>103</b>
<b>11.7 Ejemplo de diseño de zapata centrada.</b>	<b>103</b>
11.7.1 Predimensionamiento del área.	103
11.7.2 Verificación por esfuerzos.	104
11.7.3 Diseño por Punzonamiento	105
11.7.4 Verificar por corte	107
11.7.5 Diseño por flexión	108
<b>11.8 Ejemplo de diseño de zapata combinada.</b>	<b>109</b>
11.8.1 Predimensionamiento del área.	109
11.8.2 Verificación por esfuerzos.	110
11.8.3 Diseño por Punzonamiento	111
11.8.4 Verificar por corte	112
11.8.5 Diseño por flexión	113
<b>CAPITULO 12. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS</b>	<b>114</b>
<b>12.1 Comentarios</b>	<b>114</b>
<b>12.2 Conclusiones</b>	<b>115</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>116</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Distribución arquitectónica de la planta típica .....	3
Figura 2 Distribución arquitectónica de la azotea .....	3
Figura 3 Distribución placas en el eje X .....	13
Figura 4 Distribución placas en el eje Y .....	13
Figura 5. Estructura tridimensional de la edificación .....	17
Figura 6. Espectro de diseño de la estructura .....	18
Figura 7. Ubicación del CM, CR y excentricidades accidentales. ....	21
Figura 8. Planta típica de la estructura. ....	28
Figura 9 Detalles de ensanches alternos en viguetas .....	33
Figura 10. Sección del concreto de una vigueta típica .....	33
Figura 11. Condiciones de apoyo en los elementos horizontales .....	35
Figura 12 Factores de deflexión a largo plazo.....	36
Figura 13. Ubicación de vigueta 1 .....	37
Figura 14. Modelo estructural de las losas típicas en el programa SAP2000 .....	38
Figura 15. Viguetas 1A y 1B en el programa SAP2000 .....	38
Figura 16. Fuerza cortante de las viguetas 1A .....	39
Figura 17. Fuerza cortante de las viguetas 1B .....	39
Figura 18. Diagramas de momento flector de las viguetas 1A y 1B .....	40
Figura 19 Diseño estructural de la vigueta 1A y 1B .....	43
Figura 20 Ubicación de las losas macizas a diseñar .....	45
Figura 21. Diagramas de fuerza cortante V13 en las losas macizas .....	47
Figura 22. Diagramas de fuerza cortante V23 en las losas macizas .....	47
Figura 23. Diagramas de momento flector M11 por cargas de diseño .....	48
Figura 24 Diagramas de momento flector M22 por cargas de diseño .....	49
Figura 25. Diagramas de momento flector M11 por cargas de servicio .....	50
Figura 26. Diagramas de momento flector M22 por cargas de servicio .....	50
Figura 27. Diagramas de deflexión por carga muerta.....	51
Figura 28. Ubicación de la viga chata a diseñar .....	55
Figura 29. Modelo estructural de la viga chata .....	55
Figura 30. Fuerza cortante y momento flector en la viga chata .....	56
Figura 31. Distribución de acero corrido y bastones.....	59



Figura 32. Longitud de corte en vigas .....	60
Figura 33. Distribución de acero para los estribos.....	62
Figura 34. Ubicación de vigas a diseñar.....	63
Figura 35. Envolventes de los momentos flectores en la viga. ....	65
Figura 36. Envolventes de las fuerzas cortantes en la viga.....	65
Figura 37 Diseño estructural de la viga 21 .....	69
Figura 38. Ubicación de la viga sísmica V13.....	70
Figura 39. Envolvente de momentos flectores la viga sísmica .....	70
Figura 40. Detalle de la viga a diseñar por capacidad.....	72
Figura 41. Envolventes de las fuerzas cortantes en la viga para el sismo amplificado por 2.5.....	72
Figura 42 Diseño estructural de la viga V13.....	73
Figura 43. Ubicación de la columna a diseñar.....	77
Figura 44. Acero de Refuerzo longitudinal de la columna desarrollada.....	80
Figura 45. Diagrama de interacción de la columna en la dirección 3-3 .....	80
Figura 46. Diagrama de interacción de la columna en la dirección 2-2 .....	80
Figura 47. Ubicación de la placa a diseñar.....	89
Figura 48. Acero de Refuerzo longitudinal de la placa desarrollada.....	92
Figura 49. Diagrama de interacción de la placa en la dirección 2-2 .....	92
Figura 50. Diagrama de interacción de la placa en la dirección 3-3 .....	93
Figura 51 Distribución de acero para el cálculo de la longitud “c” del bloque de compresiones.....	96
Figura 52. Distribución de esfuerzos en la zapata.....	99
Figura 53. Distribución de esfuerzo rectangular en la zapata.....	100
Figura 54. Distribución de esfuerzo triangular en la zapata.....	101
Figura 55. Verificación de la zapata por punzonamiento.....	101
Figura 56. Verificación de la zapata por corte .....	102
Figura 57. Verificación de la zapata por momento flector.....	103
Figura 58. Ubicación de la zapata centrada a diseñar.....	103
Figura 59. Detalle de la zapata a diseñar .....	108
Figura 60 Ubicación de la zapata combinada a diseñar .....	109
Figura 61. Detalle de la zapata combinada a diseñar.....	113

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tipos de carga y su combinación .....	2
Tabla 2. Tipos de solicitaciones y sus factores de reducción. ....	2
Tabla 3 Predimensionamiento para sobrecargas menores a 350 kg/cm <sup>2</sup> .....	8
Tabla 4 Predimensionamiento de la columna.....	11
Tabla 5. Peso unitario asociado a elementos .....	16
Tabla 6. Cargas vivas asociado a ambientes .....	16
Tabla 7. Ratio de irregularidad torsional en el eje x-x.....	20
Tabla 8. Ratio de irregularidad torsional en el eje y-y.....	21
Tabla 9 Influencia de la excentricidad accidental en la irregularidad. ....	22
Tabla 10. Resumen de las irregularidades en altura y planta.....	23
Tabla 11. Distribución de peso por niveles .....	24
Tabla 12. Distribución de fuerzas horizontales equivalentes X-X.....	25
Tabla 13. Distribución de fuerzas horizontales equivalentes Y-Y .....	25
Tabla 14. Derivas elásticas e inelásticas.....	26
Tabla 15. Masa participante con 3GDL en la dirección “X” e “Y” .....	26
Tabla 16. Masa participante en translación pura en la dirección “X” e “Y” .....	27
Tabla 17. Cortante basal dinámico en los muros de corte.....	28
Tabla 18. Derivas inelásticas del análisis dinámico.....	29
Tabla 19. Fuerzas cortantes dinámicas basales en x e y .....	30
Tabla 20. Factor de escalamiento al análisis dinámico .....	30
Tabla 21. Desplazamiento máximo en los ejes x e y .....	31
Tabla 22 Peraltes mínimos para no calcular deflexiones en vigas o losas nervadas en una dirección.....	34
Tabla 23. Calculo de acero por flexión en la vigueta 1 .....	40
Tabla 24 Peraltes mínimos para no calcular deflexiones en vigas o losas nervadas en una dirección.....	44
Tabla 25 Carga distribuida lineal (ton/m) en función del espesor del tabique.....	46
Tabla 26 Cargas distribuidas (ton/m <sup>2</sup> ) en las losas .....	46
Tabla 27. Calculo de acero por flexión 1-1 en las losas macizas .....	48
Tabla 28. Cálculo de acero por flexión 2-2 en las losas macizas .....	49
Tabla 29 Inercia efectiva 1 .....	51

Tabla 30 Inercia efectiva 3 .....	52
Tabla 31 Anclaje con longitud recta para acero en tracción inferior y superior.....	59
Tabla 32 Anclaje con gancho estándar para acero en tracción .....	60
Tabla 33. Combinación manual de la viga 21, tramo 1.....	64
Tabla 34 Acero requerido y Acero de refuerzo.....	64
Tabla 35 Capacidad cortante de los estribos .....	66
Tabla 36 Inercia efectiva 1 .....	67
Tabla 37 Inercia efectiva 3 .....	68
Tabla 38. Combinación manual de la viga 13, tramo 1.....	71
Tabla 39 Acero requerido y acero de refuerzo .....	71
Tabla 40 Capacidad cortante de los estribos .....	73
Tabla 41 Metrado de cargas.....	77
Tabla 42 Verificación de área requerida.....	78
Tabla 43 Verificación de esbeltez.....	78
Tabla 44. Cargas en la columna C-01 .....	79
Tabla 45. Combinaciones de cargas .....	79
Tabla 46. Verificación de diseño por cortante .....	81
Tabla 47 Combinaciones de carga y separación de cargas para el caso 1 .....	82
Tabla 48 Combinaciones de carga para el caso 2.....	82
Tabla 49 Verificación de diseño por cortante .....	83
Tabla 50 Metrado de cargas de la placa PL-8.....	89
Tabla 51 Verificación del área requerido y área colocada.....	90
Tabla 52 Verificación por pandeo en la placa PL-8 .....	90
Tabla 53. Cargas en la placa PL-08 .....	91
Tabla 54. Combinaciones de cargas .....	91
Tabla 55 Acero colocado para cada posición.....	96
Tabla 56 Propiedades de la sección de la placa .....	97
Tabla 57 Verificación de confinamiento.....	97
Tabla 58 Combinaciones de cargas para el diseño en el eje X.....	106
Tabla 59 Combinaciones de cargas para el diseño en el eje Y .....	106

## CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de esta tesis es desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de vivienda de concreto armado de siete pisos ubicado en el distrito de Miraflores en el departamento de Lima.

El terreno es de forma rectangular con un área de 1401.61 m<sup>2</sup>, de frente 26.3 m y largo 35.50 m. El primer piso está constituido por la entrada principal, el hall, la zona de ascensores, la escalera principal, 1 departamento y estacionamientos para 44 autos. Además de ello, en el primer piso encontramos la cisterna y cuarto de máquinas, dado que el sistema de suministro de agua se realiza mediante un sistema hidroneumático de velocidad variable y presión constante.

Del segundo al séptimo piso, se cuenta con plantas típicas las cuales consisten en siete departamentos multifamiliares por piso, lo que hace un total de 43 departamentos. Por otro lado, cada departamento posee dos baños.

El análisis y diseño estructural se realiza de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones:

NTE E.020 Cargas.

NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

NTE E.060 Concreto Armado.

El diseño se realiza de acuerdo a las exigencias de la Norma E.060, esta será mediante el método de Diseño por Resistencia. Este método exige otorgar a todas las secciones de los elementos estructurales una Resistencia de Diseño ( $\phi R_n$ ), para asegurar que dicha resistencia de diseño sea mayor o igual que la resistencia requerida ( $R_u$ ). Es decir:  $\phi R_n \geq R_u$ .

Para determinar la resistencia requerida ( $R_u$ ) la Norma E.060 establece una serie de combinaciones las cuales dependen de las cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (CS).

A continuación se muestra la combinación de cargas en la siguiente tabla:

**Tabla 1. Tipos de carga y su combinación**

<b>Tipos de Carga</b>	<b>Combinación</b>
Cargas de gravedad	1.4CM+1.7CV
Cargas de gravedad y sismo	1.25(CM+CV) ± CS
Cargas de gravedad y sismo	0.9CM ± CS

También considera los siguientes factores de reducción para distintas sollicitaciones:

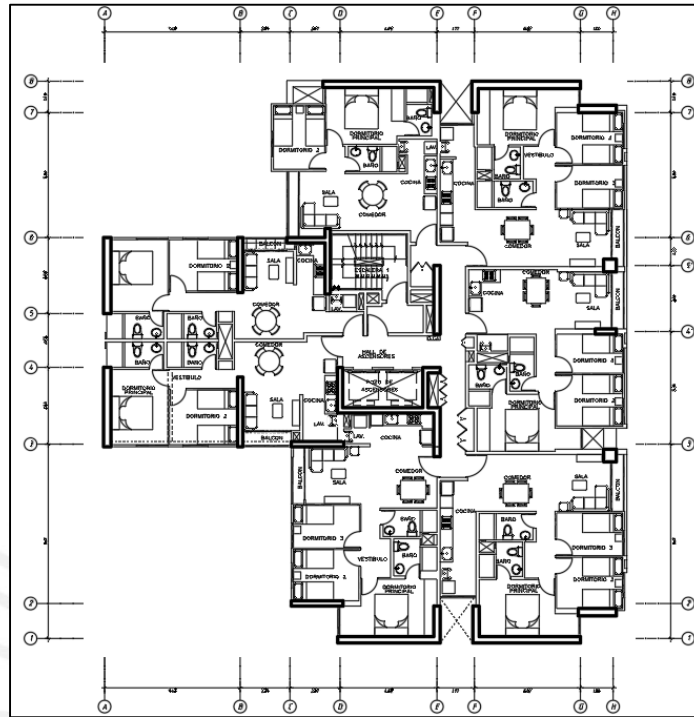
**Tabla 2. Tipos de sollicitaciones y sus factores de reducción.**

<b>Sollicitación</b>	<b>Factor de Reducción <math>\phi</math></b>
Flexión Pura	0.9
Tracción y flexo-tracción	0.9
Corte	0.85
Torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión (Estribos)	0.7

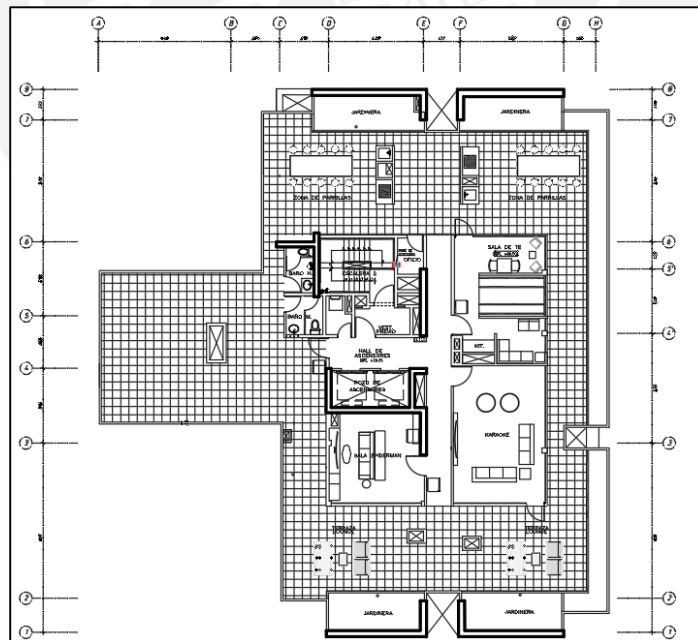
El diseño de la estructura utiliza las siguientes resistencias de los materiales:

- Resistencia admisible del terreno: 4 kg/cm<sup>2</sup>.
- Profundidad de cimentación para zapatas y cimientos corridos: 1.50 m (grava mal graduada).
- Resistencia a la compresión del concreto:  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>
- Esfuerzo de fluencia del acero:  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup> (Acero ASTM A-615)

A continuación, se presentan los planos de arquitectura del piso típico y azotea.



**Figura 1 Distribución arquitectónica de la planta típica**



**Figura 2 Distribución arquitectónica de la azotea**

## **1.1. Metodología de diseño estructural**

En primer lugar, se dispone de una arquitectura definida. A partir de ella se realiza la estructuración y predimensionamiento base. Luego, se realiza el análisis sísmico de la estructura utilizando un programa computacional tridimensional, esto implica un análisis rotacional y traslacional. Los métodos utilizados para el análisis son estático y dinámico. Estos resultados deben satisfacer los límites permisibles especificados en la norma peruana sismorresistente E.030. Posteriormente, se procede a diseñar los elementos estructurales como losas, vigas, columnas, placas y cimentaciones de acuerdo a las condiciones de la norma E.060. Finalmente, el diseño de los elementos estructurales se detalla en los planos de estructuras

## **1.2. Generalidades de estructuración**

Estructurar edificaciones en Lima (zona altamente sísmica), implica adaptarse a otras especialidades y condiciones de la ubicación en el sentido de proponer soluciones para obtener una distribución y disposición de elementos estructurales para que tenga un comportamiento óptimo en su vida útil. Esto implica que pueda soportar cargas permanentes (carga muerta), pero aún más importante es que tenga la capacidad de soportar cargas eventuales como el sismo, es decir, debe tener un desempeño sísmico capaz de resistir las sollicitaciones del sismo.

Ante esta necesidad de una adecuada estructuración, en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (Antonio Blanco Blasco, 1996) se indican los principales criterios de estructuración necesarios para generar una estructura sismo-resistente:

- Simplicidad y Simetría.

Para poder predecir de manera óptima el comportamiento sismo resistente de una estructura se recomienda tener una mayor simplicidad posible ya que genera menor incertidumbre en los criterios utilizados para la idealización en el análisis y diseño de los elementos estructurales.

Asimismo, la simetría en planta y altura se requieren en el planteamiento de la estructura para evitar problemas de torsión ya que la predicción de su comportamiento es compleja. La estructura muestra una asimetría respecto al eje y, por lo tanto, se requiere comprobar mediante los desplazamientos indicados en la norma si es una estructura irregular.

- Resistencia, rigidez y Ductilidad.

La estructura debe garantizar la capacidad de transmitir y resistir las fuerzas en todas las direcciones debido a cargas permanentes y eventuales (sismo).

Por otro lado, se debe controlar las deformaciones excesivas durante un sismo. Por tanto, se requiere una estructura más rígida para controlar este problema respecto a las estructuras flexibles. Es por ello, que en el presente proyecto se limite la deriva a lo exigido por la norma.

La ductilidad permite proporcionar una resistencia adicional ante un evento sísmico. En el diseño de los elementos estructurales, que soportan solicitaciones sísmicas, se requiere de esta capacidad dúctil para el evitar la falla frágil. Esto se resume, en garantizar que la edificación, ante un sismo, sea capaz de deformarse posterior a la etapa inelástica evitando un colapso inmediato. En este proyecto se verifica la ductilidad para las vigas, columnas y placas.

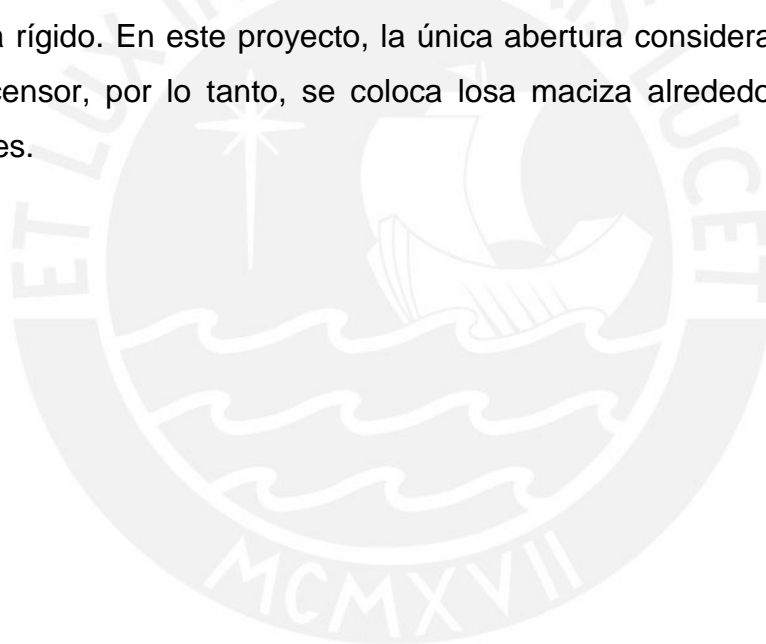


- Uniformidad y Continuidad de la Estructura

La estructura debe garantizar continuidad en planta y elevación de los elementos que brindan rigidez importante a la estructura. La estructura del presente proyecto presenta una planta típica y una reducción de elementos estructurales en la azotea.

- Diafragma Rígido

Finalmente, para cumplir con el diafragma rígido se debe garantizar que las losas rígidas permitan transmitir todas las fuerzas horizontales a los elementos verticales. Es por ello que, se debe evitar aberturas en las losas que debiliten el diafragma rígido. En este proyecto, la única abertura considerable se presenta en el ascensor, por lo tanto, se coloca losa maciza alrededor de la caja de ascensores.



### **1.3. Planteamiento de estructuración**

Los sistemas estructurales resistentes al sismo están conformado por placas en forma rectangulares, en forma irregular como las cajas de ascensores y en forma de "L" en diferentes partes de la estructura, los cuales brindaran rigidez a la estructura.

Para la estructuración de las vigas se pre dimensionaron de acuerdo a las luces libres, así como la distribución y sentido de las losas.

Por otro lado, se decidió usar losas aligeradas unidireccionales y losas macizas de acuerdo a la distribución de cargas. Asimismo, vigas chatas se ubican en zonas con tabiques en el mismo sentido del aligerado y donde se presenten ductos.

La losa aligerada unidireccional está formada por ladrillos de dimensiones 30x30x15 cm<sup>3</sup>. Estos se colocan entre viguetas de 10 cm de ancho y están espaciadas a 40 cm. Además, se debe colocar una losa de 5 cm superior de acabado.

La losa maciza es de concreto armado de malla superior e inferior de peralte de 20 cm y su uso está basado en áreas de mucha concentración de cargas, en zona de baños para permitir la colocación de instalaciones sanitarias o en las zonas intermedias entre las placas del ascensor y de la escalera debido a que esta debe trabajar como un diafragma rígido ante un evento sísmico.

## CAPITULO 2. PREDIMENSIONAMIENTO

Luego de plantear la estructuración, se procede a dimensionar los elementos estructurales. Este procedimiento es imprescindible, ya que posteriormente se debe verificar el predimensionamiento planteado. Para realizar un adecuado predimensionamiento se aplicó los criterios del libro del Ing. Antonio Blanco B. (Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1996). A continuación, se muestran una serie de fórmulas y tablas para poder realizar un correcto predimensionamiento en base al tipo de elemento estructural a utilizar.

### 2.1 Losas aligeradas

Estas cargan esencialmente las cargas de gravedad con poca concentración de tabiques para luego transmitir las a las vigas.

#### Losas aligeradas Unidireccionales.

El criterio de predimensionamiento del peralte se expresa en función de las luces para sobrecargas menores a  $350 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabla 3 Predimensionamiento para sobrecargas menores a  $350 \text{ kg/cm}^2$**

Peralte	Luces de aligerado (m)
h=17 cm	$L \leq 4.00$
h=20 cm	$4.00 < L \leq 5.50$
h=25 cm	$5.50 < L \leq 6.50$
h=30 cm	$6.50 < L \leq 7.50$

**Fuente:** (Blanco Blasco, 1996).

El presente proyecto se tiene una luz libre máxima de 4.5 m. Como se muestra en el cuadro, este valor se encuentra en el rango de  $4.00 < L < 5.50$ . Por tanto, se plantea usar un peralte de 20 cm. Asimismo, se elige este peralte no solo para el caso crítico sino para todas las losas unidireccionales.

## 2.2 Losas macizas

Estas losas se colocan en zonas sobrecargadas, baños, entre las placas de las cajas de los ascensores y la escalera debido a que en esta se pueden generar grandes esfuerzos debido a la acción de un evento sísmico.

$$\text{Peralte de losa maciza} = \frac{\text{Perimetro}}{180}$$

A continuación, se muestra el predimensionamiento para el paño crítico:

$$\text{Peralte de losa maciza} = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{34 \text{ m}}{180} = 0.189 \text{ m}$$

Por tanto, se elige este peralte para todas las losas macizas del proyecto.

## 2.3 Vigas chatas

Este elemento estructural es para soportar cargas distribuidas provenientes de tabiques en la misma dirección de las losas en una dirección. Para este proyecto, en el predimensionamiento de vigas chatas se utiliza un peralte igual a la losa (20 cm) y verificamos la capacidad cortante para un modelo simplemente apoyado con una luz libre  $\phi V_c > V_u$ .

Es decir, se debe verificar la capacidad del concreto a corte sea mayor al corte último obtenido de superponer las cargas de peso propio y del tabique (P7 en toda la luz de la viga chata).

$$w_u = 1.7(W_{pp} + W_{tabique}) = 1.7[(\delta_{conc.})(b)(d) + (\delta_{tab.})(e)(h)]$$

$$w_u = 1.7 [(2.4)(0.2)(0.2) + (1.9)(0.07)(2.45)] = 0.72 \text{ ton/m}$$

$$V_u = \frac{(w_u)(l)}{2} = \frac{(0.72)(3.25)}{2} = 1.17 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85)0.53\sqrt{f'c}.b.d = (0.85)(0.53)\sqrt{210} \cdot \frac{(20)(17)}{1000} = 2.22 \text{ ton}$$

Finalmente se verifica:  $\phi V_c = 2.22 \text{ ton} > V_u = 1.17 \text{ ton}$

## 2.4 Vigas

Para predimensionar estos elementos estructurales se debe considerar si estos forman pórticos sismo-resistentes, soportan cargas de gravedad y las condiciones de apoyo. Se presentan 3 casos para el predimensionamiento.

### Vigas continuas de concreto armado.

Se calcula el peralte en vigas que presenten tramos continuos o empotrado en uno de sus extremos como:

$$h = \frac{\text{Luz Libre}}{12 \text{ o } 14} = \frac{7.70 \text{ m}}{14} = 0.55 \text{ m}$$

Considerando que la viga de mayor luz libre continua tiene 7.70 m, se requiere un peralte de 55 cm.

### Vigas simplemente apoyadas de concreto armado.

Se calcula el peralte en vigas simplemente apoyadas como:

$$h = \frac{\text{Luz Libre}}{10 \text{ o } 12} = \frac{6.60 \text{ m}}{12} = 0.55 \text{ m}$$

Considerando que la viga de mayor luz libre simplemente apoyado tiene 6.60 m, también se requiere un peralte de 55 cm.

### Vigas en volado de concreto armado.

Se calcula el peralte en vigas volados como:

$$h = \frac{\text{Luz de volado}}{4 \text{ o } 5} = \frac{1.80 \text{ m}}{4} = 0.45 \text{ m}$$

Considerando el volado en la viga tiene 1.80 m, se requiere un peralte de 45 cm. Por tanto, para uniformizar el peralte en todas las vigas, se considera un peralte de 55 cm en todas vigas.

El ancho mínimo para vigas sísmicas debe ser 25 cm. Asimismo, se recomienda que el ancho de la viga debe estar en el rango de 0.3h y 0.5h.

## 2.5 Columnas

Para este predimensionamiento se debe utilizar 2 parámetros básicos. Por un lado, la resistencia nominal a compresión del concreto ( $f'c$  en  $\text{kg/cm}^2$ ). Por otro lado, la carga vertical axial de servicio ( $P$  servicio en ton). Cabe resaltar que es un predimensionamiento muy básico, puesto que no considera las cortantes, momentos ni cargas axiales que pueden generar el sismo.

El predimensionamiento de las columnas interiores se valida con la siguiente expresión:

$$\text{Area de columna} = \frac{P \text{ servicio}}{0.45 f'c}$$

El predimensionamiento de las columnas extremas y esquineras se valida con la siguiente expresión:

$$\text{Area de columna} = \frac{P \text{ servicio}}{0.35 f'c}$$

Para predimensionar la sección de la columna, se toma la columna que presente una mayor área tributaria. Se utiliza  $1.2 \text{ ton/m}^2$  de carga de servicio considerando que es una estructura con mucha concentración de tabiques. En este caso, la columna a predimensionar se ubica en el eje 3-H.

**Tabla 4 Predimensionamiento de la columna**

Piso	Área tributaria ( $\text{m}^2$ )	Peso por piso ( $\text{ton/m}^2$ )	P servicio (ton)
7	29.76	1.2	35.71
6	29.76	1.2	35.71
5	29.76	1.2	35.71
4	29.76	1.2	35.71
3	29.76	1.2	35.71
2	29.76	1.2	35.71
1	29.76	1.2	35.71
TOTAL			249.98

$$\text{Area de columna} = \frac{249.98 * 1000}{0.35 * 210} = 3401.09 \text{ cm}^2$$

Entonces, las dimensiones de la columna:  $60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$ .

A partir del predimensionamiento se muestra que la sección de columna necesaria según la formula es de 60 cm x 60 cm. Sin embargo, este dimensionamiento de la columna puede variar ya que no se está considerando las cargas adicionales del sismo.

## 2.6 Placas

El predimensionamiento de la longitud de las placas para ambos ejes, está basado en la cortante basal en la estructura y la capacidad de corte para una sección de espesor 30cm y resistencia del concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup>.

$$V_{x,y} = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C_{x,y}}{R_{x,y}} N^{\circ} \cdot A_p \cdot W; C_{x,y} \leq \phi 0.53 (\sqrt{f'c}) \cdot b \cdot L$$

Donde:

$$T_p = 0.4 \text{ s}; T = \frac{Ht}{45} = 0.41 \text{ s}; C_{x,y} = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) = 2.44; Z = 0.45; U = 1; S = 1;$$

$$R_{x,y} = 6; N^{\circ} \text{pisos} = 7; A_p = 480.0 \text{ m}^2; W = 1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; b = 30 \text{ cm}$$

Entonces:

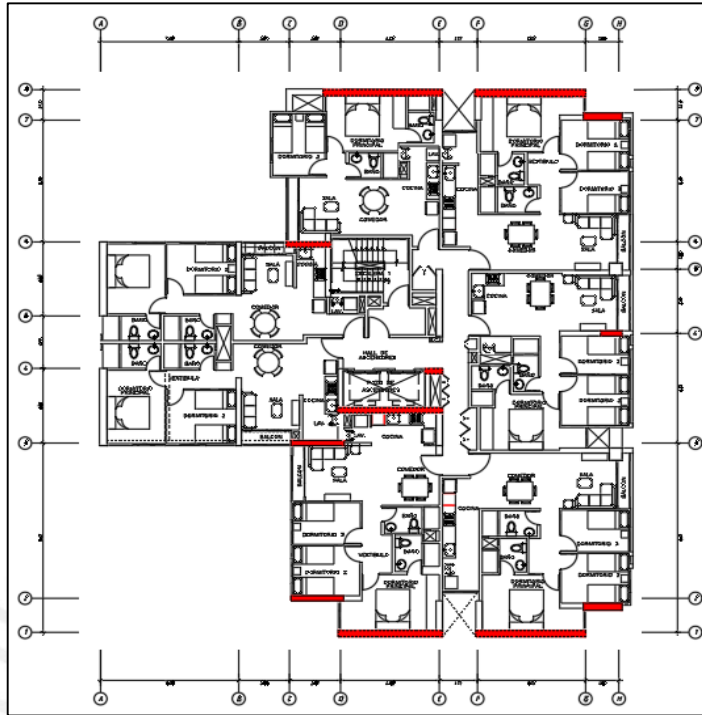
$$\frac{(0.45)(1)(1)(2.44)}{6} (7)(480)(1.00) \leq (0.85) 0.53 (\sqrt{210}) 30(L)/100$$

$$614.88 \leq 0.1567 L$$

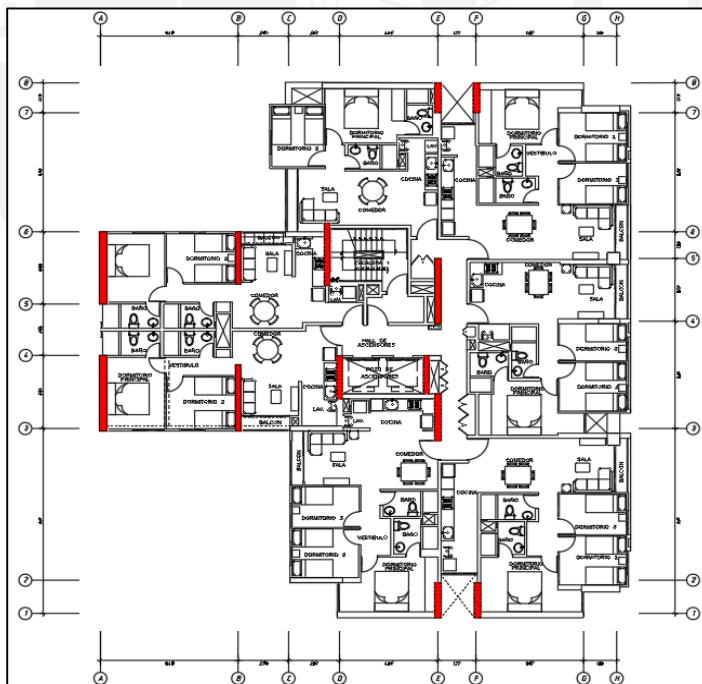
$$3139.52 \text{ cm} = 31.395 \text{ m} \leq L$$

Por lo tanto, se determina que la sumatoria mínima de las longitudes de las placas en los ejes "x" e "y" deben ser 31.395 m

A partir del resultado anterior, se busca una distribución de placas para ambos ejes sin interferir con la arquitectura. Posteriormente, se verificará si es necesario aumentar la longitud o ensanchar la distribución de placas en base a los resultados del análisis sísmico y diseño estructural.



**Figura 3 Distribución placas en el eje X**



**Figura 4 Distribución placas en el eje Y**



## 2.7 Escaleras

Las escaleras permiten conectar los diferentes niveles. Por otro lado, ante un evento sísmico nos sirve para evacuar el edificio.

Para dimensionar una escalera se plantea lo siguiente.

$$2cp + p = 60 \text{ a } 64 \text{ cm}$$

Donde:

cp: Contrapaso (cm); p: Paso (cm)

La altura de piso a techo del edificio es de 2.65 m, por lo cual tendremos 15 contrapasos de 17.5 cm y el paso será de 25 cm

Se comprueba la fórmula:  $2 \times 17.5 \text{ cm} + 25 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$

Finalmente, se da un espesor de 15 cm de garganta para todos los tramos de la escalera (incluyendo descansos).

## 2.8 Tabiques

Para el modelo estructural no se considera el aporte de rigidez de los tabiques.

Las cargas distribuidas de los tabiques del edificio varían de acuerdo al material, espesor y dirección del tabique:

Ladrillo Pandereta con medidas de  $0.24 \times 0.13 \times 0.09 \text{ m}$  (*Densidad =  $1.4 \text{ ton/m}^3$* )

Ladrillo P-10 y Ladrillo P-7 (*Densidad =  $1.9 \text{ ton/m}^3$* )

### **CAPITULO 3. METRADO DE CARGAS**

Para el metrado de cargas se consideran solamente las generadas por el peso de los elementos, las cuales se encuentran detalladas en la Norma E.020. Dichas cargas a considerar serán las cargas vivas (CV), que comprenden sobrecargas y dependerán del tipo de uso que se le dé al edificio. También se consideran cargas muertas (CM), las cuales consideran el peso en el edificio; es decir que se supondrá que actuarán durante toda la vida útil del mismo.

La estructura es diseñada para resistir las cargas que actúen sobre ella durante su vida útil. Estas cargas son:

**CM:** Carga Muerta. Estas cargas resultan del peso propio de los elementos estructurales.

**CV:** Cargas vivas. La Norma E.020 precisa las cargas vivas que se aplicarán en base al uso de la estructura. Para este proyecto de departamentos, la carga viva de uso común, corredores y escaleras será de  $200 \text{ kg/m}^2$ . Por otro lado, la carga viva para las azoteas será de  $100 \text{ kg/m}^2$ .

**CS:** Cargas de sismo. Estas cargas representan un movimiento sísmico sobre la estructura y se definen en base a espectros.

Para dicho metrado se utilizó el método de áreas tributarias con un análisis estático. A continuación, se muestra en tablas los tipos de carga por elemento.

**Tabla 5. Peso unitario asociado a elementos**

<b>Elemento</b>	<b>Peso Unitario</b>	<b>Unidad</b>
Concreto Armado	2400	kg/m <sup>3</sup>
Losa Aligerada (h= 20 cm)	300	kg/m <sup>2</sup>
Acabados (5cm de piso terminado)	100	kg/m <sup>2</sup>

**Tabla 6. Cargas vivas asociado a ambientes**

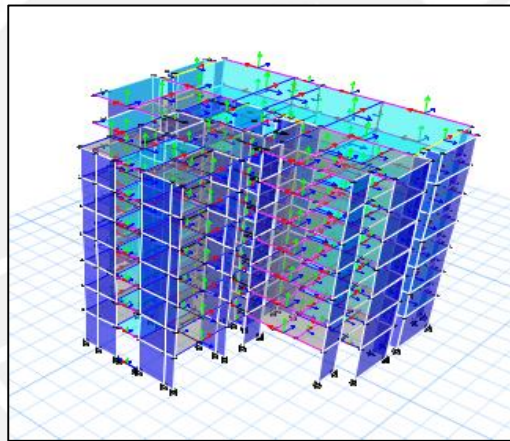
<b>Ambiente</b>	<b>Magnitud</b>	<b>Unidad</b>
Departamentos	200	kg/m <sup>2</sup>
Azotea	100	kg/m <sup>2</sup>
Corredores y Escaleras	200	kg/m <sup>2</sup>

En los capítulos posteriores se procederá a realizar el análisis, metrado y diseño de cada elemento estructural.

## CAPITULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO

Según los requerimientos de la norma, el edificio califica como irregular en ambos sentidos, con lo cual se debe realizar tanto el análisis dinámico como el estático.

Se desarrolló el análisis dinámico considerando tres grados de libertad por piso, análisis en traslación pura tanto para la dirección X-X como para Y-Y. Para ello, se empleó el programa computacional ETABS 2016 como herramienta de análisis. Además, se desarrolla un análisis estático para comparar las fuerzas del análisis dinámico respecto al estático.



**Figura 5. Estructura tridimensional de la edificación**

### 4.1 Definición de parámetros de análisis

**Factor de zona (Z):** El edificio se encuentra en Lima; es decir, Zona 4, por lo tanto, el factor de zona  $Z=0.45$ .

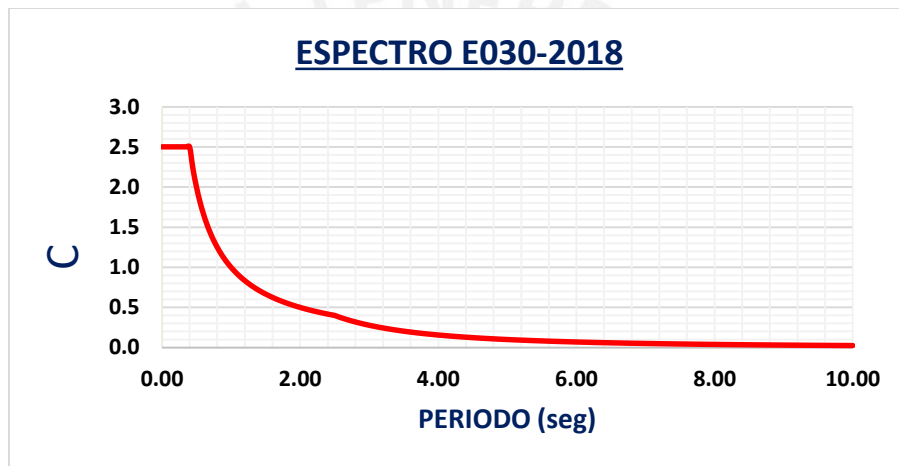
**Factor de Uso (U):** Dado que el edificio será usado para departamentos, este es clasificado como “Categoría C Edificaciones Comunes”, por lo tanto, el factor de uso será  $U=1$ .

**Parámetro del Suelo (S), ( $T_P$ ) y ( $T_L$ ):** El edificio se ubica en el distrito de Miraflores, Lima, donde se tiene una presión admisible del suelo de  $4.0 \text{ kg/cm}^2$  compuesto por una grava mal graduada. Por tanto, el suelo es tipo S1, correspondiente a rocas o suelos muy rígidos.

Se tuvieron los resultados:  $S=1$ ,  $T_P = 0.4$  s y  $T_L=2.5$  s.

**Factor de Amplificación Sísmica (C):** Este factor amplifica la respuesta de la estructura frente a la aceleración que experimenta el suelo en un movimiento sísmico.

$$\begin{aligned} T < T_P & \quad C = 2.5 \\ T_P < T < T_L & \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \\ T < T_L & \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \end{aligned}$$



**Figura 6. Espectro de diseño de la estructura**

**Coefficiente de Reducción (R):** El sistema estructural del edificio está basado en pórticos y muros de corte (placas) de concreto armado, tanto en la dirección X como en Y. Para la estructura se va asumir un valor de  $R_X = R_Y=6$ , con cargo a verificar posteriormente.

## **4.2 Análisis de irregularidades**

Se debe verificar cada una de las irregularidades tanto en altura como en planta indicadas en la norma.

### **4.2.1 Irregularidades en Altura**

#### **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando**

En el presente edificio los elementos verticales como las columnas y placas son continuas y ninguna cambia de dimensión en algún nivel, por tanto, no se verifica esta irregularidad ya que no se puede producir cambio de rigidez importante entre los niveles de la estructura.

#### **Irregularidad de piso débil.**

La presente irregularidad se da cuando la resistencia a fuerzas cortantes de un entrepiso es inferior a la resistencia entrepiso inmediato superior o del promedio en un porcentaje. Como se mencionó anteriormente, los elementos verticales no presentan discontinuidades ni cambios de dimensión, por lo tanto, no se verifica esta irregularidad ya que el cambio o variación de resistencia es lineal siendo decreciente del menor al mayor nivel. Por otro lado, aún no se realiza un análisis de resistencia de los elementos de la estructura; es decir, no se puede verificar esta irregularidad.

#### **Irregularidad Extrema de Rigidez**

No se tiene irregularidad de piso blando; por tanto, no existirá irregularidad extrema.

#### **Irregularidad Extrema de Resistencia**

No se tiene irregularidad de piso débil; por tanto, no existirá irregularidad extrema.

#### **Irregularidad de Masa o Peso**

En el presente edificio tampoco se verifica esta irregularidad porque todas las

plantas son típicas.

### **Irregularidad Geométrica Vertical**

Este tipo de irregularidad no se podría presentar en la estructura, ya que el edificio tiene una distribución estructural típica.

### **Discontinuidad en los sistemas resistentes**

Los elementos sismorresistente verticales (placas y columnas) van desde el primer al último nivel, por lo tanto, no existe discontinuidad.

## **4.2.2 Irregularidades en Planta**

### **Irregularidad torsional**

Existe esta irregularidad torsional cuando se verifica lo siguiente:

$$D_{\text{máx}} / D_{\text{prom}} > 1/3$$

$$\text{Deriva Máxima} > 50\% \text{ Deriva permisible}$$

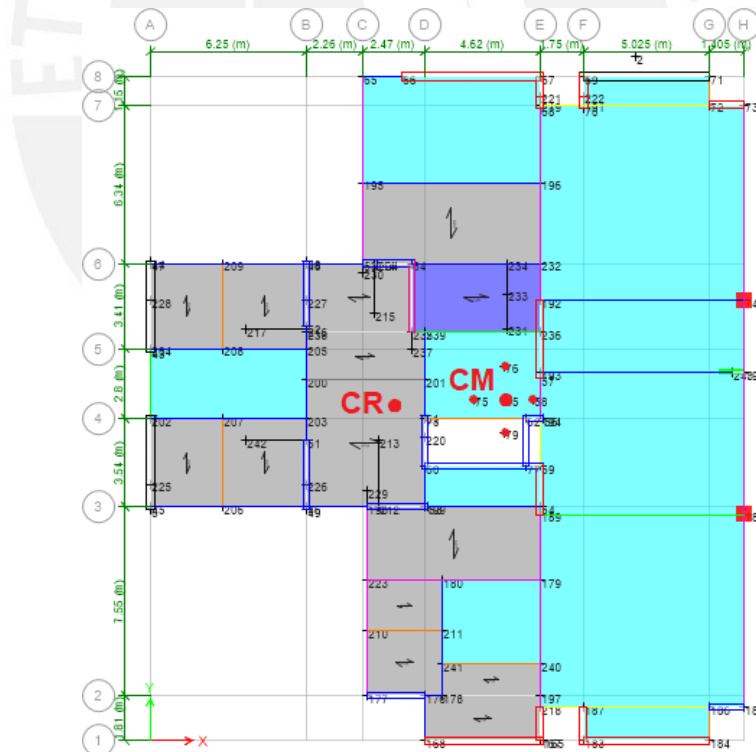
**Tabla 7. Ratio de irregularidad torsional en el eje x-x**

<b>Nivel</b>	<b>Caso</b>	<b>Dirección</b>	<b>Max. Desp.</b>	<b>Prom. Desp.</b>	<b>Ratio</b>
			<b>m</b>	<b>m</b>	
T7	DXX- Max	X	0.0114	0.0097	1.179
T6	DXX- Max	X	0.0115	0.0098	1.18
T5	DXX- Max	X	0.0113	0.0096	1.182
T4	DXX- Max	X	0.0106	0.0089	1.183
T3	DXX- Max	X	0.0092	0.0078	1.185
T2	DXX- Max	X	0.0071	0.0060	1.185
T1	DXX- Max	X	0.0044	0.0037	1.175

**Tabla 8. Ratio de irregularidad torsional en el eje y-y**

Nivel	Caso	Dirección	Max. Desp.	Prom. Desp.	Ratio
			m	m	
T7	DYY+ Max	Y	0.0162	0.0124	1.311
T6	DYY+ Max	Y	0.0168	0.0128	1.306
T5	DYY+ Max	Y	0.0169	0.0130	1.299
T4	DYY+ Max	Y	0.0162	0.0125	1.292
T3	DYY+ Max	Y	0.0144	0.0112	1.286
T2	DYY+ Max	Y	0.0113	0.0088	1.284
T1	DYY+ Max	Y	0.0068	0.0053	1.297

En las tablas 7 y 8 se muestra que el máximo valor del cociente  $D_{m\acute{a}x} / D_{prom}$  es 1.31 en la direcci3n y-y, por cual se concluye que si existe irregularidad torsional.



**Figura 7. Ubicaci3n del CM, CR y excentricidades accidentales.**



**Tabla 9 Influencia de la excentricidad accidental en la irregularidad.**

Nivel	Caso de carga	Eje	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio
			m	m	
T7	DXX- Max	X	0.011	0.0097	1.179
T7	DXX+ Max	X	0.012	0.0095	1.286
T7	DYY- Max	Y	0.015	0.0129	1.197
T7	DYY+ Max	Y	0.016	0.0124	1.311

De la gráfica y tabla anterior, se verifica que el caso crítico de torsión se da cuando se tiene excentricidad accidental en “X+” para el sismo en “Y”, es por ello, que dicho ratio es mayor a 1.3, por tanto, la estructura tiene torsión en Y.

#### **Irregularidad Torsional Extrema**

En la estructura solo se presenta irregularidad torsional simple, entonces no existirá irregularidad torsional extrema.

#### **Esquinas Entrantes**

El edificio si cuenta con esquinas entrantes en planta por lo cual se afirma que si existe esta irregularidad.

Porcentaje de esquina entrante en X =  $8.7/24.8 = 35.1\% > 20\%$

Porcentaje de esquina entrante en Y =  $9.2/26.6 = 34.6\% > 20\%$

#### **Discontinuidad del Diafragma**

Para este proyecto no se tienen aberturas en las losas que abarcan un área mayor al 50% del área bruta del mismo. Tampoco se presenta alguna sección transversal con área resistente menor al 25% del área de la sección transversal.

### Sistemas no Paralelos

En la estructura se muestran pórticos en los ejes “X” e “Y” únicamente, lo cual excluye la irregularidad de sistemas no paralelos.

**Tabla 10. Resumen de las irregularidades en altura y planta**

Dirección xx	Irregularidad en altura	Existe irregularidad	la
	Irregularidad de rigidez	NO	1
	Irregularidad de resistencia	NO	1
	Irregularidad de masa	NO	1
	Irregularidad geométrica vertical	NO	1
	Discontinuidad de sistemas	NO	1
	Irregularidad en planta	Existe irregularidad	lp
	Irregularidad torsional	NO	1
	Esquinas entrantes	SI	0.9
	Diafragma	NO	1
	Sistemas no paralelos	NO	1

Dirección yy	Irregularidad en altura	Existe irregularidad	la
	Irregularidad de rigidez	NO	1
	Irregularidad de resistencia	NO	1
	Irregularidad de masa	NO	1
	Irregularidad geométrica vertical	NO	1
	Discontinuidad de sistemas	NO	1
	Irregularidad en planta	Existe irregularidad	lp
	Irregularidad torsional	SI	0.75
	Esquinas entrantes	SI	0.9
	Diafragma	NO	1
	Sistemas no paralelos	NO	1

Se puede observar que existe irregularidad en planta, por lo tanto la estructura es irregular y el factor de reducción R en ambos ejes:

$R_x = (6) (0.9) = 5.4$ ,  $R_y = (6) (0.75) = 4.5$ , con cargo a verificar posteriormente.

### 4.3 Análisis estático

A partir los parámetros Z, U, C, S y R determinados previamente y el periodo fundamental, en traslación pura, en ambas direcciones de análisis X-X e Y-Y, se calcula la cortante estática del edificio.

Se determina el peso total del edificio para ello se considera el 25% de carga viva en los techos y el 100% de carga muerta. A continuación, se muestra un cuadro con los pesos por nivel.

**Tabla 11. Distribución de peso por niveles**

PISO	PESO (ton)
T7	441.65
T6	598.85
T5	598.85
T4	598.85
T3	598.85
T2	598.85
T1	618.89
Peso Total	4054.77
ton/m <sup>2</sup>	1.16

Con los datos de la tabla se calcula un peso aproximado de 1.16 ton/m<sup>2</sup> del piso típico. Este factor tiene sentido debido a que el edificio tiene muchos tabiques. Para el análisis estático en ambos ejes se determinará la distribución de fuerzas equivalentes utilizando la siguiente fórmula.

$$F_i = \alpha_i \cdot V_x \quad ; \quad \alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

#### Análisis Estático X-X

El análisis estático se efectúa utilizando las formulas propuestas en la Norma para el periodo T=0.41s (se obtiene este valor del análisis modal)

En primer lugar, se determina la cortante estática basal en la dirección x-x

$$C_x = 2.5 \left( \frac{T_p}{T_x} \right) = 2.5 \left( \frac{0.4}{0.41} \right) = 2.44$$
$$V_x = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C_x}{R_x} P_e = \frac{(0.45)(1)(1)(2.44)}{5.4} 4054.77 = 824.14 \text{ ton.}$$

Luego, se procede a determinar la distribución de fuerzas horizontales equivalentes.

**Tabla 12. Distribución de fuerzas horizontales equivalentes X-X**

k x-x	1.00				
Piso	Peso (ton)	h (m)	Pi (hi) <sup>k</sup>	αi	Fi (ton)
7	441.65	18.55	8192.69	0.20	162.42
6	598.85	15.90	9521.64	0.23	188.76
5	598.85	13.25	7934.70	0.19	157.30
4	598.85	10.60	6347.76	0.15	125.84
3	598.85	7.95	4760.82	0.11	94.38
2	598.85	5.30	3173.88	0.08	62.92
1	618.89	2.65	1640.06	0.04	32.51
Total	4054.77	Total	41571.54	Vx (ton)	824.14

### Análisis Estático Y-Y

El análisis que se realiza es el mismo que para la dirección x. Se tiene el periodo  $T=0.61$  s (se obtiene este valor del análisis modal).

En primer lugar, se determina la cortante estática basal en la dirección x.

$$C_y = 2.5 \left( \frac{T_p}{T_y} \right) = 2.5 \left( \frac{0.4}{0.61} \right) = 1.64$$

$$V_y = \frac{Z.U.S.C_y}{R_y} P_e = \frac{(0.45)(1)(1)(1.61)}{4.5} 4054.77 = 664.72 \text{ ton.}$$

Luego, se procede a determinar la distribución de fuerzas horizontales equivalentes.

**Tabla 13. Distribución de fuerzas horizontales equivalentes Y-Y**

k Y-Y	1.06				
Piso	Peso (ton)	h (m)	Pi (hi) <sup>k</sup>	αi	Fi
7	441.65	18.55	9761.73	0.20	134.27
6	598.85	15.90	11240.76	0.23	154.73
5	598.85	13.25	9265.38	0.19	127.66
4	598.85	10.60	7313.73	0.15	100.88
3	598.85	7.95	5391.43	0.11	74.47
2	598.85	5.30	3507.90	0.07	48.55
1	618.89	2.65	1738.82	0.04	24.15
Total	4054.77	Total	48219.74	Vy (ton)	664.72

Posteriormente, se determina las derivas elásticas e inelásticas asociadas a dichas fuerzas equivalentes en x-x e y-y.

Estas derivas satisfacen la condición de máxima deriva 7 %.

**Tabla 14. Derivas elásticas e inelásticas**

Nivel	Deriva elástica en x-x (‰)	Deriva elástica en y-y (‰)	Deriva inelástica en x-x (‰)	Deriva inelástica en y-y (‰)
T7	1.28	1.81	5.87	6.93
T6	1.29	1.83	5.90	6.99
T5	1.26	1.81	5.76	6.92
T4	1.17	1.76	5.36	6.75
T3	1.01	1.63	4.64	6.23
T2	0.78	1.51	3.57	5.77
T1	0.37	0.68	1.68	2.60

#### 4.4 Resultado del análisis sísmico dinámico

##### 4.4.1 Modos de vibración

Se realizan dos análisis dinámicos: un análisis de traslación pura en cada dirección; y otro análisis con tres grados de libertad por nivel.

A continuación, se muestran los resultados de los periodos y de las masas participantes en ambas direcciones.

**Tabla 15. Masa participante con 3GDL en la dirección "X" e "Y"**

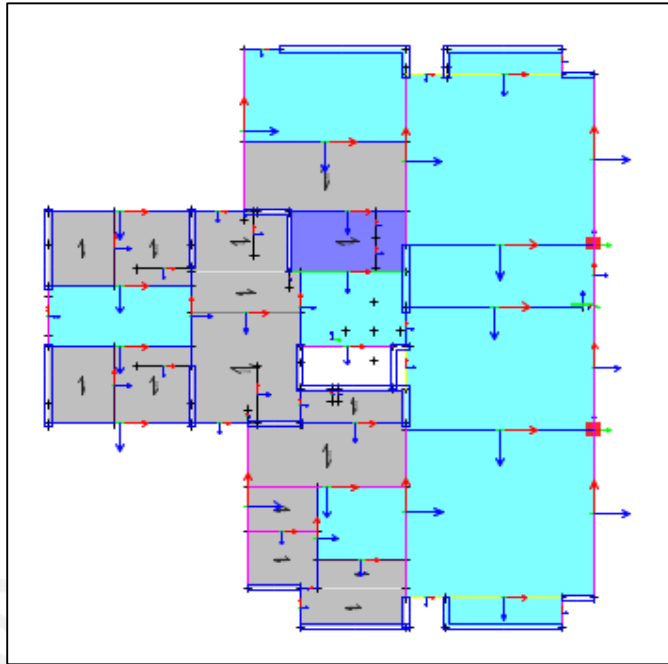
Modo	Periodo (s)	% Masa participante "X"	%Masa participante Acumulado "X"	% Masa participante "Y"	%Masa participante Acumulado "Y"
1	0.61	0.2%	0.2%	68.4%	68.4%
2	0.41	70.4%	70.6%	0.1%	68.5%
3	0.33	0.2%	70.7%	3.2%	71.7%
4	0.13	0.1%	70.8%	17.6%	89.3%
5	0.09	21.0%	91.7%	0.1%	89.4%
6	0.07	0.0%	91.7%	0.4%	89.8%
7	0.06	0.0%	91.8%	5.9%	95.8%
8	0.04	5.4%	97.1%	0.0%	95.8%
9	0.03	0.0%	97.2%	2.0%	97.8%

**Tabla 16. Masa participante en translación pura en la dirección “X” e “Y”**

<b>Modo</b>	<b>Periodo en x (s)</b>	<b>% Masa participante "X"</b>	<b>%Masa participante Acumulado "X"</b>	<b>Periodo en y (s)</b>	<b>%Masa participante "Y"</b>	<b>%Masa participante Acumulado "Y"</b>
1	0.40	70.8%	70.8%	0.57	71.6%	71.6%
2	0.08	21.0%	91.7%	0.13	18.4%	90.0%
3	0.04	5.4%	97.2%	0.05	6.0%	96.0%
4	0.02	1.8%	99.0%	0.03	2.5%	98.5%
5	0.02	0.7%	99.7%	0.02	1.0%	99.5%
6	0.01	0.3%	99.9%	0.02	0.4%	99.9%
7	0.01	0.1%	100.0%	0.01	0.1%	100.0%

En los resultados obtenidos del análisis en 3GDL y translación pura se observa lo siguiente. Por un lado, el periodo fundamental en el eje X es 0.41 s (70.4% masa participante) y 0.40 s (70.8% masa participante) en 3GDL y translación pura respectivamente. Por otro lado, el periodo fundamental en el eje Y es 0.61 s (68.4% masa participante) y 0.57 s (71.6% masa participante) en 3GDL y translación pura respectivamente. Por tanto, este resultado permite concluir que la torsión en el eje “y” es mayor respecto al eje “x” ya que se presenta una mayor distorsión tanto en el periodo fundamental como en la masa participante.

Asimismo, existe una diferencia entre los periodos fundamentales de las direcciones X e Y. El periodo en la dirección X es menor que en la dirección Y; de esta manera se confirma que la estructura es más flexible en el eje Y. Esto último es debido a que existen mayor cantidad de placas en el eje X, lo que provee de mayor rigidez a la estructura en esa dirección.



**Figura 8. Planta típica de la estructura.**

#### 4.4.2 Verificación del Tipo de Sistema Estructural

Se debe corroborar que este proyecto se trata de un sistema de muros estructurales, es decir el  $R_o=6$ . Se analiza las fuerzas obtenidas por el análisis dinámico solamente en los muros de corte.

**Tabla 17. Cortante basal dinámico en los muros de corte**

Caso de carga	VX	VY	V dinámico	% V muros (ton)
	ton	ton	ton	
Sismo-xxE +	535.54	56.24	577.71	92.7
Sismo-xxE -	565.68	76.62	592.91	95.4
Sismo-yyE +	23.55	461.18	481.98	95.7
Sismo-yyE -	31.35	494.21	513.83	96.2

De las tablas mostradas se puede observar que la cortante en los muros es mayor al 90% de la cortante dinámica total. Por tanto, el sistema estructural son muros de concreto armado, esto significa que tendrá  $R_o=6$

#### 4.4.3 Control de derivas

La norma E.030 exige que la deriva máxima no deberá sobrepasar de 7‰ para edificios de concreto armado. Las derivas obtenidas en el análisis dinámico se multiplican por 0.85.R (por ser una estructura irregular), de esta forma se calcula la deriva inelástica.

Deriva inelástica = 0.85.R (Deriva elástica)

Dónde:  $R_x = 5.4$  y  $R_y = 4.5$

En la siguiente tabla se observan los resultados de las derivas máximas inelásticas en cada dirección de análisis.

**Tabla 18. Derivas inelásticas del análisis dinámico**

Nivel	Excentricidad crítica	Desplaz. relativo (mm)	Deriva Máxima (‰)	Excentricidad crítica	Desplaz. relativo (mm)	Deriva Máxima (‰)
T7	DXX+ Max	2.66	4.61	DYY+ Max	4.23	6.11
T6	DXX+ Max	2.69	4.66	DYY+ Max	4.38	6.32
T5	DXX+ Max	2.63	4.56	DYY+ Max	4.41	6.37
T4	DXX+ Max	2.45	4.24	DYY+ Max	4.23	6.11
T3	DXX+ Max	2.11	3.66	DYY+ Max	3.77	5.45
T2	DXX+ Max	1.62	2.80	DYY+ Max	2.96	4.27
T1	DXX+ Max	0.76	1.31	DYY+ Max	1.35	1.95

A partir de la tabla anterior, se puede obtener la máxima deriva en cada dirección. Por un lado, se muestra una deriva máxima en X igual a 4.66 ‰, mientras que en Y una deriva máxima de 6.37 ‰. Estos resultados muestran que no se supera la deriva máxima exigida para edificios de concreto armado (7 ‰).

#### 4.4.4 Fuerza cortante basal dinámica

A continuación, se muestra un cuadro resumen con los valores de cortante basal obtenidos por el análisis dinámico en el primer techo para los 4 casos de carga:



- Sismo-xxE+: Sismo en X-X con excentricidad accidental positiva.
- Sismo-xxE -: Sismo en X-X con excentricidad accidental negativa.
- Sismo-yyE +: Sismo en Y-Y con excentricidad accidental positiva.
- Sismo-yyE -: Sismo en Y-Y con excentricidad accidental negativa.

**Tabla 19. Fuerzas cortantes dinámicas basales en x e y**

Nivel	Caso de análisis	VX (ton)	VY (ton)
T1	Sismo-xxE +	577.73	40.93
T1	Sismo-xxE -	592.89	86.49
T1	Sismo-yyE +	33.14	481.98
T1	Sismo-yyE -	43.32	513.83

El edificio multifamiliar presenta una estructura irregular. Por tanto, la norma indica que se debe utilizar el valor de la cortante basal dinámica escalado al 90% de la cortante basal estática

**Tabla 20. Factor de escalamiento al análisis dinámico**

V estática x (ton)	824.1	Factor de escala	V estática y (ton)	664.72	Factor de escala
V dinámica x E+(ton)	577.7	<b>1.284</b>	V dinámica y E+ (ton)	481.98	<b>1.241</b>
V dinámica x E-(ton)	592.9	<b>1.251</b>	V dinámica y E- (ton)	513.83	<b>1.164</b>
90%Vestatica (ton)	741.7		90%Vestatica (ton)	598.25	

#### 4.5 Junta Sísmica

En base a la Norma E.030 la junta sísmica (s) o distancia para evitar el contacto entre edificaciones continuas durante un evento sísmico, no debe ser menor que:

- $2/3$  de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
- $s/2$  si la edificación existente cuenta con junta sísmica.

A continuación, se muestran los desplazamientos máximos obtenidos del programa computacional:

**Tabla 21. Desplazamiento máximo en los ejes x e y**

Nivel	Caso de carga	Dirección	Máximo	Caso de carga	Dirección	Máximo
			m			m
T7	DXX- Max	X	0.069	DYY+ Max	Y	0.105
T6	DXX- Max	X	0.057	DYY+ Max	Y	0.087
T5	DXX- Max	X	0.045	DYY+ Max	Y	0.070
T4	DXX- Max	X	0.033	DYY+ Max	Y	0.052
T3	DXX- Max	X	0.022	DYY+ Max	Y	0.035
T2	DXX- Max	X	0.012	DYY+ Max	Y	0.019
T1	DXX- Max	X	0.005	DYY+ Max	Y	0.007

De la tabla anterior se observa que el máximo desplazamiento se da en el eje más flexible, es decir, el eje Y. Por tanto, el desplazamiento inelástico es 10.5 cm

Asimismo, para determinar la separación sísmica:

$$S1 = \frac{2}{3} \times 10.5 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$$

$$S1 = \frac{0.006}{2} \times 2.65 \times 7 \times 100 = 5.6 \text{ cm}$$

Del cálculo anterior, la junta sísmica será de 7 cm.

## CAPITULO 5. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

La sección de una vigueta de losa aligerada unidireccional es de forma "T". Esta sección se modela como una viga continua sobre apoyos simples y su diseño comprende flexión y verificación por corte. Para determinar el refuerzo positivo se considera un bloque de compresiones ubicado en el ala con sección 0.40m de ancho. Por otro lado, el cálculo del refuerzo negativo considera un bloque de compresiones ubicado en el alma con sección 0.10 m de ancho.

Las cargas consideradas para su análisis y diseño son únicamente debidas a los efectos de cargas de gravedad. Los efectos sísmicos no repercuten en el diseño. Para calcular los diagramas de momento flector y de fuerza cortante se utiliza el programa computacional SAP2000.

### 5.1 Metrado de cargas

La losa aligerada unidireccional considera un ancho de vigueta tributario de 0.40 m. Para el metrado se dan 2 tipos de cargas: peso propio y acabado (400 kg/m<sup>2</sup>) y la carga viva (200 kg/m<sup>2</sup>). Por un lado, se consideran cargas distribuidas (kg/m) cuando el tabique se encuentra en la misma dirección de la vigueta. Por otro lado, se tienen las cargas puntuales (kg) cuando los tabiques cruzan las viguetas del aligerado.

### 5.2 Diseño por Corte

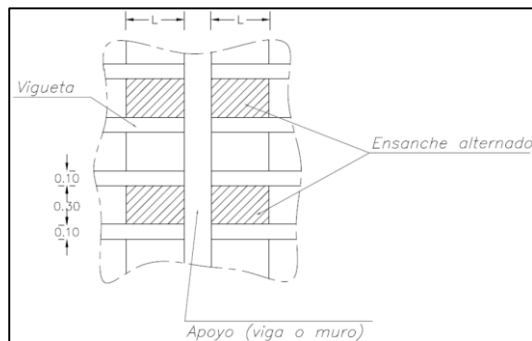
Para el diseño por corte se considera las fuerzas cortantes últimas ( $V_u$ ) a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara del elemento que se analiza.

Entonces, se debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 0.85 (0.53) 1.1 \sqrt{f'c} b (d)$$

En el caso de no satisfacer la condición anterior, se deben realizar ensanches alternos o corridos, según sea el caso.



**Figura 9 Detalles de ensanches alternos en viguetas**

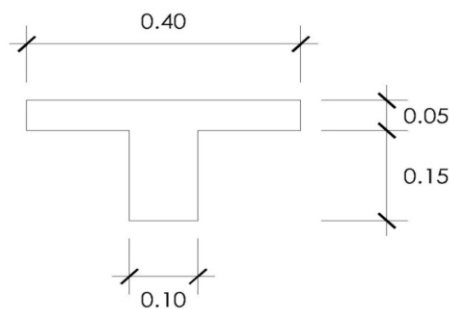
### 5.3 Corte del acero de refuerzo

Para determinar el corte de acero se debe cumplir que el momento suministrado sea mayor al momento requerido ( $\phi M_n \geq M_u$ ). A este resultado se le aumentará una longitud de anclaje, con el objetivo de asegurar que los esfuerzos debido a flexión sean transmitidos adecuadamente entre los elementos.

### 5.4 Diseño por flexión

En base a La Norma E.060, se indica que la sección debe sufrir una falla dúctil (no frágil), por lo que es necesario limitar el valor máximo y mínimo del acero. Para determinar dichos límites, se debe analizar el caso crítico cuando  $b=10$  cm; es decir, para el acero superior negativo.

A continuación se muestra los cálculos y las fórmulas para el cálculo del refuerzo por flexión.



**Figura 10. Sección del concreto de una viga típica**

A partir de ello, se obtienen algunas propiedades asociadas a la sección:

- Acero mínimo cuando existe continuidad en los elementos:

$$\text{Acero mínimo (+)} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} (bw)(d) = 0.7 \frac{\sqrt{210}}{4200} (10)(17) = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo (-)} = 2Mcr(-) = 2(505) = 1.01 \text{ cm}^2 (\phi 1/2")$$

- Acero mínimo negativo cuando no existe continuidad en los elementos:  
 $\phi 3/8"$

- Acero máximo:

$$\text{Acero máximo} = 0.75 \text{ Asb}$$

$$\text{Asb} = \frac{0.85 f'c(0.85c)b}{f_y}$$

$$c = \frac{ec}{es + ec} (d) = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} (17) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Asb} = \frac{0.85 (210)(0.85(10))10}{4200} = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero máximo (-)} = 0.75 (3.61) = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero máximo (+)} = 0.75 (14.44) = 10.84 \text{ cm}^2$$

Para calcular la capacidad resistente a flexión se utilizaron las siguientes expresiones:

$$\phi Mn = \phi As Fy \left(d - \frac{a}{2}\right); a = \frac{As Fy}{0.85 (f'c)b}$$

### 5.5 Control por deflexiones

En la Norma E.060 se especifica los valores de peralte mínimo para los cuales no es necesario calcular las deflexiones.

**Tabla 22 Peraltes mínimos para no calcular deflexiones en vigas o losas nervadas en una dirección**

Elemento / Condición de Apoyo	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Vigas o Losas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Los valores de esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2 300 kg/m<sup>3</sup>) y refuerzo con fy igual a 4 200 kg/cm<sup>2</sup>.

Para el caso, que excedan los peraltes mínimos mostrados en la tabla anterior, se debe determinar la deflexión máxima. Primero se debe identificar el paño de losa crítica y la condición de apoyo. Luego, se debe realizar un análisis rápido del diagrama de momentos por cargas de servicio. Finalmente se calcula las deflexiones inmediatas y las deflexiones diferidas.

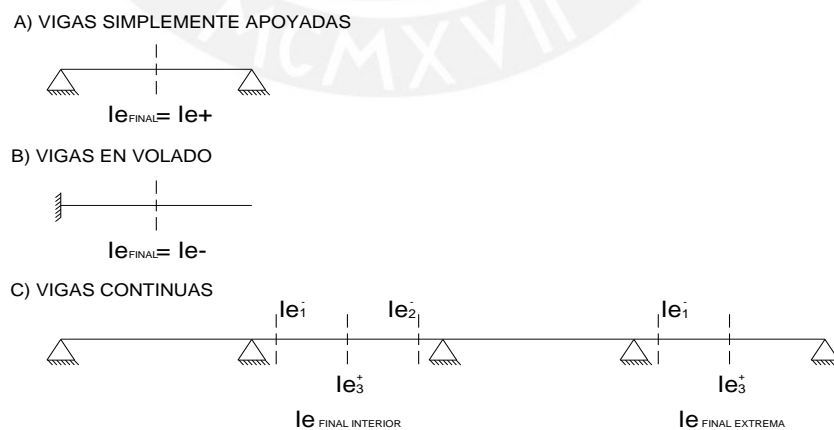
#### Deflexiones inmediatas.

Estas se calculan mediante un análisis elástico simple, éstas deberán ser calculadas con la inercia efectiva ( $I_{ef}$ ) de la sección. Para ello se requiere determinar el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ) y el momento de servicio ( $M_s$ ), ya que de cumplirse que  $M_{cr} > M_s$ , se utilizará la inercia bruta de la sección ( $I_g$ ). Caso contrario, se deberá utilizar la siguiente fórmula para calcular la inercia efectiva.

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_s} \right)^3 I_g + \left( 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_s} \right)^3 \right) I_{cr}$$

Para ello, se requiere conocer de todas las propiedades del elemento estructural (dimensiones, resistencia del concreto, acero colocado).

Luego, determinamos la Inercia efectiva final y la relación de Inercia bruta / Inercia efectiva según la condición de apoyo. Para ello, se procede a elegir el caso de análisis según las condiciones de apoyo del tramo de la viga tal como se muestra la siguiente imagen.



**Figura 11. Condiciones de apoyo en los elementos horizontales**

$$I_{e_{FINAL\ APOYADO}} = I_{e+}$$

$$I_{e_{FINAL\ INTERIOR}} = \frac{I_{e_1^-} + I_{e_2^-} + I_{e_3^+}}{4}$$

$$Ie_{FINAL\ EXTREMO} = \frac{Ie_1^- + 2Ie_3^+}{3}$$

Posteriormente, con ayuda del programa computacional (SAP2000) se procede a determinar las deflexiones inmediatas por carga muerta y viva obtenido.

Deflexiones diferidas.

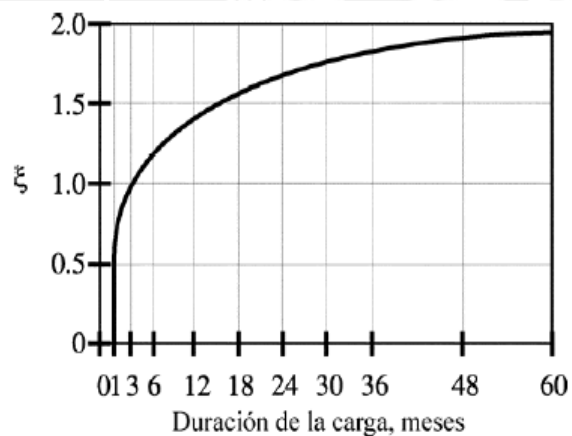
A continuación, se procede a determinar las deflexiones diferidas por carga muerta, para ello se requiere utilizar los factores de deflexión a largo plazo.

$$Deflexión\ diferida = \lambda \cdot Deflexión\ inmediata$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Donde  $\rho'$  es la cuantía de acero en compresión calculada en la mitad de la luz de los tramos simples y continuos, el valor de  $\xi$  es un factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas con los siguientes valores:

En este caso se utiliza  $\xi = 2.00$  (para 5 años a más).



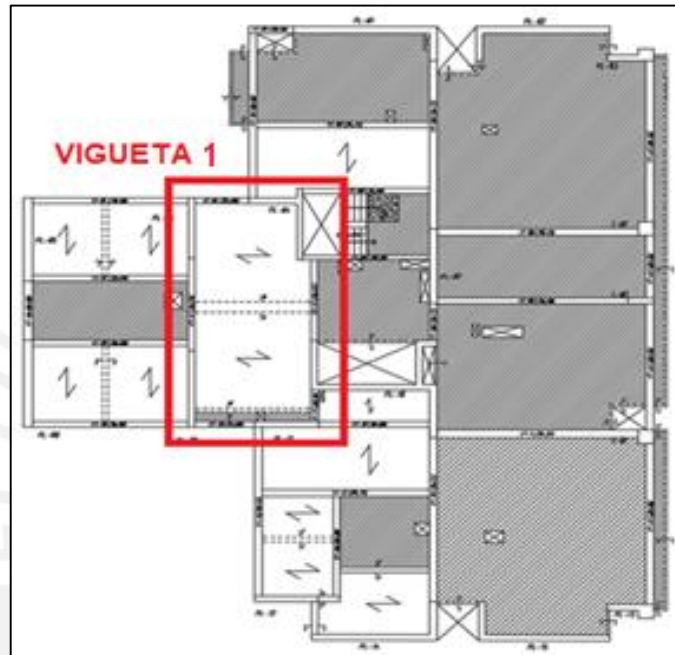
**Figura 12 Factores de deflexión a largo plazo**

Finalmente, calculamos la deflexión total, para ello se debe identificar el tipo de elementos. En este caso, son techos que soporten o están ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.

## 5.6 Ejemplos de diseño de viguetas de losa aligerada

### Vigueta tipo 1

A continuación se muestra como ejemplo la Vigueta 1A y 1B de un piso típico. La primera vigueta se ubica entre los ejes B-D y 3-6. La siguiente imagen muestra su ubicación.



**Figura 13. Ubicación de vigueta 1**

#### 5.6.1 Metrado de cargas

Se realiza el siguiente metrado de cargas para ambas viguetas, puesto que no tienen cargas adicionales a su propio peso, acabado y sobrecarga:

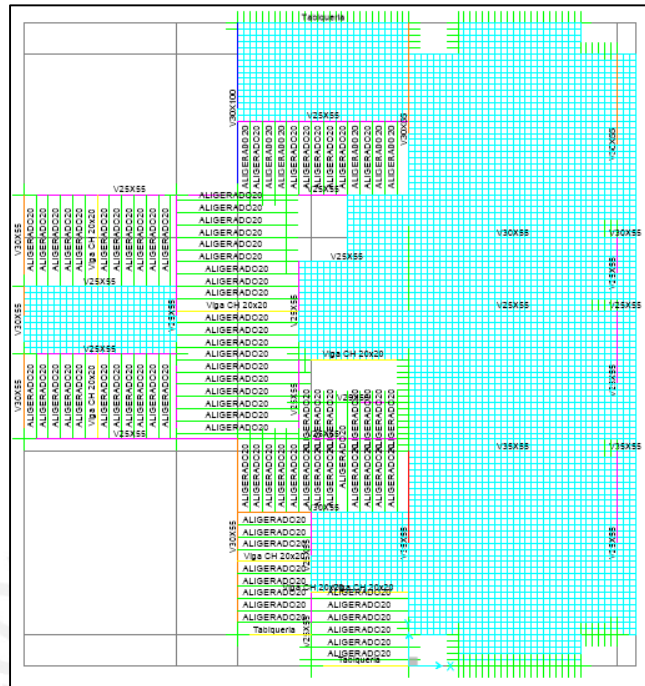
$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= (b)(w_{\text{losa}}) = (0.40)(0.30) = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \\ \text{Acabados} &= (b)(w_{\text{acabado}}) = (0.40)(0.10) = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \\ \text{Sobrecarga} &= (b)(w_{\text{sobrecarga}}) = (0.40)(0.20) = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \end{aligned}$$

#### 5.6.2 Modelo estructural

Para el modelo de la losa aligerada se modela todas las viguetas existentes en cada nivel con ayuda del programa computacional SAP2000.

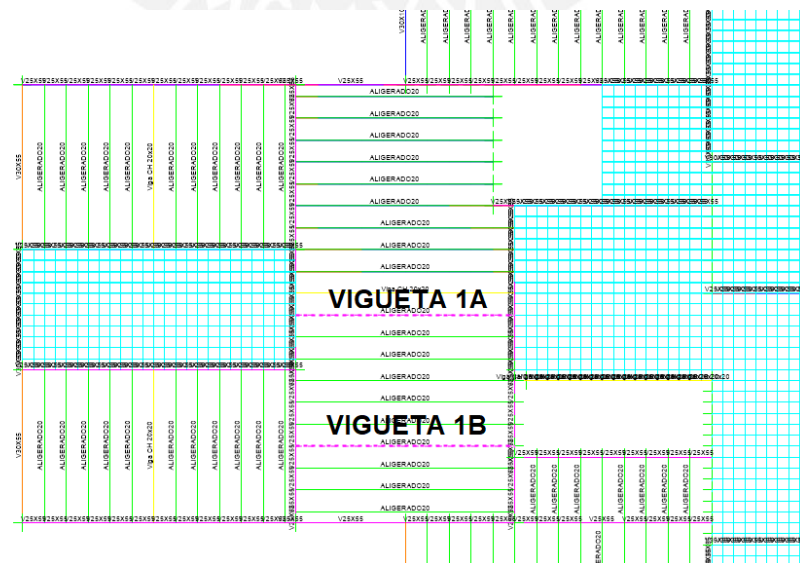
Todas las viguetas del piso típico:





**Figura 14. Modelo estructural de las losas típicas en el programa SAP2000**

Cabe mencionar que al tener modelado todas las viguetas aligeradas se puede diseñar la vigueta crítica como superposición de 2 casos críticos. Por un lado, se tiene un frame continuo con la losa maciza, la cual genera momento negativo considerable en dicho extremo. Por otro lado, se tiene la vigueta simplemente apoyada en ambos extremos. A continuación, se muestran las viguetas consideradas para el análisis.



**Figura 15. Viguetas 1A y 1B en el programa SAP2000**

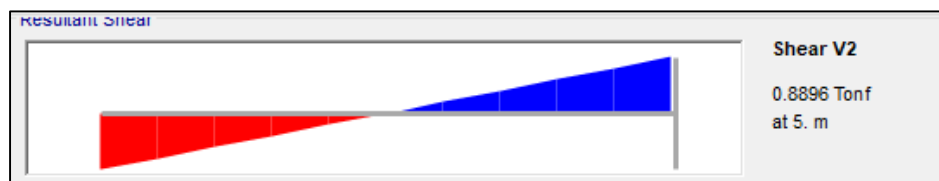
### 5.6.3 Diseño por cortante

Se debe verificar que todas las cortantes en los extremos sean menores a la capacidad del concreto:  $\phi V_c > V_u$

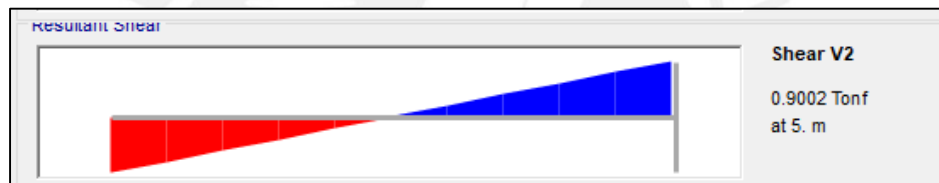
$$\phi V_c = 0.85 (0.53) 1.1 \sqrt{f'c} b (d) = 0.85 (0.53) 1.1 \sqrt{210} 10 (17)$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

A continuación, se muestran los diagramas de fuerza cortante de las viguetas 1.



**Figura 16. Fuerza cortante de las viguetas 1A**



**Figura 17. Fuerza cortante de las viguetas 1B**

El concreto tiene resistencia de  $\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$

- Vigueta 1A:  $V_u=0.81 \text{ ton}$ , por tanto, se cumple  $\phi V_c \geq V_u$
- Vigueta 1B:  $V_u=0.82 \text{ ton}$ , por tanto, se cumple  $\phi V_c \geq V_u$

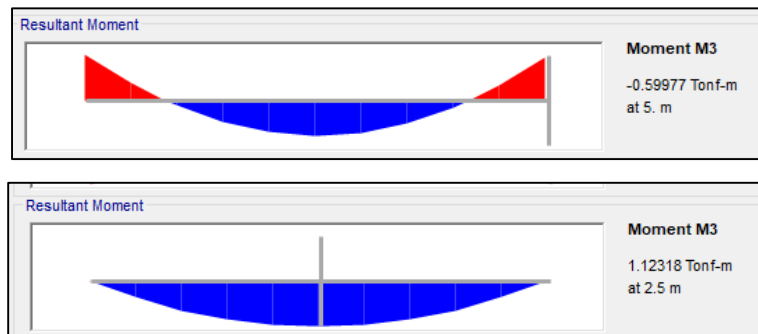
De los diagramas mostrados anteriormente, se verifica que, se satisface la condición de diseño por cortante en las viguetas de la losa aligerada.

### 5.6.4 Cálculo de ensanche

Como se mencionó anteriormente, el ensanche se coloca cuando no se satisface la condición de diseño por cortante. En este caso, se satisface todas las condiciones, por tanto, no se requiere de ensanche.

### 5.6.5 Verificación por Flexión

A continuación, se muestra los diagramas de momento flector de las viguetas. Vigueta 1A y 1B.



**Figura 18. Diagramas de momento flector de las viguetas 1A y 1B**

**Tabla 23. Calculo de acero por flexión en la vigueta 1**

Vigueta	Posición	Mu (ton.m)	b (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As Colocado (cm <sup>2</sup> )	As Colocado (cm <sup>2</sup> )
Vigueta 1A	M. Izquierda	0.55	10	0.9	1.29	1/2"
	M. Centro	0.51	40	0.9	1.29	1/2"
	M. Derecha	0.55	10	0.9	1.29	1/2"
Vigueta 1B	M. Izquierda	0	10	0	0.71	3/8"
	M. Centro	1.12	40	1.8	2.00	1/2"+3/8"
	M. Derecha	0	10	0	0.71	3/8"

#### **Longitud de corte.**

La longitud de corte es mínimo en todos los casos.

#### **Acero negativo.**

L/3.5: Cuando la vigueta es continua (con otra vigueta o losa maciza)

(L/3 o 90cm): Cuando la vigueta es extrema y requiere un acero mínimo negativo.

#### **Acero positivo**

L/7: Cuando la vigueta es extrema.

#### **5.6.6 Verificación por deflexión**

La vigueta crítica para el control de deflexiones es la V2A, puesto que se encuentra simplemente apoyada, presenta mayor momento de servicio y es la de mayor longitud. Además, según la tabla 22, no se excede el peralte mínimo exigido en la norma para suprimir el cálculo de deflexiones.

Para la vigueta simplemente apoyada se tiene.

$$h_{\text{mín}} = \frac{ln}{16} = \frac{448}{16} = 28 \text{ cm}$$

La losa aligerada tiene un peralte  $h = 20$  cm, por lo que no se cumple con el peralte mínimo.

A continuación, se calcularán las deflexiones según lo establecido en el ítem 5.5

### Deflexiones inmediatas

Las deflexiones para el caso de la vigueta simplemente apoyada.

$$\delta = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}}$$

Donde:  $W$  = carga muerta o viva (kg/cm)

$L$  = luz de la viga simplemente apoyada (448 cm)

$E$  = módulo de elasticidad del concreto.

$I_{ef}$  = Inercia efectiva de la sección.

Para determinar la inercia efectiva ( $I_{ef}$ ) de la sección se debe calcular la Inercia agrietada de la sección ( $I_{cr}$ ). Previamente se requiere hallar la longitud del bloque de compresiones por momento estático para las condiciones de la sección.

$$\frac{(c^2 \cdot bf)}{2} = n \cdot A_s \cdot (d - c)$$

Donde:  $bf = 40$  cm;  $n = 9$ ;  $A_s = 2$  cm<sup>2</sup> y  $d = 17$  cm

$$\frac{(c^2 \cdot 40)}{2} = 9 \cdot 2 \cdot (17 - c)$$

$$c = 3.52 \text{ cm}$$

Luego,

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$$

$$I_{cr} = \frac{40 \cdot 3.52^3}{3} + 9 \cdot 2 \cdot (17 - 3.52)^2 = 3852.31 \text{ cm}^4$$

Posteriormente se calcula la inercia efectiva  $I_{ef}$ .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^3\right) I_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{260}{600}\right)^3 11800 + \left(1 - \left(\frac{260}{600}\right)^3\right) 3852.31 = 4500.00 \text{ cm}^4$$

Asimismo,

Las deflexiones inmediatas debido a carga muerta y viva son las siguientes:

a) Deflexión inmediata debida a la carga muerta

$$\delta = \frac{5 \cdot 1.6 \cdot 448^4}{384 \cdot 217370.65 \cdot 4500} = 0.66 \text{ cm}$$

b) Deflexión inmediata debida al 100% de la carga viva

$$\delta = \frac{5 \cdot 0.8 \cdot 448^4}{384 \cdot 217370.65 \cdot 4500} = 0.23 \text{ cm}$$

c) Deflexión inmediata debida al 30% de la carga viva.

$$\Delta i \delta cv (30\%) = 0.30 \cdot 0.23 = 0.069 \text{ cm}$$

### Deflexiones diferidas

Parámetro  $\lambda$  :

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Donde:

$\xi = 2.0$  (para 5 años o más)

$\rho' = 0$  (no hay cuantía de acero en compresión en el centro del tramo de la vigueta).

Por tanto,  $\lambda = 2.0$

a) Deflexión diferida debido a la carga muerta

$$\Delta d \delta cm = 2.0 \cdot 0.66 = 1.32 \text{ cm}$$

b) Deflexión diferida al 30% de carga viva:

$$\Delta d \delta cv(30\%) = 2.0 \cdot 0.069 = 0.138 \text{ cm}$$

$$\Delta = \Delta d \delta cm + \Delta d \delta cv(30\%) + \delta cv$$

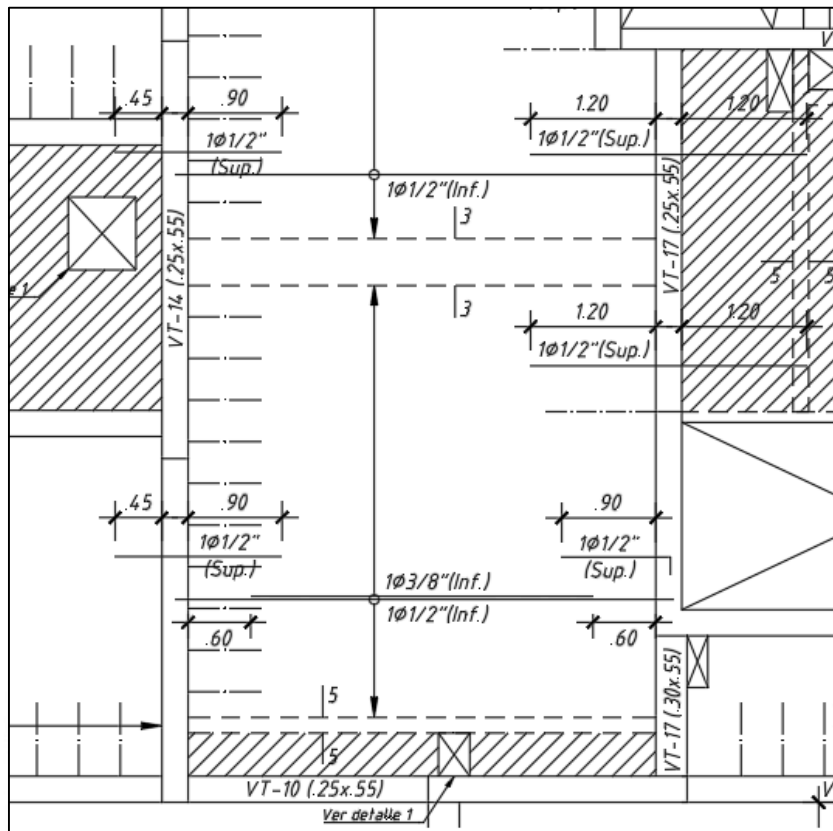
$$\Delta = 1.32 + 0.138 + 0.23$$

$$\Delta = 1.688 \text{ cm}$$

Finalmente, verificamos deflexiones calculadas respecto a la admisible.

- Longitud de tramo a analizar:  $L_x = 4.48 \text{ m}$
- Deflexión admisible en x:  $4.48/240 = 1.86 \text{ cm}$
- Deflexión calculada  $1.688 \text{ cm}$

Por tanto, se verifica que la viga satisface la condicion de la maxima deflexión exigida en la norma.



**Figura 19** Diseño estructural de la vigueta 1A y 1B

## CAPITULO 6. DISEÑO DE LOSA MACIZA

En el diseño de la losa maciza se aplica el diseño por flexión y por corte. Esto da la posibilidad de usar 3 métodos, entre los cuales se encuentran el método de los coeficientes, método directo y el de elementos finitos. Para la presente tesis se utilizará el método de elementos finitos usando el programa computacional SAP2000.

### 6.1 Diseño por flexión

Como en el anterior capítulo, se calcula el acero mínimo en base a las características por la sección. Asimismo, para determina la capacidad a la flexión se utiliza la siguiente expresión:

$$\phi Mn = \phi As Fy \left(d - \frac{a}{2}\right) ; a = \frac{As Fy}{0.85 (f'c)b}$$

### 6.2 Diseño por corte

Para el diseño por corte se considera las fuerzas cortantes últimas ( $V_u$ ) a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara del elemento que se analiza.

Entonces, se debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$\phi V_c > V_u$$

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

### 6.3 Control de deflexiones

Al igual que en las losas aligeradas también se detalla los valores de peralte mínimo para los cuales no es necesario calcular las deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo en losas macizas

**Tabla 24 Peraltes mínimos para no calcular deflexiones en vigas o losas nervadas en una dirección**

Elemento / Condición de Apoyo	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10

## 6.4 Ejemplo de diseño de losa maciza

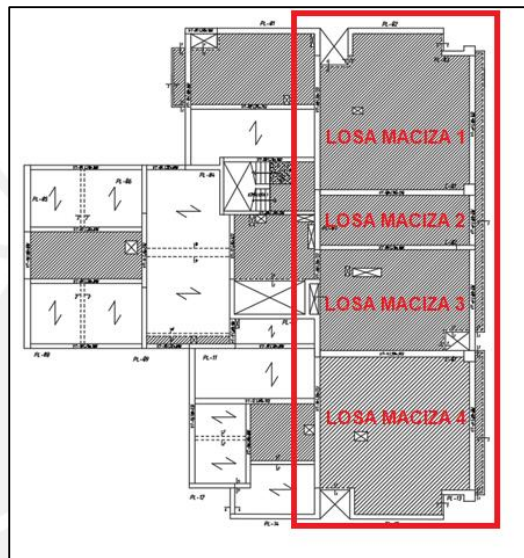
A continuación, se muestra como ejemplo el diseño de 4 paños de losas macizas de un piso típico.

Losa maciza 1. Se ubica entre los ejes E-H y 5'-8.

Losa maciza 2. Se ubica entre los ejes E-H y 4'-5'.

Losa maciza 3. La primera vigueta se ubica entre los ejes E-H y 3-4'.

Losa maciza 4. La primera vigueta se ubica entre los ejes E-H y 1-3.



**Figura 20 Ubicación de las losas macizas a diseñar**

### 6.4.1 Metrado de cargas

Se realiza el siguiente metrado de cargas para cada uno de los paños de losas macizas, puesto que cada paño tiene diferentes cargas adicionales debido a la distribución de tabiques:

$$\text{Peso propio} = (h)(\gamma_{\text{concreto}}) = (0.20)(2.4) = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tabiques} = \text{variable}$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

Cabe mencionar que para asignar la carga muerta debido a las cargas de tabiques se calculó el peso de todos los tabiques por paño y esto se redistribuye en toda el área del paño correspondiente.



**Tabla 25 Carga distribuida lineal (ton/m) en función del espesor del tabique**

Espesor Tabique (cm)	densidad (ton/m <sup>3</sup> )	altura en losa (m)	Distribuida en losa (ton/m)
7.0	1.9	2.45	0.33
10.0	1.9	2.45	0.47
15.0	1.4	2.45	0.51

A continuación, se muestran las cargas distribuidas para los paños 1, 2, 3 y 4 respectivamente (ton/m<sup>2</sup>).

**Tabla 26 Cargas distribuidas (ton/m<sup>2</sup>) en las losas**

8.79	56	2.9	0.05
13.42	56	6.4	0.12
5.2	56	2.7	0.05
Total Paño 1			0.22
0	21	0.0	0.00
0	21	0.0	0.00
2	21	1.0	0.05
Total Paño 2			0.05
5.2	42	1.7	0.04
9.3	42	4.5	0.11
11	42	5.7	0.14
Total Paño 3			0.28
8.79	56	2.9	0.05
13.42	56	6.4	0.12
5.2	56	2.7	0.05
Total Paño 4			0.22

#### 6.4.2 Modelo estructural

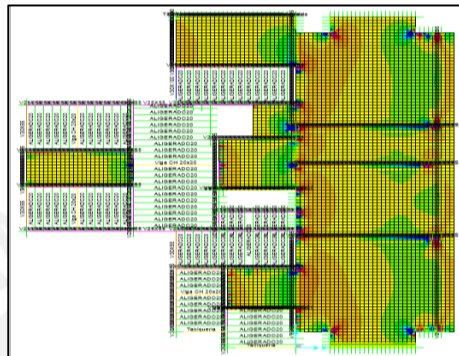
Para el modelo de las losas macizas se modeló todas las losas existentes en cada nivel con ayuda del programa computacional SAP2000.

### 6.4.3 Diseño por cortante

Se debe verificar que todas las cortantes en los extremos sean menores a la capacidad del concreto  $\Phi V_c > V_u$

$$\Phi V_c = 0.85 (0.53) \sqrt{f'c} b (d) = 0.85 (0.53) \sqrt{210} 100 (17) = 11.1 \text{ ton}$$

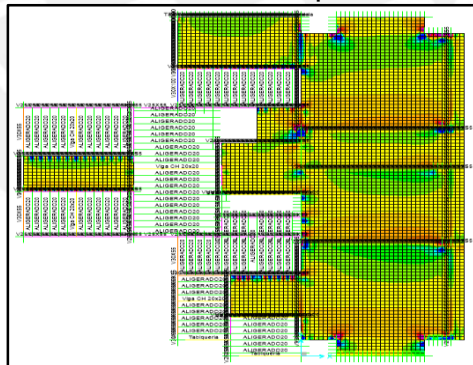
A continuación, se muestran los diagramas de fuerza cortante



**Figura 21. Diagramas de fuerza cortante V13 en las losas macizas**

El concreto tiene resistencia de  $\Phi V_c = 11.1$  ton

- 1° Losa maciza. Cortante:  $V_u$  máx. = 2.3 ton, por tanto, se cumple  $\Phi V_c \geq V_u$
- 2° Losa maciza. Cortante:  $V_u$  máx. = 1.2 ton, por tanto, se cumple  $\Phi V_c \geq V_u$
- 3° Losa maciza. Cortante:  $V_u$  máx. = 1.8 ton, por tanto, se cumple  $\Phi V_c \geq V_u$
- 4° Losa maciza. Cortante:  $V_u$  máx. = 2.3 ton, por tanto, se cumple  $\Phi V_c \geq V_u$



**Figura 22. Diagramas de fuerza cortante V23 en las losas macizas**

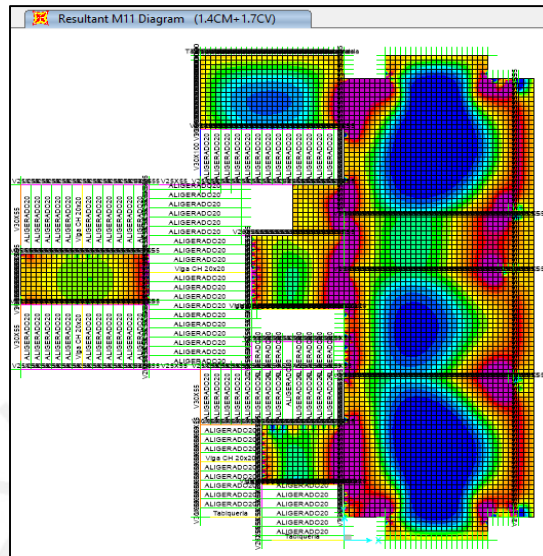
El concreto tiene resistencia de  $\Phi V_c = 12.2$  ton

- 1° Losa maciza. Cortante:  $V_u$  máx. = 3.4 ton, por tanto, se cumple  $\Phi V_c \geq V_u$
- 2° Losa maciza. Cortante:  $V_u$  máx. = 2.1 ton, por tanto, se cumple  $\Phi V_c \geq V_u$
- 3° Losa maciza. Cortante:  $V_u$  máx. = 3.5 ton, por tanto, se cumple  $\Phi V_c \geq V_u$
- 4° Losa maciza. Cortante:  $V_u$  máx. = 4.1 ton, por tanto, se cumple  $\Phi V_c \geq V_u$

De los diagramas mostrados anteriormente, se verifica que, se satisface la condición de diseño por cortante en las losas macizas.

#### 6.4.4 Diseño por Flexión

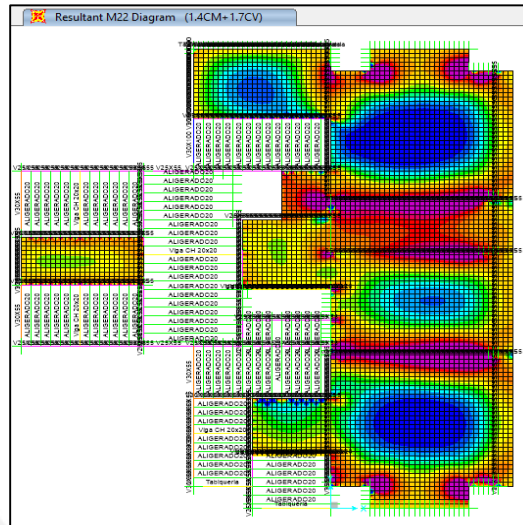
A continuación, se muestran los diagramas de momentos por flexión



**Figura 23. Diagramas de momento flector M11 por cargas de diseño**

**Tabla 27. Calculo de acero por flexión 1-1 en las losas macizas**

Losa Maciza	Posición	Mu (ton.m/m)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As Colocado (cm <sup>2</sup> )	As Colocado (cm <sup>2</sup> )
Losa Maciza 1	M. Izq.	3.7	6.00	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Centro	2.9	4.70	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Der.	1.2	1.90	3.55	3/8"@.20
Losa Maciza 2	M. Izq.	2.8	4.50	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Centro	1	1.60	3.55	3/8"@.20
	M. Der.	0.8	1.30	3.55	3/8"@.20
Losa Maciza 3	M. Izq.	2.5	4.00	7.10	2 de 3/8"@.20
	M. Centro	2.1	3.30	3.55	3/8"@.20
	M. Der.	1.1	1.70	3.55	3/8"@.20
Losa Maciza 4	M. Izq.	3.5	5.70	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Centro	2.9	4.70	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Der.	1.4	2.20	3.55	3/8"@.20



**Figura 24 Diagramas de momento flector M22 por cargas de diseño**

**Tabla 28. Cálculo de acero por flexión 2-2 en las losas macizas**

Losa Maciza	Posición	Mu (ton.m/m)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As Colocado (cm <sup>2</sup> )	As Colocado (cm <sup>2</sup> )
Losa Maciza 1	M. Izq.	1.0	1.60	3.55	3/8"@.20
	M. Centro	3.2	5.20	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Der.	3.5	5.70	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
Losa Maciza 2	M. Izq.	3.5	5.70	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Centro	0.0	0.00	3.55	3/8"@.20
	M. Der.	2.5	4.00	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
Losa Maciza 3	M. Izq.	2.5	4.00	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Centro	2.0	3.20	3.55	3/8"@.20
	M. Der.	4.0	6.50	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
Losa Maciza 4	M. Izq.	4.0	6.50	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Centro	2.9	4.70	7.10	3/8"@.20+3/8"@.20
	M. Der.	1.0	1.60	3.55	3/8"@.20

#### 6.4.5 Longitud de corte

La longitud de corte es mínima en todos los casos.

#### Acero negativo

L/3.5: Cuando la vigueta es continua.

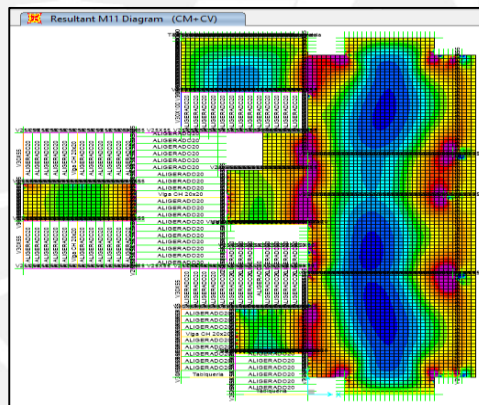
#### Acero positivo

L/5: Cuando la vigueta es continua.

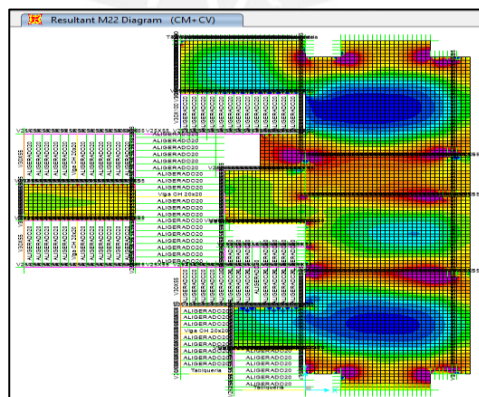
L/7: Cuando la vigueta es extrema.

#### 6.4.6 Verificación por deflexión

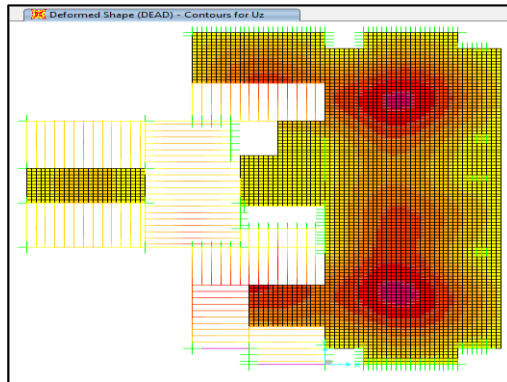
Para este caso, las losas críticas se encuentran en los extremos; sin embargo la losa maciza 1 presenta mayor momento de servicio y deflexión. Por tanto analizaremos la deflexión en esta losa.



**Figura 25. Diagramas de momento flector M11 por cargas de servicio**



**Figura 26. Diagramas de momento flector M22 por cargas de servicio**



**Figura 27. Diagramas de deflexión por carga muerta**

A continuación, se procede a elegir el caso de análisis según las condiciones de apoyo del tramo de la viga. En este caso, se elige el caso C (losas con un extremo). Por tanto, se requiere determinar las inercias efectivas 1 y 3. Este procedimiento se debe realizar para los ejes X-X e Y-Y, ya que se obtienen momentos y deflexiones inmediatas considerables.

#### Deflexión en el eje X-X

**Tabla 29 Inercia efectiva 1**

<b>b</b>	100.00 cm	f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
<b>h</b>	20.00 cm	Ec	2173707 ton/m <sup>2</sup>
<b>d'</b>	3.00 cm	Es	20000000 ton/m <sup>2</sup>
<b>As trac.</b>	6.05 cm <sup>2</sup>	fr	29 kg/cm <sup>2</sup>
<b>As' comp.</b>	3.55 cm <sup>2</sup>	Mcr	1.9 ton.m
<b>d</b>	17.00 cm	Ms	1.0 ton.m
<b>n</b>	9.2		
<b>c</b>	3.73 cm		

<b>I gruesa=le</b>	66666.67 cm <sup>4</sup>
--------------------	--------------------------

**Tabla 30 Inercia efectiva 3**

<b>b</b>	100.00 cm	f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
<b>h</b>	20.00 cm	Ec	2173707 ton/m <sup>2</sup>
<b>d`</b>	8.00 cm	Es	20000000 ton/m <sup>2</sup>
<b>As trac.</b>	6.05 cm <sup>2</sup>	fr	29 kg/cm <sup>2</sup>
<b>As' comp.</b>	2.83 cm <sup>2</sup>	Mcr	1.93 ton.m
<b>d</b>	12.00 cm	<b>Ms</b>	2.1 ton.m
<b>n</b>	9.2		
<b>c</b>	3.68 cm		

<b>I cr</b>	6433.55 cm <sup>4</sup>
<b>I gruesa</b>	66666.67 cm <sup>4</sup>
<b>I efectiva 3</b>	53349.73 cm <sup>4</sup>

Luego, determinamos la Inercia efectiva final y la relacion de Inercia bruta / Inercia efectiva.

$$I_{FINAL\ EXTREMO} = \frac{Ie_1^- + 2Ie_3^+}{3} = \frac{66666.67 + 2(53349.73)}{3} = 57788.71\ cm^4$$

Posteriormente procedemos a determinar las deflexiones inmediatas por carga muerta y viva.

$$\delta m = 0.78\ cm\ (SAP2000)$$

$$\delta v = 0.20\ cm\ (SAP2000)$$

Deflexión inmediata debida al 30% de la carga viva.

$$\Delta i\ \delta cv\ (30\%) = 0.30 \cdot 0.20 = 0.06\ cm$$

Asimismo, se determina la deflexiones diferidas:

$$\xi = 2.00$$

$$\rho C = 0.002$$

$$\lambda = 1.81$$

a) Deflexión diferida debido a la carga muerta

$$\Delta dCM = (\lambda)\Delta iCM = (1.81)(0.78) = 1.41\ cm$$

b) Deflexión diferida al 30% de carga viva:

$$\Delta d \delta cv(30\%) = 1.81 \cdot 0.06 = 0.11 \text{ cm}$$

Deflexión crítica:

$$\Delta = \Delta d \delta cm + \Delta d \delta cv(30\%) + \delta cv$$

$$\Delta = 1.41 + 0.11 + 0.20$$

$$\Delta = 1.72 \text{ cm}$$

Finalmente, verificamos deflexiones calculadas respecto a la admisible.

- Longitud de tramo a analizar:  $L_x = 8.05 \text{ m}$
- Deflexión admisible en x:  $8.05/240 = 3.35 \text{ cm}$
- Longitud de tramo a analizar:  $L_y = 8.44 \text{ m}$
- Deflexión admisible en y:  $8.44/240 = 3.51 \text{ cm}$
- Deflexión calculada  $1.72 \text{ cm}$

Por tanto, se verifica que la viga satisface la condición de la máxima deflexión exigida en la norma para ambos ejes x e y.



## CAPITULO 7. DISEÑO DE VIGAS CHATAS

El principal uso de las vigas chatas es para soportar tabiques de albañilería que sean paralelos a la dirección del aligerado y en lugares donde existan aberturas en el aligerado debido a los ductos para tuberías de agua, desagüe y ventilación. Para el diseño de vigas chatas se considera un modelo de viga simplemente apoyada en sus extremos, con sección rectangular de peralte (h) igual al de la losa aligerada.

### 7.1 Metrado de cargas

El metrado de cargas contempla el peso del tabique, peso propio, acabados y sobrecargas.

### 7.2 Diseño por flexión

Se aplica los mismos principios que el concepto de un aligerado, por lo cual primero se calcula el acero mínimo requerido positivo y negativo, luego el acero de refuerzo por cálculo de acuerdo a las solicitaciones.

$$\phi Mn = \phi As Fy \left( d - \frac{a}{2} \right) ; a = \frac{As Fy}{0.85 (f'c)b}$$

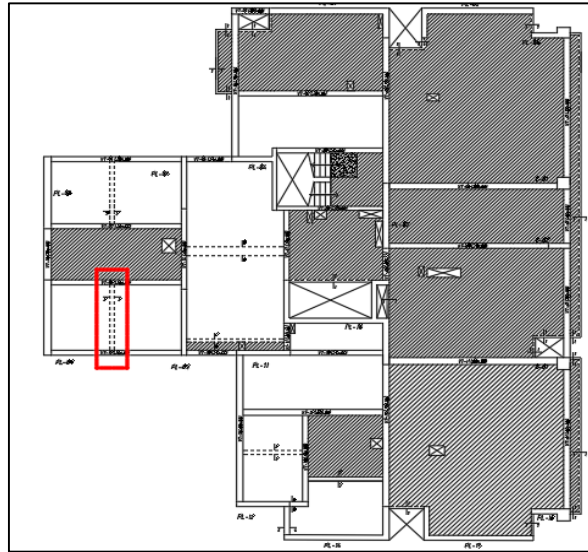
### 7.3 Diseño por corte

Las vigas chatas deben resistir fuerzas cortantes, muchos veces estos son los factores predominantes para el diseño, por lo cual se le debe dar refuerzo mediante estribos para que el acero aporte ( $V_s$ ) y se pueda cumplir con las solicitaciones ( $V_u$ ), corte a "d" de la cara.

$$\phi Vc (ton) = (0.85)0.53\sqrt{f'c}.b.d$$

### 7.4 Ejemplo de diseño de viga chata

Como ejemplo se muestra el metrado de la viga chata ubicada entre los ejes A-B y 3-4 (Viga Chata .20x.20 m) la cual carga un tabique.



**Figura 28. Ubicación de la viga chata a diseñar**

#### 7.4.1 Metrado de cargas

El tabique se da en un gran porcentaje de la viga chata. A continuación se muestra el metrado de dicho elemento.

$$\text{Peso propio} = (2400)(0.20)(0.2) = 96 \text{ kg/m}$$

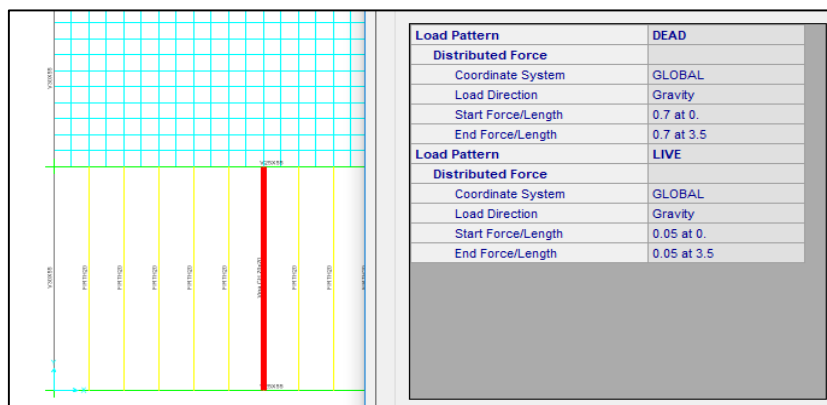
$$\text{Tabique} = 680 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabados} = (100)(0.2) = 20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = (200)(0.2) = 100 \text{ kg/m}$$

#### 7.4.2 Modelo estructural

Las vigas chatas se modelan como tipo frame en el programa SAP2000.

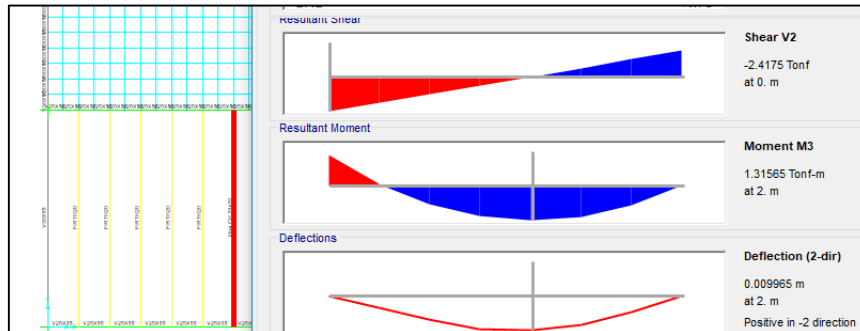


**Figura 29. Modelo estructural de la viga chata**

### 7.4.3 Diseño por flexión

Primero se calcula el  $A_s$  mínimo y  $A_s$  máximo para la sección.

$A_s$  mínimo = 0.82 cm<sup>2</sup>;  $A_s$  máximo = 5.42 cm<sup>2</sup>



**Figura 30. Fuerza cortante y momento flector en la viga chata**

De la imagen anterior se observa que, el momento máximo positivo es 1.32 ton.m, por tanto requiere 2 $\phi$ 1/2" inferior, ya que este acero brinda una capacidad de 1.51 ton.m.

Por otro lado, el momento máximo negativo es 1.18 ton.m, por tanto requiere 2 $\phi$ 1/2" superior, ya que este acero brinda una capacidad de 1.51 ton.m.

### 7.4.4 Diseño por fuerza cortante

$$\phi V_c = (0.85)0.53\sqrt{f'_c}.b.d = (0.85)0.53\sqrt{210}.20.17 = (0.85)0.53\sqrt{210} \cdot \frac{20.17}{1000} = 2.22 \text{ ton}$$

$$Vu \text{ (izquierda)} = 2.01 \text{ ton} < \phi V_c$$

$$Vu \text{ (derecha)} = 1.51 \text{ ton} < \phi V_c$$

Por tanto, solo se asigna estribos mínimos por temas de montaje en obra.

En este caso, 1 $\phi$ 1/4": 1 @ 0.05, 4@0.10, Resto @ 0.25 m.

## **CAPITULO 8. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS**

El diseño estructural de las vigas requiere seguir todos los lineamientos especificados en el Reglamento Nacional de Edificaciones ya que satisfacen una función muy importante en la estructura de una edificación. Por un lado, su importancia radica en transmitir cargas de gravedad desde las losas a los elementos estructurales verticales. Por otro lado, las vigas también forman parte de los pórticos que aportan a la resistencia sísmica de una edificación. Para este tipo de pórticos se analizan y diseñan bajo el criterio de cortante por capacidad con el fin de prevenir fallas frágiles.

### **8.1 Metrado de Cargas**

Para el metrado en las vigas se contempla su peso propio, tabiquería y cargas distribuidas provenientes de losas aligeradas y/o macizas. Para ello, se asigna a las vigas un área tributaria, a partir de dicha área se determina la carga por metro lineal que actúa sobre la viga. Por un lado, cuando las vigas soportan losas aligeradas unidireccionales se considera la mitad de la longitud del aligerado. Por otro lado, cuando las vigas soportan losas macizas, en dos direcciones, estas se reparten las cargas a dichas vigas.

### **8.2 Combinación de cargas**

A continuación, se muestran las propiedades de la sección y los momentos obtenidos por carga muerta (CM), carga viva (CV), sismo en X (SISMOX) y sismo en Y (SISMOY) para la viga VT-13. Asimismo, se calculan las combinaciones de diseño y los momentos críticos que generan la envolvente en la sección:

$$1.4CM + 1.7CV = MV$$

$$1.25(CM + CV) \pm SISMOX = \pm MVSX$$

$$1.25(CM + CV) \pm SISMOY = \pm MVSY$$

$$0.9CM \pm SISMOX = \pm MSX$$

$$0.9CM \pm SISMOY = \pm MSY$$

### 8.3 Diseño por flexión

Los momentos sísmicos serán tomados del programa computacional. Por otro lado, los momentos de gravedad se obtienen a partir de un modelo estructural de un piso aislado. Es importante verificar mediante un metrado manual dichos resultados, para evitar problemas de pérdida de momentos por efectos de asentamientos diferenciales de los elementos verticales.

Asimismo, las combinaciones utilizadas para obtener las envolventes de diseño:

- Momento positivo en la parte central de la viga: 1.4D+1.7L.
- Momentos negativos en los extremos se considera el máximo de 1.4D+1.7L o 1.25 (D+L)+Sismo.
- Finalmente, para el momento positivo en los extremos: 0.9D–Sismo.

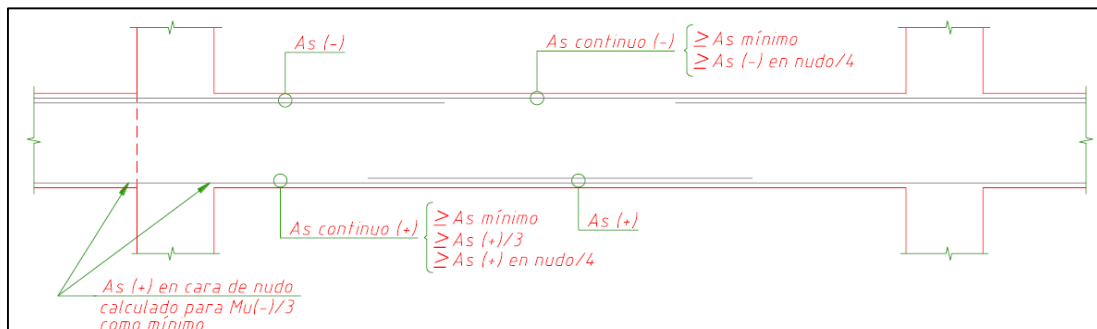
Para calcular la capacidad resistente a flexión se utilizaron las siguientes expresiones:

- $\phi Mn = \phi As Fy (d - \frac{a}{2}) ; a = \frac{As Fy}{0.85 (f'c)b}$

Acero mínimo: Deberá existir un refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras (cara inferior y superior). El área de acero mínimo debe ser:

$$As \text{ mín} = 0.7\sqrt{f'c} \frac{b \times d}{fy}$$

Acero longitudinal: La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento debe ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento en la cara de cualquiera de los nudos.



**Figura 31. Distribución de acero corrido y bastones**

#### 8.4 Corte de acero

El corte de los bastones adicionales superiores e inferiores debe satisfacer el anclaje con longitud recta para acero en tracción (inferior y superior) y anclaje con gancho estándar para acero en tracción como se muestra en las siguientes tablas.

**Tabla 31 Anclaje con longitud recta para acero en tracción inferior y superior**

Barra	Diámetro (cm)	Longitud Inferior (cm)	Longitud Superior (cm)	Longitud inferior a usar (cm)	Longitud superior a usar (cm)
3/8"	0.95	33.49	43.53	35.00	45.00
1/2"	1.27	44.77	58.20	45.00	60.00
5/8"	1.59	56.05	72.86	60.00	75.00
3/4"	1.90	66.98	87.07	70.00	90.00
1"	2.54	110.86	144.11	110.00	145.00

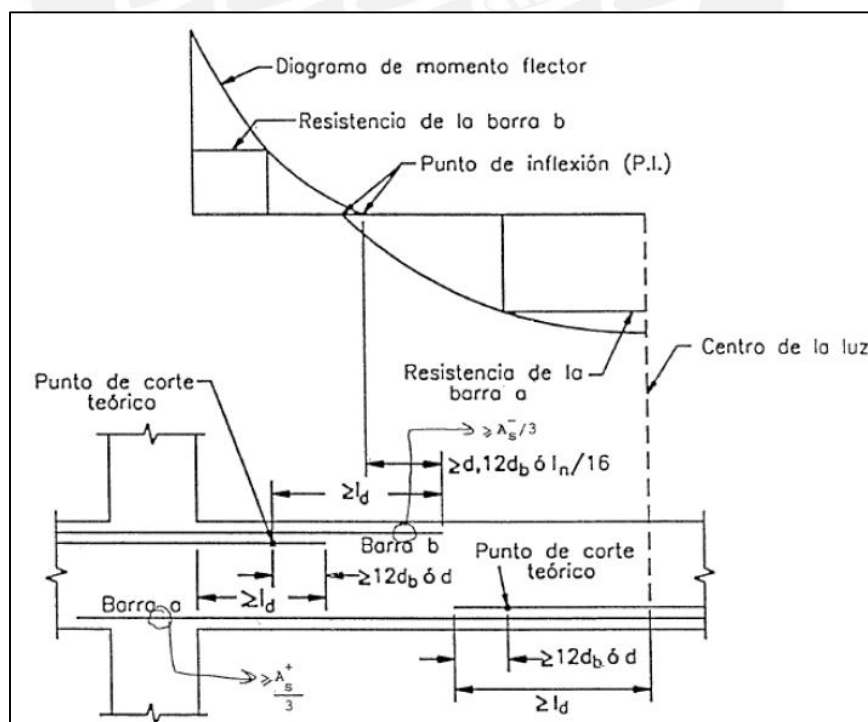
Nota. Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2015

**Tabla 32 Anclaje con gancho estándar para acero en tracción**

Barra	Diámetro (cm)	Ldg (cm)	12db (cm)	Ldg a usar (cm)
3/8"	0.95	20.90	7.60	20.00
1/2"	1.27	27.94	10.16	30.00
5/8"	1.59	4.97	12.72	35.00
3/4"	1.90	41.79	15.20	45.00
1"	2.54	55.87	20.32	55.00

Nota. Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2015

Por otro lado, el refuerzo se debe extender más allá del teórico para resistir flexión, una distancia igual al mayor entre "d" y "12 db", excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos. Asimismo, el refuerzo continuo en tracción por flexión debe tener una longitud embebida no menor que  $l_d$  más allá del punto teórico para resistir la flexión.



**Figura 32. Longitud de corte en vigas**

Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2015

## 8.5 Diseño por cortante

Para calcular la capacidad a corte del elemento ( $\phi V_n$ ) se tiene:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Donde:

$V_n$	=	Resistencia Nominal a Corte
$V_c$	=	Resistencia por aporte de concreto
$V_s$	=	Resistencia por aporte del acero
$\phi$	=	Factor de reducción

Para evaluar la contribución del concreto, la expresión es la siguiente:

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

Donde  $f'_c$  es la resistencia del concreto a compresión, en este caso 210 kg/cm<sup>2</sup>.

Para el uso de estribos perpendiculares al eje del elemento se tiene:

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

Donde:

$s$  = Espaciamiento de estribos

$A_v$  = Área de estribos al hacer un corte en el eje horizontal

La fuerza última ( $V_u$ ) se calcula en una sección que dista " $d$ " desde la cara del apoyo. En caso  $V_u$  exceda  $\phi V_c$  se usan estribos colocados con un espaciado adecuado.

La resistencia cortante,  $\phi V_n$  no se debe considerar mayor que:

$$\phi V_n = \phi (2.63 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

Estribos mínimos: La norma peruana indica que para sistemas estructurales de muros de concreto armado o Sistemas Dual Tipo I se deben considerar los estribos:

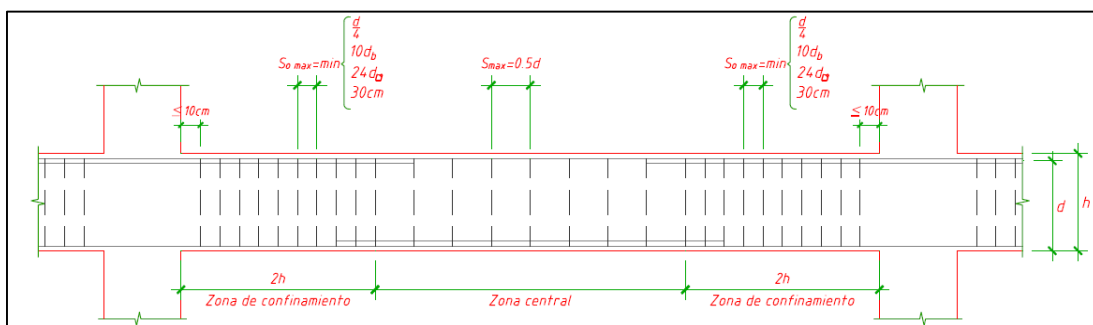
- El espaciado del primer estribo no debe exceder 10 cm.
- Estribo mínimo correspondiente a barras de 5/8" es de 8 mm.
- Estribo mínimo correspondiente a barras de 1" es de 3/8".
- Estribo mínimo correspondiente a barras mayores de 1" es de 1/2".

Espaciamientos de estribos mínimos: los estribos en la zona de confinamiento no deben ser menor que:



- 30 cm
- $d/4$ , (“d”, peralte efectivo).
- $10d_b$  (“db” diámetro de la barra longitudinal de menor dimensión).
- $24d_b$  (“db” diámetro del estribo).

Asimismo, los estribos deben estar espaciados como máximo  $0.5d$  a lo largo de la zona central. La separación de los estribos debe cumplir ser mayor que la requerida por  $V_u$ .



**Figura 33. Distribución de acero para los estribos**

### 8.6 Diseño por capacidad

En la norma se señala que las estructuras de muros de concreto armado ( $R=6$ ) se diseñan por capacidad, especialmente en vigas entre muros, también llamadas vigas de acoplamiento, con la finalidad de garantizar que el elemento falle por flexión (falla dúctil) antes que por corte (falla frágil). Por lo que se proporciona una resistencia necesaria para garantizar dicho comportamiento mediante la siguiente fuerza  $V_u$ :

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

Donde:

$M_{ni}$ : Momento nominal debido al acero colocado en extremo izquierdo.

$M_{nd}$ : Momento nominal debido al acero colocado en extremo derecho.

$W_u$ : carga distribuida isostática

$L_n$ : Luz libre

En el mismo artículo también se contempla otra alternativa. Se calcula la cortante máxima obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación de 2.5 para los valores de sismo.

$$V_{max} = 1.25 (CM + CV) \pm 2.5CS$$

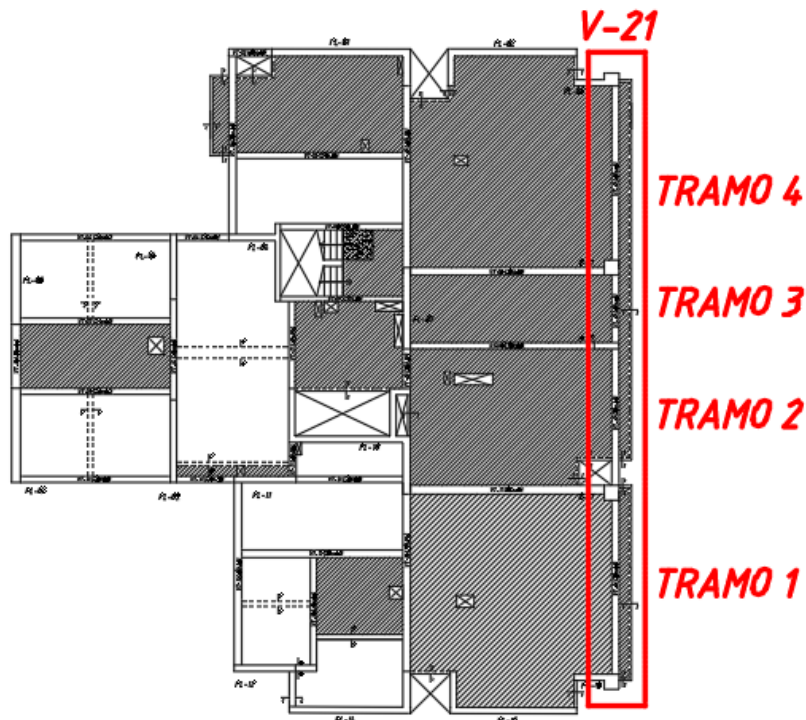
$$V_{max} = 0.9 (CM) \pm 2.5CS$$

En el diseño se elige el que crea conveniente; es decir, se puede escoger el menor de los dos si se cree que la primera opción es excesiva.

## 8.7 Ejemplo de Diseño de Viga por gravedad

### 8.7.1 Ubicación

Se realiza el metrado de la viga típica VT-21 (0.30 x 0.55 m) del pórtico en el eje H, esta viga trabaja por gravedad por dos principales motivos. El primero es por tener una luz larga (6.95 m) y segundo por tener mucha carga (soportan losas pesadas). Cabe mencionar que también soporta parte del sismo; sin embargo, las cargas de gravedad son predominantes en el diseño.



**Figura 34. Ubicación de vigas a diseñar**

### 8.7.2 Diseño por Flexión

**Tabla 33. Combinación manual de la viga 21, tramo 1**

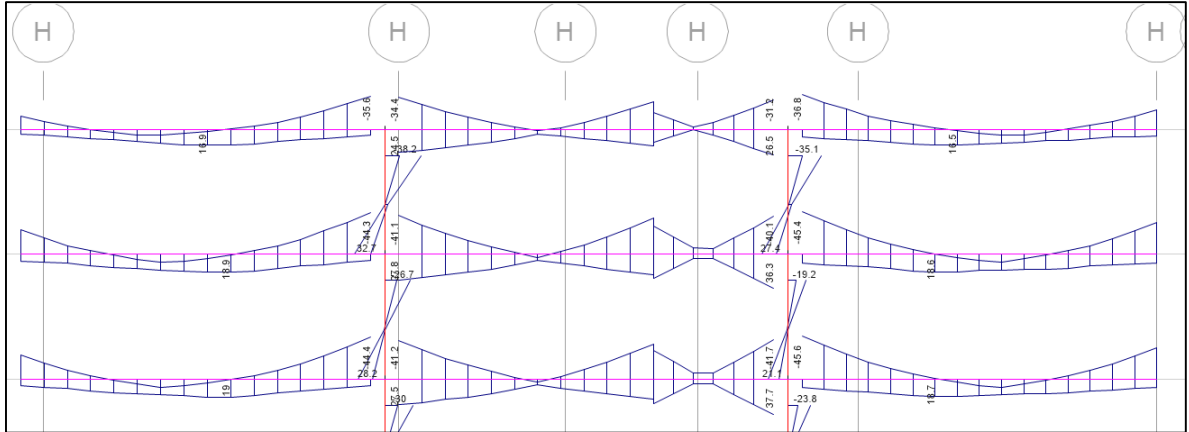
Tramo Izquierdo (ton.m)		Tramo Central (ton.m)		Tramo Derecho (ton.m)	
<b>CM</b>	-7.8	<b>CM</b>	10.2	<b>CM</b>	-15.8
<b>CV</b>	-1.5	<b>CV</b>	2.0	<b>CV</b>	-3.2
<b>SISMOX</b>	0.8	<b>SISMOX</b>	0.0	<b>SISMOX</b>	1.2
<b>SISMOY</b>	14.1	<b>SISMOY</b>	3.5	<b>SISMOY</b>	20.7

<b>MV</b>	-13.5	<b>MV</b>	17.7	<b>MV</b>	-27.6
<b>MSX(+)</b>	-6.2	<b>MSX(+)</b>	9.2	<b>MSX(+)</b>	-13.0
<b>MSX(-)</b>	-7.8	<b>MSX(-)</b>	9.2	<b>MSX(-)</b>	-15.4
<b>MVSX(+)</b>	-10.8	<b>MVSX(+)</b>	15.3	<b>MVSX(+)</b>	-22.6
<b>MVSX(-)</b>	-12.4	<b>MVSX(-)</b>	15.3	<b>MVSX(-)</b>	-25.0
<b>MSY(+)</b>	7.1	<b>MSY(+)</b>	12.7	<b>MSY(+)</b>	6.5
<b>MSY(-)</b>	-21.1	<b>MSY(-)</b>	5.7	<b>MSY(-)</b>	-34.9
<b>MVSY(+)</b>	2.5	<b>MVSY(+)</b>	18.8	<b>MVSY(+)</b>	-3.1
<b>MVSY(-)</b>	-25.7	<b>MVSY(-)</b>	11.8	<b>MVSY(-)</b>	-44.5
<b>ENVOL(-)</b>	-25.7	<b>ENVOL(-)</b>	5.7	<b>ENVOL(-)</b>	-44.5
<b>ENVOL(+)</b>	7.1	<b>ENVOL(+)</b>	18.8	<b>ENVOL(+)</b>	6.5

**Tabla 34 Acero requerido y Acero de refuerzo**

Acero requerido		
<b>16.8 cm<sup>2</sup></b>	<b>3.3 cm<sup>2</sup></b>	<b>35.6 cm<sup>2</sup></b>
<b>4.1 cm<sup>2</sup></b>	<b>11.7 cm<sup>2</sup></b>	<b>3.8 cm<sup>2</sup></b>
As de refuerzo:		
<b>6.6 cm<sup>2</sup></b>	<b>-6.9 cm<sup>2</sup></b>	<b>25.4 cm<sup>2</sup></b>
<b>-6.1 cm<sup>2</sup></b>	<b>1.5 cm<sup>2</sup></b>	<b>-6.4 cm<sup>2</sup></b>
As de refuerzo:		
<b>3Φ3/4"(Sup.)</b>	<b>-</b>	<b>5Φ1"(Sup.)</b>
<b>-</b>	<b>1Φ3/4"(Inf.)</b>	<b>-</b>

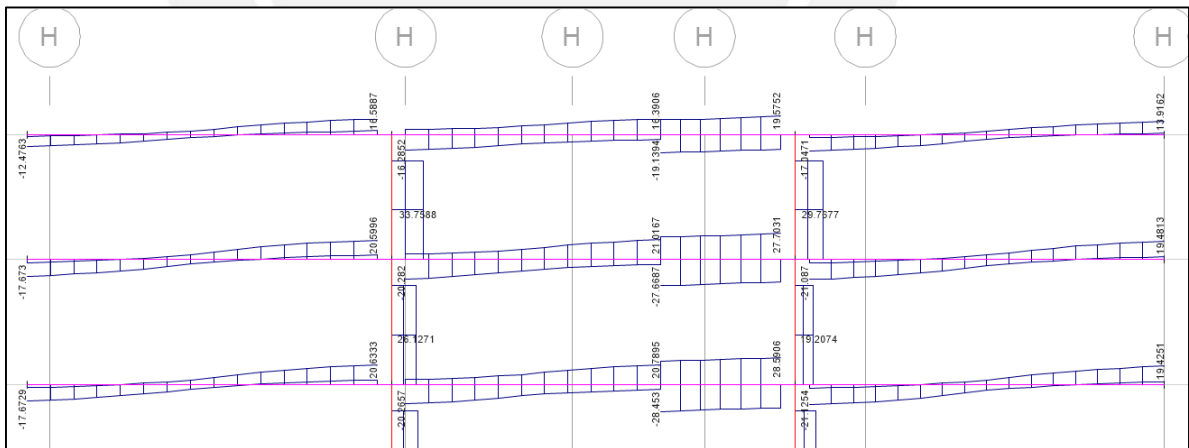
A continuación, también se muestran los resultados de la envolvente generada por el programa ETABS. Ello verifica que el análisis realizado por el programa y por la hoja de cálculo es válido.



**Figura 35. Envolventes de los momentos flectores en la viga.**

### 8.7.3 Diseño por Corte

A continuación, se muestra el diagrama de fuerza cortante en la sección a partir del modelo realizado en el programa computacional para.



**Figura 36. Envolventes de las fuerzas cortantes en la viga**

A continuación, se calcula el acero requerido para satisfacer la condición de estribos mínimos según la norma.

Zona de confinamiento:

$$L_o = 2h = 2(55) = 110.00 \text{ cm}$$

Espaciamiento  $S_o$  en zona de confinamiento:

$$S_{o1} = d/4 = (110)/(4) = 11.75 \text{ cm}$$

$$S_{o2} = 10 (\Phi D_b) = (10)(2.54) = 2.54 \text{ cm}$$

$$S_{o3} = 30.00 \text{ cm}$$

$$S_{o4} = 24 (\Phi \text{ Estribo}) = (24)(3/8") = 22.80 \text{ cm}$$

$$S_o \text{ m\u00ednimo} = 11.75 \text{ cm}$$

$$S_o = 10.00 \text{ cm}$$

Zona central:

$$S_c = 0.5d = 23.5 \text{ cm} = 22.5 \text{ cm}$$

Finalmente, la distribuci\u00f3n de estribos utilizados para el dise\u00f1o por capacidad.

$$\text{Estribo de } \frac{3}{8}": 1@ 0.05, 10@0.1, RTO@0.225 \text{ m}$$

Verificamos si es suficiente los estribos m\u00ednimos colocados en la secci\u00f3n para satisfacer la condici\u00f3n de dise\u00f1o por cortante.

$V_u$  m\u00e1ximo = 27 ton.

**Tabla 35 Capacidad cortante de los estribos**

As Estribo	1.42 cm <sup>2</sup>	$\Phi V_n$ m\u00e1x. =	45.68 ton	
# de estribos	S (cm)	$\Phi V_s$ (ton)	$\Phi V_c$ (ton)	$\Phi V_n$ (ton)
1	5.00	95.30	9.20	104.51
10	10.00	47.65	9.20	56.86
resto	22.50	21.18	9.20	30.38

De la tabla anterior se verifica que los estribos en la zona de confinamiento y central satisfacen:

$$\Phi V_n (30.38 \text{ ton}) > V_u (27.00 \text{ ton})$$

Por tanto se verifica la condici\u00f3n de dise\u00f1o por cortante.

### 8.7.4 Verificación por deflexión

Para determinar la deflexión máxima en la viga V21, elegimos el tramo crítico. En este caso, el tramo crítico es el tramo 1, puesto que tiene mayor deflexión elástica por carga muerta y además tiene considerable cuantía de acero en sus extremos.

A continuación, se procede a elegir el caso de análisis según las condiciones de apoyo del tramo de la viga. En este caso, se elige el caso C (vigas con un extremo). Por tanto, se requiere determinar las inercias efectivas 1 y 3. Este procedimiento se debe realizar para los ejes X-X e Y-Y, ya que se obtienen momentos y deflexiones inmediatas considerables.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^3\right) I_{cr}$$

**Tabla 36 Inercia efectiva 1**

<b>b=</b>	30.00 cm	<b>f'c</b>	210 kg/cm <sup>2</sup>
<b>h=</b>	55.00 cm	<b>Ec</b>	2173707 ton/m <sup>2</sup>
<b>d`=</b>	8.00 cm	<b>Es</b>	20000000 ton/m <sup>2</sup>
<b>As trac.=</b>	35.00 cm <sup>2</sup>	<b>fr</b>	29 kg/cm <sup>2</sup>
<b>As' comp.=</b>	20.00 cm <sup>2</sup>	<b>Mcr</b>	4.4 ton-m
<b>d=</b>	47.00 cm	<b>Ms</b>	18.0 ton-m
<b>n=</b>	9.2		
<b>c=</b>	18.82 cm		

<b>I cr=</b>	363132.77 cm <sup>4</sup>
<b>I gruesa =</b>	415937.50 cm <sup>4</sup>
<b>I efectiva=</b>	363895.49 cm <sup>4</sup>

**Tabla 37 Inercia efectiva 3**

<b>b=</b>	30.00 cm	<b>f'c</b>	210 kg/cm <sup>2</sup>
<b>h=</b>	55.00 cm	<b>Ec</b>	2173707 ton/m <sup>2</sup>
<b>d`=</b>	8.00 cm	<b>Es</b>	20000000 ton/m <sup>2</sup>
<b>As trac.=</b>	10.00 cm <sup>2</sup>	<b>fr</b>	29 kg/cm <sup>2</sup>
<b>As` comp.=</b>	10.00 cm <sup>2</sup>	<b>Mcr</b>	4.38 ton.m
<b>d=</b>	47.00 cm	<b>Ms</b>	12.0 ton.m
<b>n=</b>	9.2		
<b>c=</b>	12.57 cm		

<b>I cr=</b>	132565.00 cm <sup>4</sup>
<b>I gruesa =</b>	415937.50 cm <sup>4</sup>
<b>I efectiva=</b>	146378.98 cm <sup>4</sup>

<b>le<sub>1</sub><sup>-</sup></b>	363895.49 cm <sup>4</sup>
<b>le<sub>3+</sub></b>	146378.98 cm <sup>4</sup>
<b>le<sub>FINAL</sub></b>	218884.48 cm <sup>4</sup>
<b>Ig / le<sub>FINAL</sub></b>	1.90

Luego, determinamos la Inercia efectiva final y la relación de Inercia bruta / Inercia efectiva.

$$I_{e_{FINAL\ EXTREMO}} = \frac{Ie_1^- + 2Ie_3^+}{3} = \frac{363895.49 + 2(146378.98)}{3} = 218884.48 \text{ cm}^4$$

Posteriormente procedemos a determinar las deflexiones inmediatas por carga muerta y viva.

$$\delta m = 0.44 \text{ cm (ETABS)}$$

$$\delta v = 0.09 \text{ cm (ETABS)}$$

Deflexión inmediata debida al 30% de la carga viva.

$$\Delta i \delta cv (30\%) = 0.30 \cdot 0.09 = 0.027 \text{ cm}$$

Asimismo, se determina la deflexiones diferidas:

$$\xi = 2.00$$

$$\rho C = 0.014$$

$$\lambda = 1.17$$

a) Deflexión diferida debido a la carga muerta

$$\Delta d_{CM} = (\lambda)\Delta i_{CM} = (1.17)(0.78) = 0.88 \text{ m}$$

b) Deflexión diferida al 30% de carga viva

$$\Delta d \delta_{cv}(30\%) = 1.17 \cdot 0.09 = 0.105 \text{ cm}$$

Deflexión crítica:

$$\Delta = \Delta d \delta_{cm} + \Delta d \delta_{cv}(30\%) + \delta_{cv}$$

$$\Delta = 0.88 + 0.105 + 0.09$$

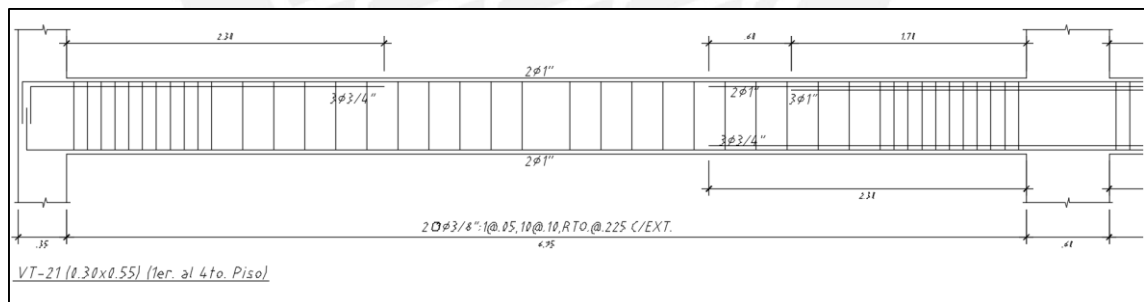
$$\Delta = 1.10 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión calculada} = 1.10 \text{ cm}$$

Finalmente, verificamos deflexiones calculadas respecto a la admisible.

- Longitud de tramo a analizar:  $L=6.95 \text{ m}$
- Deflexión admisible en  $x$ :  $6.95/480=1.45 \text{ cm}$
- Deflexión calculada  $1.10 \text{ cm}$

Por tanto, se verifica que la viga satisface la condición de la máxima deflexión exigida en la norma.



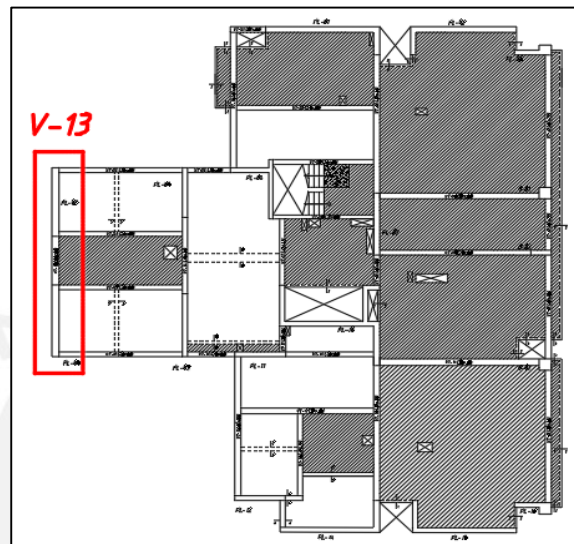
**Figura 37 Diseño estructural de la viga 21**



## 8.8 Ejemplo de Diseño de Viga Sísmica

### 8.8.1 Ubicación

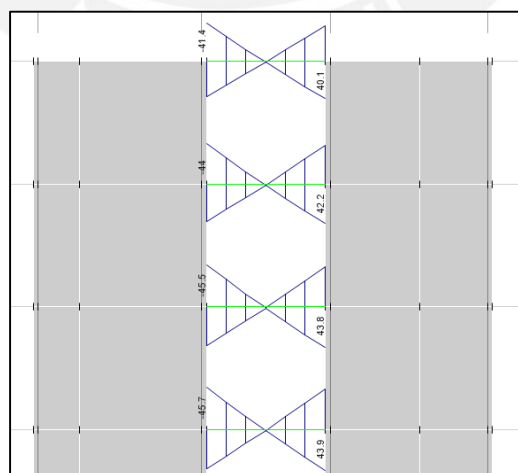
Se realiza el metrado de la viga típica V13 (0.35x0.55m) del pórtico del eje A, esta viga es sísmica debido a que se encuentra entre 2 principales placas. En la siguiente figura se muestra la ubicación de dicha viga.



**Figura 38. Ubicación de la viga sísmica V13**

### 8.8.2 Diseño por Flexión

A continuación, se muestran los resultados de la envolvente generado por el programa ETABS.



**Figura 39. Envolvente de momentos flectores la viga sísmica**

Asimismo, también se muestran los resultados de las combinaciones de las cargas de forma manual. Ello verifica que el análisis realizado por el programa computacional y por la hoja de cálculo es válido.

**Tabla 38. Combinación manual de la viga 13, tramo 1**

Tramo Izquierdo (ton.m)		Tramo Central (ton.m)		Tramo Derecho (ton.m)	
<b>CM</b>	-1.5	<b>CM</b>	1	<b>CM</b>	-1.5
<b>CV</b>	-0.5	<b>CV</b>	0.2	<b>CV</b>	-0.5
<b>SISMOX</b>	8.4	<b>SISMOX</b>	0	<b>SISMOX</b>	8.4
<b>SISMOY</b>	43.3	<b>SISMOY</b>	0	<b>SISMOY</b>	43.3

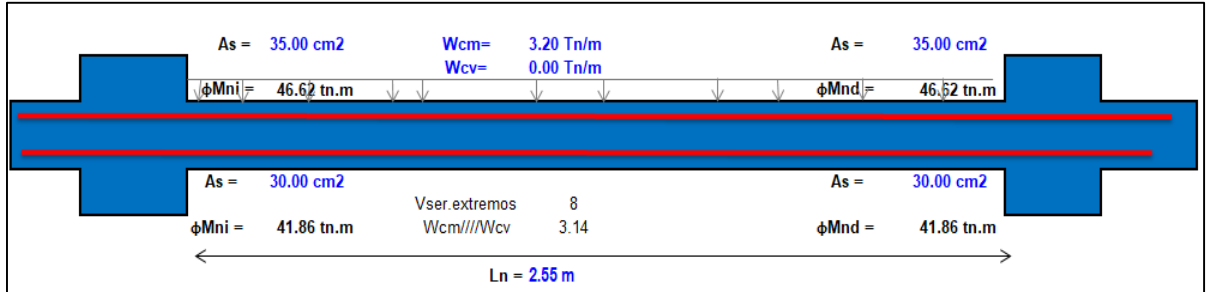
<b>MV</b>	-3.0	<b>MV</b>	1.7	<b>MV</b>	-3.0
<b>MSX(+)</b>	7.1	<b>MSX(+)</b>	0.9	<b>MSX(+)</b>	7.1
<b>MSX(-)</b>	-9.8	<b>MSX(-)</b>	0.9	<b>MSX(-)</b>	-9.8
<b>MVSX(+)</b>	5.9	<b>MVSX(+)</b>	1.5	<b>MVSX(+)</b>	5.9
<b>MVSX(-)</b>	-10.9	<b>MVSX(-)</b>	1.5	<b>MVSX(-)</b>	-10.9
<b>MSY(+)</b>	42.0	<b>MSY(+)</b>	0.9	<b>MSY(+)</b>	42.0
<b>MSY(-)</b>	-44.7	<b>MSY(-)</b>	0.9	<b>MSY(-)</b>	-44.7
<b>MVSY(+)</b>	40.8	<b>MVSY(+)</b>	1.5	<b>MVSY(+)</b>	40.8
<b>MVSY(-)</b>	-45.8	<b>MVSY(-)</b>	1.5	<b>MVSY(-)</b>	-45.8
<b>ENVOL(-)</b>	-45.8	<b>ENVOL(-)</b>	0.9	<b>ENVOL(-)</b>	-45.8
<b>ENVOL(+)</b>	42.0	<b>ENVOL(+)</b>	1.7	<b>ENVOL(+)</b>	42.0

**Tabla 39 Acero requerido y acero de refuerzo**

Acero total requerido		
<b>34.1 cm<sup>2</sup></b>	<b>0.5 cm<sup>2</sup></b>	<b>34.1 cm<sup>2</sup></b>
<b>30.1 cm<sup>2</sup></b>	<b>1.0 cm<sup>2</sup></b>	<b>30.1 cm<sup>2</sup></b>
As de refuerzo para acero corrido: <b>3Φ1"</b>		
<b>18.8 cm<sup>2</sup></b>	<b>-14.8 cm<sup>2</sup></b>	<b>18.8 cm<sup>2</sup></b>
<b>14.8 cm<sup>2</sup></b>	<b>-14.3 cm<sup>2</sup></b>	<b>14.8 cm<sup>2</sup></b>
As de refuerzo requerido		
<b>4Φ1"(Sup.)</b>	<b>No requiere</b>	<b>4Φ1"(Sup.)</b>
<b>3Φ1"(Inf.)</b>	<b>No requiere</b>	<b>3Φ1"(Inf.)</b>

### 8.8.3 Diseño por corte

#### Verificación por Capacidad



**Figura 40. Detalle de la viga a diseñar por capacidad**

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$W_u = 1.25 (3.20 + 0) \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}; L_n = 2.55\text{m}$$

Cortante para los momentos en sentido antihorario

$$V_{ui} = 43.65 \text{ ton}$$

Cortante para los momentos en sentido horario

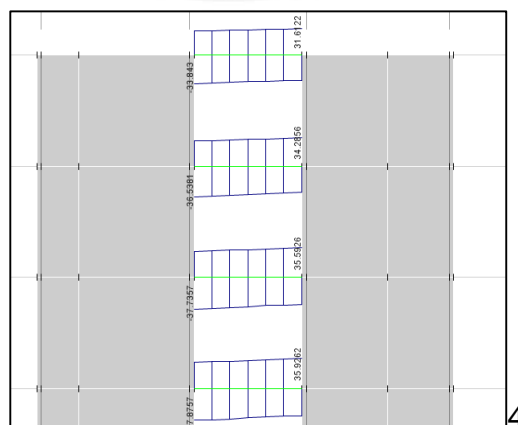
$$V_{ud} = 43.65 \text{ ton}$$

Capacidad máxima al corte en la viga:

$$\phi V_n = 53.29 \text{ ton}$$

**Cortante obtenida por amplificar el sismo por 2.5.**

A continuación, se muestra el diagrama de fuerza cortante en la sección a partir del modelo realizado en el programa computacional.



**Figura 41. Envolventes de las fuerzas cortantes en la viga para el sismo amplificado por 2.5.**

Del diagrama de fuerzas cortantes amplificadas por sismo se obtiene que la cortante a “d” de la cara  $V_u$  máximo=45 ton

Verificamos si es suficiente los estribos minimos colocados en la sección para satisfacer la condicion de diseño por capacidad. Para ello se elige la cortante menor entre los 2 resultados.

$V_u$  capacidad = 43.65 ton en ambos extremos

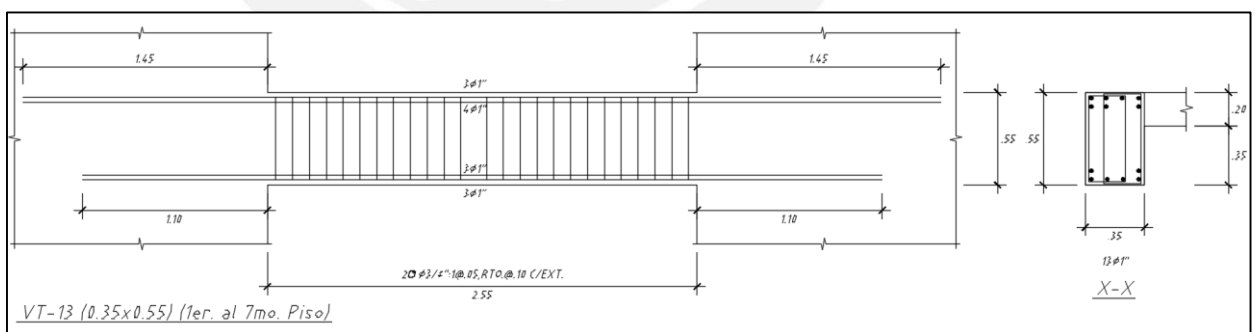
**Tabla 40 Capacidad cortante de los estribos**

As Estribo	1.42 cm <sup>2</sup>	$\phi V_{nmax} =$	53.29 ton	
# de estribos	S (cm)	$\phi V_s$ (ton)	$\phi V_c$ (ton)	$\phi V_n$ (ton)
1	5.00	95.30	10.74	106.04
10	10.00	47.65	10.74	58.39
resto	22.50	21.18	10.74	31.92

De la tabla anterior se verifica que los estribos en la zona de confinamiento satisface:

$$\phi V_n (58.39 \text{ ton}) > V_u (43.65 \text{ ton})$$

Por tanto se verifica la condicion de diseño por capacidad.



**Figura 42 Diseño estructural de la viga V13**

## **CAPITULO 9. DISEÑO DE COLUMNAS**

### **9.1 Generalidades**

Las columnas soportan cargas de sismo menores, es decir, su diseño depende principalmente de las cargas axiales. Esto se debe a que el edificio cuenta con diversas placas en ambas direcciones X-X e Y-Y, por tanto, estos serán los que reciben la mayor parte de las fuerzas provenientes del sismo.

El diseño de columnas contempla que las fuerzas axiales y momentos flectores actúan al mismo tiempo sobre el elemento (flexo-compresión o flexo-tracción).

Posteriormente, se diseña por corte y se determina el espaciamiento adecuado de los estribos para asegurar la falla dúctil.

El metrado de cargas se realiza teniendo definido la distribución de pesos en las losas aligeradas, macizas y vigas.

### **9.2 Diseño por Flexo-compresión**

La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar entre 1% y 6%. Cuando la cuantía es mayor a 4% se deben aplicar detalles constructivos de la armadura en la unión viga con columna.

Diagrama de interacción: Mediante un programa de cómputo se determina el diagrama de interacción de la sección de columna del piso respectivo con la distribución tentativa de área de acero longitudinal, para luego verificar que las cargas de las combinaciones últimas queden dentro de este diagrama en las direcciones de análisis.

### 9.3 Diseño por Corte

Este tipo de diseño contempla el aporte de concreto y acero de refuerzo para satisfacer la demanda de fuerza cortante en el elemento estructural.

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_{cx}} \left( 1 + \frac{Nu}{140 \times A_g} \right) (b)(d)$$

Dónde:

$\phi$  = Factor de reducción para corte = 0.85

$\frac{Nu}{A_g}$  Está expresado en kg/cm<sup>2</sup>, representa el esfuerzo en compresión de la sección

Luego se procedió a calcular el aporte del acero necesario para satisfacer la demanda, y con esto se calculó el espaciamiento al cual ira el refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$
$$s = \frac{A_v(f_y)d}{V_s}$$

La norma peruana E.060 indica la distribución mínima de estribos para columnas de sistemas estructurales de muros de concreto armado o dual tipo I. En ambos extremos de la columna deben disponerse estribos cerrados de confinamiento a una separación  $S_o$  en una longitud  $L_o$  medida desde la cara del nudo.

- El espaciamiento máximo del primer estribo es 10 cm.
- Estribo mínimo correspondiente a barras de 5/8" es de 8 mm.
- Estribo mínimo correspondiente a barras de 1" es de 3/8".
- Estribo mínimo correspondiente a barras mayores de 1" es de 1/2".

El espaciamiento  $S_o$  no debe exceder al menor de:

- 10 cm
- $d/4$ . ("d", peralte efectivo)
- $B_{mín}/2$ , ("Bmín" es la menor dimensión de la sección transversal).

La longitud  $L_o$  no debe ser menor que el mayor valor entre:

- 50cm
- $h/6$ ; ( $h$ , altura de entrepiso).
- $B$  máx.; (“ $B$  máx”, La mayor dimensión de la sección transversal del elemento).

Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:

- 30 cm
- $16d_{bl}$  (“ $d_{bl}$ ”, diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro).
- $48d_b$  (“ $d_b$ ”, diámetro del estribo).
- $B$  mín.; (“ $B$  mín”, menor de las dimensiones de la columna).

#### 9.4 Diseño por Capacidad

Las columnas se diseñarán por capacidad, esto con la finalidad de garantizar que el elemento falle por flexión (falla dúctil) antes que por corte (falla frágil). Por lo que se proporciona una resistencia necesaria para garantizar dicho comportamiento mediante la siguiente fuerza:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{h_n}$$

Los estribos se colocarán en la viga para resistir los esfuerzos de corte producidos en el elemento y para su armado (sostendrán los fierros longitudinales).

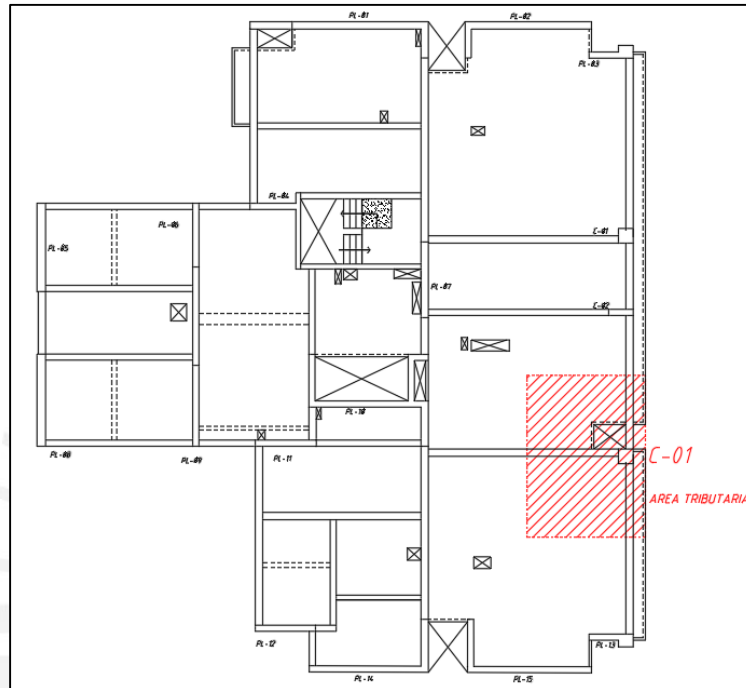
En el mismo artículo la norma de otra alternativa, la cual consiste en amplificar los valores del sismo 2.5 veces:

$$1.25 (CM + CV) \pm 2.5CS$$

$$0.9 CM \pm 2.5CS$$

## 9.5 Ejemplo de Diseño

Se toma como ejemplo el diseño de la columna C-01 (60 x 60 cm<sup>2</sup>). En la siguiente figura se muestra su ubicación y su área tributaria.



**Figura 43. Ubicación de la columna a diseñar**

### 9.5.1 Metrado de cargas

**Tabla 41 Metrado de cargas**

	factor ton/m <sup>2</sup>	Área(m <sup>2</sup> )	CV(ton)	CV(ton)	CM(ton)	CM(ton)
				Acumulada		Acumulada
T1	1.20	29.9	6.0	41.9	34.4	240.7
T2	1.20	29.9	6.0	35.9	34.4	206.3
T3	1.20	29.9	6.0	29.9	34.4	171.9
T4	1.20	29.9	6.0	23.9	34.4	137.5
T5	1.20	29.9	6.0	17.9	34.4	103.2
T6	1.20	29.9	6.0	12.0	34.4	68.8
T7	1.20	29.9	6.0	6.0	34.4	34.4



**Tabla 42 Verificación de área requerida**

Ps(ton)	Pu(ton)	Área(cm <sup>2</sup> )	B(cm)	H(cm)	Área(cm)	¿Se cumple?
		requerida			colocada	
282.6	408.1	<b>2990</b>	60	60	3600	OK
242.2	349.8	<b>2563</b>	60	60	3600	OK
201.8	291.5	<b>2136</b>	60	60	3600	OK
161.5	233.2	<b>1709</b>	60	60	3600	OK
121.1	174.9	<b>1281</b>	60	60	3600	OK
80.7	116.6	<b>854</b>	60	60	3600	OK
40.4	58.3	<b>427</b>	60	60	3600	OK

**Tabla 43 Verificación de esbeltez**

$\Phi P_{cr} = \frac{E I_{ef}}{(\pi/Kh)^2}$	Pu (ton)	E (ton/m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Altura acumulada (m)
T1	408.1	2173707	<b>2.65</b>	<b>18.55</b>
T2	349.8	2173707	<b>2.65</b>	<b>15.90</b>
T3	291.5	2173707	<b>2.65</b>	<b>13.25</b>
T4	233.2	2173707	<b>2.65</b>	<b>10.60</b>
T5	174.9	2173707	<b>2.65</b>	<b>7.95</b>
T6	116.6	2173707	<b>2.65</b>	<b>5.30</b>
T7	58.3	2173707	<b>2.65</b>	<b>2.65</b>

$(1 + \beta d) / 0.4$	E I <sub>ef</sub> (ton.m)	$\Phi P_{cr}$ (ton)	$\delta$	$\delta P_{cr}/P_u > 1.6$
4.56	5144	5060.3	0.44	12.40
4.56	5144	5060.3	0.43	14.46
4.56	5144	5060.3	0.42	17.36
4.56	5144	5060.3	0.42	21.70
4.56	5144	5060.3	0.41	28.93
4.56	5144	5060.3	0.41	43.39
4.56	5144	5060.3	0.40	86.79

### 9.5.2 Diseño por Flexo-compresión

Los valores correspondientes a las cinco combinaciones inferiores y top de diseño de las cargas en la dirección X-X e Y-Y de esta columna fueron:

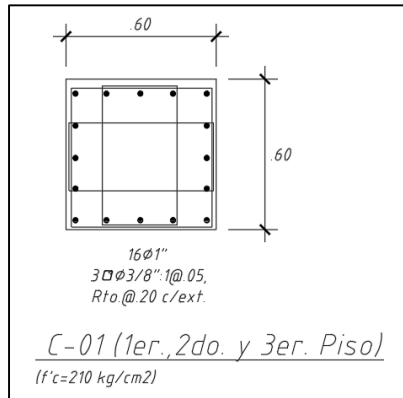
**Tabla 44. Cargas en la columna C-01**

Nivel	Carga	Loc.	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
T1	DEAD	Inferior	-295.1	7.6	2.0	2.4	8.2
T1	LIVE	Inferior	-51.5	1.5	0.4	0.5	1.6
T1	RX Max	Inferior	5.4	0.9	0.4	1.2	5.3
T1	RY Max	Inferior	32.7	0.2	5.8	23.4	2.4
T1	DEAD	Superior	-292.1	7.6	2.0	-4.6	-18.5
T1	LIVE	Superior	-51.5	1.5	0.4	-0.9	-3.6
T1	RX Max	Superior	5.4	0.9	0.4	0.3	2.3
T1	RY Max	Superior	32.7	0.2	5.8	3.8	1.8

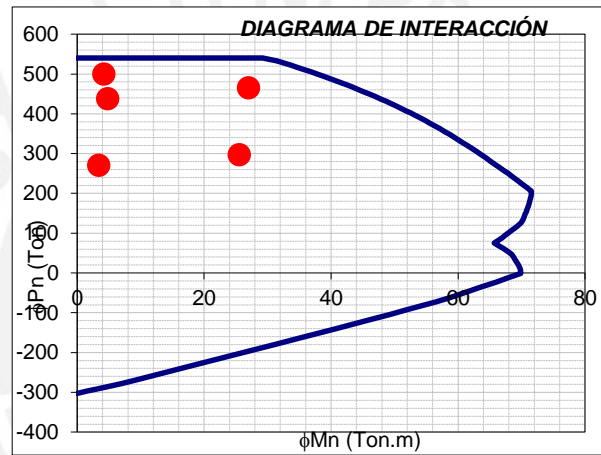
**Tabla 45. Combinaciones de cargas**

COMBOS	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
0.9CM+RX	-260.2	7.8	2.2	3.4	12.7
0.9CM-RX	-271.0	6.0	1.4	0.9	2.1
0.9CM+RY	-232.9	7.1	7.6	25.5	9.8
0.9CM-RY	-298.3	6.6	-4.0	-21.2	5.0
1.25(CM+CV)+RX	-427.8	12.3	3.4	4.8	17.5
1.25(CM+CV)-RX	-438.6	10.5	2.6	2.4	6.9
1.25(CM+CV)+RY	-400.6	11.6	8.8	27.0	14.7
1.25(CM+CV)-RY	-465.9	11.1	-2.8	-19.8	9.8
1.4CM+1.7CV	-500.6	13.2	3.5	4.2	14.2

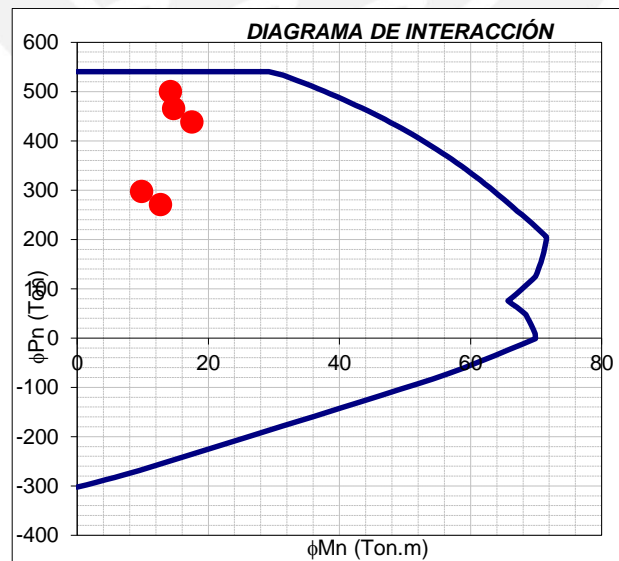
La figura muestra al acero de refuerzo para la columna:



**Figura 44. Acero de Refuerzo longitudinal de la columna desarrollada**



**Figura 45. Diagrama de interacción de la columna en la dirección 3-3**



**Figura 46. Diagrama de interacción de la columna en la dirección 2-2**

Se observa que los puntos obtenidos por medio de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción; por tanto, sabemos que la resistencia a flexo-compresión de la columna, con el acero colocado, satisface las solicitaciones indicadas.

### 9.5.3 Diseño por Corte

Se determina la capacidad de resistencia del concreto a la fuerza cortante  $V_c$  para compararlo con la cortante actuante  $V_u$ , donde  $V_s = V_u - V_c$ .

Esta capacidad depende  $P_u$ , por tanto, utilizaremos la siguiente formula.

$$V_c = .53\sqrt{210} \left( 1 + \frac{(P_u)(9.81)}{140A_g} \right) bw(d)$$

**Tabla 46. Verificación de diseño por cortante**

	Pu (ton)	Vu (ton)	Vc (ton)	¿Requiere refuerzo?
0.9CM+RX	257.5	7.8	37.4	No requiere
0.9CM-RX	268.3	6.0	37.9	No requiere
0.9CM+RY	230.2	7.6	36.0	No requiere
0.9CM-RY	295.5	6.6	39.2	No requiere
1.25(CM+CV)+RX	424.0	12.3	45.4	No requiere
1.25(CM+CV)-RX	434.9	10.5	45.9	No requiere
1.25(CM+CV)+RY	396.8	11.6	44.1	No requiere
1.25(CM+CV)-RY	462.1	11.1	47.3	No requiere
1.4CM+1.7CV	496.4	13.2	48.9	No requiere

Ya que no se requiere refuerzo, se utilizará la cantidad mínima necesaria para el montaje.

La distribución del refuerzo transversal seleccionado fue:  
3 Estribos Ø3/8" @ 0.20 m

### 9.5.4 Diseño por Capacidad

Para el diseño por capacidad se debe analizar 2 casos:

**Tabla 47 Combinaciones de carga y separación de cargas para el caso 1**

	Pu (ton)	Ms=Mni (ton.m)	Hm (m)	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S (cm)
0.9CM+RX	257.5	93.0	2.7	70.2	37.4	32.8	29.4
0.9CM-RX	268.3	93.0	2.7	70.2	37.9	32.3	29.9
0.9CM+RY	230.2	93.0	2.7	70.2	36.0	34.2	28.3
0.9CM-RY	295.5	90.0	2.7	67.9	39.2	28.7	33.6
1.25(CM+CV)+RX	424.0	73.0	2.7	55.1	45.4	9.7	99.9
1.25(CM+CV)-RX	434.9	73.0	2.7	55.1	45.9	9.1	105.6
1.25(CM+CV)+RY	396.8	80.0	2.7	60.4	44.1	16.3	59.4
1.25(CM+CV)-RY	462.1	70.0	2.7	52.8	47.3	5.6	173.7

Del cuadro anterior se observa, que mínimo se debe utilizar estribos de 29 cm. Por lo tanto, predomina distribución mínima de estribos exigida por la norma.

**Tabla 48 Combinaciones de carga para el caso 2**

Combinaciones	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
0.9CM+2.5RX	-252.1	9.2	2.8	5.2	20.7
0.9CM-2.5RX	-279.1	4.6	0.8	-0.9	-5.9
0.9CM+2.5RY	-183.9	7.5	16.4	60.6	13.5
0.9CM-2.5RY	-347.3	6.3	-12.8	-56.3	1.3
1.25(CM+CV)+2.5RX	-419.7	13.7	4.0	6.7	25.5
1.25(CM+CV)-2.5RX	-446.7	9.1	2.0	0.5	-1.0
1.25(CM+CV)+2.5RY	-351.6	12.0	17.6	62.1	18.3
1.25(CM+CV)-2.5RY	-514.9	10.8	-11.6	-54.9	6.2
1.4CM+1.7CV	-500.6	13.2	3.5	4.2	14.2

Asimismo, se determina el  $V_s$  para calcular el estribo mínimo.

**Tabla 49 Verificación de diseño por cortante**

	Pu (ton)	Vu (ton)	Vc (ton)	¿Requiere refuerzo?
0.9CM+RX	252.1	9.2	37.1	No requiere
0.9CM-RX	279.1	4.6	38.4	No requiere
0.9CM+RY	183.9	16.4	33.8	No requiere
0.9CM-RY	347.3	6.3	41.7	No requiere
1.25(CM+CV)+RX	419.7	13.7	45.2	No requiere
1.25(CM+CV)-RX	446.7	9.1	46.5	No requiere
1.25(CM+CV)+RY	351.6	17.6	41.9	No requiere
1.25(CM+CV)-RY	514.9	10.8	49.8	No requiere
1.4CM+1.7CV	500.6	13.2	49.1	No requiere

De la tabla anterior se concluye que se debe utilizar el estribo mínimo exigido en la norma, solo para las condiciones de montaje.

## **CAPITULO 10. DISEÑO DE PLACAS DE CONCRETO ARMADO**

### **10.1 Definición**

Para el diseño de placas se considera la aplicación al mismo tiempo de las fuerzas axiales y por flexo-compresión (o flexo-tracción).

Adicionalmente a este diseño por flexo-compresión, se diseña por fuerza cortante, esto último para asegurar la falla dúctil antes que la frágil o de corte. Finalmente, se debe verificar el diseño por capacidad.

### **10.2 Procedimiento general**

1. Las placas de la estructura serán diseñadas considerando el efecto superpuesto de la carga axial (pueden ser cargas de compresión o tracción) y momento flector (gravedad y sismo).
2. Se realiza un metrado manual para verificar dos temas importantes. Por un lado, verificar el área requerida para la sección de la placa por cargas de gravedad. Por otro lado, constatar las cargas obtenidos del programa computacional ETABS.
3. Se verifica, a partir del metrado manual, que se cumpla con los requisitos de pandeo exigido en la norma.
4. Para el diseño por flexo compresión o flexo tracción se generan las combinaciones últimas a partir de las cargas axiales y momentos flectores por cada estado de carga.
5. Mediante el programa computacional Etabs se determina el diagrama de interacción de la sección de placa del piso respectivo con la distribución tentativa de área de acero longitudinal, para luego verificar que las cargas de las combinaciones últimas queden dentro de este diagrama en las direcciones de análisis.
6. Los núcleos confinados de la placa determinados en el diseño de flexo compresión deberán cumplir los mismos requisitos de cuantía de una columna.
7. Finalmente, para determinar el área de acero distribuido tanto horizontal como vertical en caso la malla la norma exige cuantías mínimas en base a la norma.

### 10.3 Diseño por Flexo-compresión

En el diseño por resistencia se debe lograr que las placas resistan esfuerzos por flexo compresión o tracción y fuerzas cortantes, para ello se coloca una concentración de refuerzos (acero) importante en sus extremos, llamados también núcleos reforzados. En dichos núcleos reforzados se colocan los aceros verticales acompañados de estribos. Fuera de la zona de los núcleos, se coloca acero mínimo de acuerdo a:

Para el refuerzo Horizontal:

Si:

$$Vu \geq \frac{1}{2} \phi Vc \rightarrow \rho h = 0.0025$$

$$Vu \leq \frac{1}{2} \phi Vc \rightarrow \rho h = 0.0020$$

Para el refuerzo Vertical:

Si:

$$Vu \geq \frac{1}{2} \phi Vc \rightarrow \rho v = 0.0020$$

$$Vu \leq \frac{1}{2} \phi Vc \rightarrow \rho h = 0.0015$$

$$\rho v \geq 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho h - 0.0025)$$

Además, restringe el espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal a una distancia menor que:

- $L/5$  ("L" es la longitud de la placa)
- $3t$  ("t" es el espesor de la placa)
- 45 cm



Luego de definir el refuerzo inicial a colocar en la columna se procede a obtener un diagrama de interacción para cada placa. Posteriormente, en el diagrama de interacción se ubicó las combinaciones de cargas últimas y se verificó que las combinaciones críticas se encuentren dentro del diagrama, de ésta forma se comprobó si la placa con el acero colocado es capaz de resistir las sollicitaciones últimas.

#### 10.4 Diseño por Corte

En primer lugar, se determina la cortante máxima  $V_u$  a partir de las combinaciones de carga.

Luego, se determina la resistencia del concreto  $\phi V_c$  para la sección transversal de la placa según sea el caso.

Resistencia del concreto para placas sometidas únicamente a cortante y flexión. Esto se realiza cuando no existe flexocompresión, para ello se debe calcular que la compresión no sea mayor a  $0.1 (A_g) (f'_c)$ .

$$\phi V_c = \phi (\alpha_c) \sqrt{f'_c} (b_w)(d)$$

Resistencia del concreto para placas sometidas a flexo-compresión. Esto se realiza cuando la compresión es mayor a  $0.1 (A_g) f'_c$ . Este caso Influye incrementando la capacidad de resistencia al corte.

$$\phi V_c = \phi (0.17) \sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{Nu}{140A_g} \right) b_w(d)$$

Resistencia del concreto para placas sometidas a flexo-tracción. Para muros acoplados, es común que se generen tracciones en los muros de concreto armado, esto conlleva a utilizar otras fórmulas para calcular su capacidad de corte, la cual se ve afectado en una reducción.

$$\phi V_c = \phi (0.17) \sqrt{f'_c} \left( 1 - \frac{Nu}{35A_g} \right) b_w(d)$$

Donde

$$\alpha_c = 0.80 \text{ Cuando } \frac{hm}{lm} < 1.5$$

$$0.53 < \alpha_c < 0.80. \text{ Cuando } 1.5 < \frac{hm}{lm} < 2$$

$$\alpha_c = 0.53. \text{ Cuando } \frac{hm}{lm} > 2$$

$lm$  = longitud total del muro

$hm$  = altura total del muro

$t$  = espesor de la placa

$$d = 0.8 \text{ } lm$$

Posteriormente, se calcula la cuantía horizontal el cual deberá ser mayor al mínimo.

$$\rho_{sh} = A_{sh} / 100. s. t$$

$$\rho_{sh} = \frac{V_s}{100. f_y. t. d}$$

Donde:

$$\text{Área de acero horizontal: } A_{sh} = s. \frac{V_s}{f_y. d}$$

$$\text{Resistencia del acero horizontal: } V_s = V_u / \phi - V_c$$

Finalmente, se determina la cuantía vertical el cual deberá ser mayor al mínimo, por ende, se podrá calcular la malla de acero vertical de la placa.

$$\rho_{sv} = 0.0025 + 0.5(2.5 - hm / lm)(\rho_{sh} - 0.0025)$$

Además, la Norma E.060 da una expresión que limita la sección de concreto armado para muros

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} A_c$$

## 10.5 Diseño por Capacidad

La fuerza de diseño de corte ( $V_u$ ) se calculó mediante el producto de la fuerza hallada en el análisis ( $V_{ua}$ ) por el cociente del momento nominal obtenido con el refuerzo realmente colocado ( $M_{ur}$ ) y el momento último proveniente del análisis ( $M_{ua}$ ):

$$V_u = \frac{M_{ur}}{M_{ua}} V_{ua}$$

Donde:

$M_{ur}$ : Momento Nominal obtenido con el refuerzo colocado

$M_{ua}$ : Momento último actuante proveniente del análisis estructural

$V_{ua}$ : Fuerza cortante hallada en el análisis

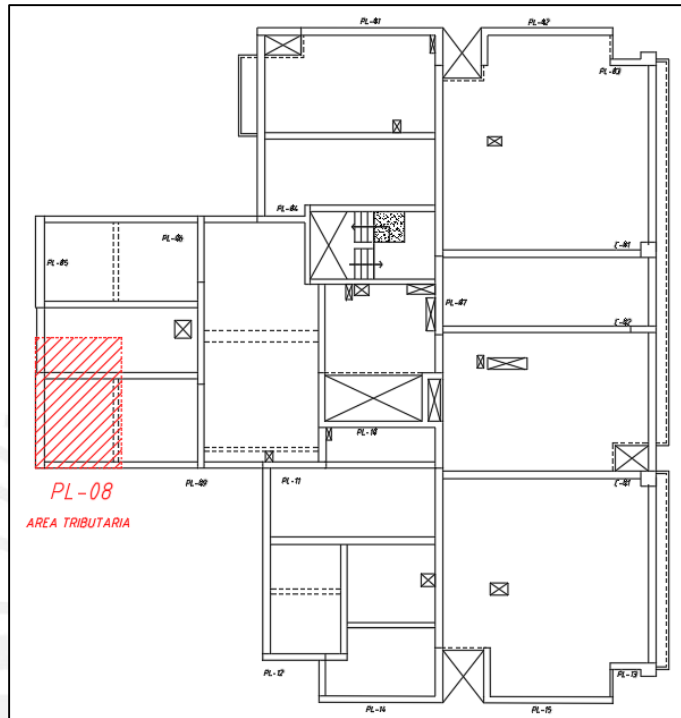
Lo que esta expresión trata es evitar que la falla se origine por corte antes que falle por flexocompresión.

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

## 10.6 Ejemplo de Diseño

Se toma como ejemplo el diseño Placa PL-8. En la siguiente figura se muestra su ubicación y su área tributaria.



**Figura 47. Ubicación de la placa a diseñar**

### 10.6.1 Metrado de cargas

**Tabla 50 Metrado de cargas de la placa PL-8**

	factor	Área (m <sup>2</sup> )	CV (ton)	CV (ton)	CM (ton)	CM (ton)
				Acumulada		Acumulada
T1	1.20	17.9	3.6	25.1	20.6	144.1
T2	1.20	17.9	3.6	21.5	20.6	123.5
T3	1.20	17.9	3.6	17.9	20.6	102.9
T4	1.20	17.9	3.6	14.3	20.6	82.3
T5	1.20	17.9	3.6	10.7	20.6	61.8
T6	1.20	17.9	3.6	7.2	20.6	41.2
T7	1.20	17.9	3.6	3.6	20.6	20.6

**Tabla 51 Verificación del área requerido y área colocada**

Ps (ton)	Pu (ton)	Área (cm <sup>2</sup> )	Ty (cm)	Ly (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )
		Requerida			Colocada
169.2	244.3	1790	35	375	13125
145.0	209.4	1534	35	375	13125
120.8	174.5	1279	35	375	13125
96.7	139.6	1023	35	375	13125
72.5	104.7	767	35	375	13125
48.3	69.8	511	35	375	13125
24.2	34.9	256	35	375	13125

**10.6.2 Verificación por Pandeo**

$$\phi P_{nw} = 0.55\phi f'cAg \left[ 1 - \left( \frac{Kh}{32t} \right)^2 \right]$$

**Tabla 52 Verificación por pandeo en la placa PL-8**

	Pu (ton)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	E (ton/m <sup>2</sup> )	Altura (m)
T1	244.3	210	2173707	2.65
T2	209.4	210	2173707	2.65
T3	174.5	210	2173707	2.65
T4	139.6	210	2173707	2.65
T5	104.7	210	2173707	2.65
T6	69.8	210	2173707	2.65
T7	34.9	210	2173707	2.65

t (m)	AG (m <sup>2</sup> )	K	ΦPcr (ton)	ΦPcr/Pu>1.6
<b>0.35</b>	1.31	1	1001.7	4.10
<b>0.35</b>	1.31	1	1001.7	4.78
<b>0.35</b>	1.31	1	1001.7	5.74
<b>0.35</b>	1.31	1	1001.7	7.17
<b>0.35</b>	1.31	1	1001.7	9.57
<b>0.35</b>	1.31	1	1001.7	14.35
<b>0.35</b>	1.31	1	1001.7	28.70

### 10.6.3 Diseño por Flexo-compresión

Los valores correspondientes a las cinco combinaciones inferior y superior de diseño de las cargas en la dirección X e Y de esta columna fueron:

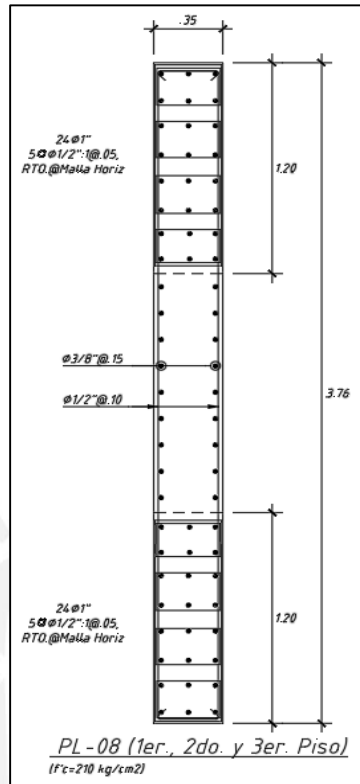
**Tabla 53. Cargas en la placa PL-08**

Nivel	Carga	Ubicación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
T1	CM	Inferior	-165.1	-2.2	0.0	0.2	-8.3
T1	CV	Inferior	-21.0	-0.4	0.0	0.1	-2.7
T1	RX	Inferior	48.8	35.1	1.1	6.6	315.2
T1	RY	Inferior	207.8	149.8	0.3	2.2	1385.2
T1	CM	Superior	-154.1	-2.2	0.0	0.2	-0.6
T1	CV	Superior	-21.0	-0.4	0.0	0.1	-1.2
T1	RX	Superior	48.8	35.1	1.1	2.8	195.2
T1	RY	Superior	207.8	149.8	0.3	1.2	884.8

**Tabla 54. Combinaciones de cargas**

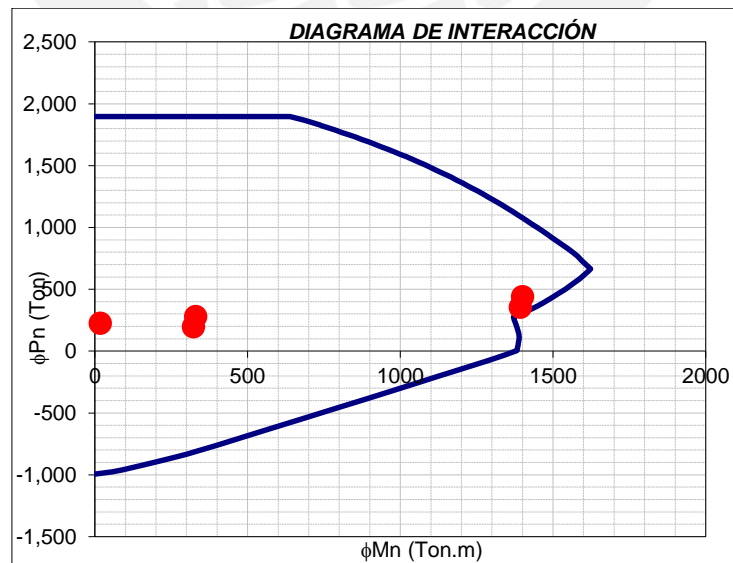
COMBOS	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
0.9CM+RX	-99.8	33.1	1.1	6.8	307.7
0.9CM-RX	-197.4	-37.0	-1.1	-6.4	-322.7
0.9CM+RY	59.1	147.8	0.3	2.3	1377.7
0.9CM-RY	-356.4	-151.8	-0.3	-2.0	-1392.7
1.25(CM+CV)+RX	-183.8	31.8	1.1	6.9	301.4
1.25(CM+CV)-RX	-281.4	-38.3	-1.1	-6.3	-329.0
1.25(CM+CV)+RY	-24.9	146.5	0.3	2.5	1371.4
1.25(CM+CV)-RY	-440.4	-153.1	-0.3	-1.9	-1399.0
1.4CM+1.7CV	-266.9	-3.8	0.0	0.4	-16.3

La figura muestra al acero de refuerzo para la placa PL-08:

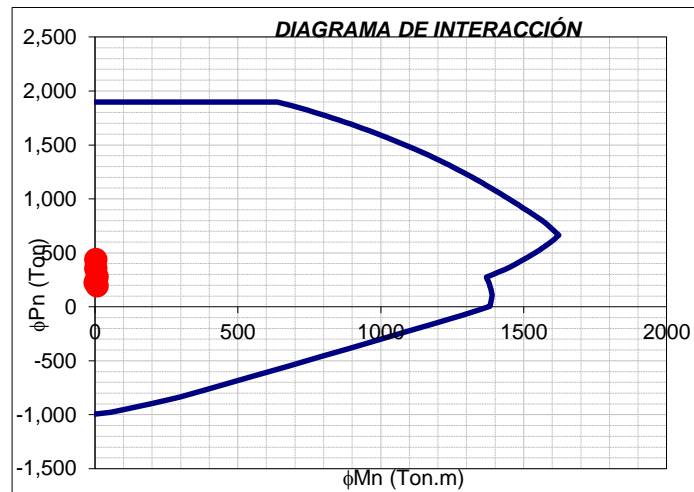


**Figura 48. Acero de Refuerzo longitudinal de la placa desarrollada**

A continuación, se muestra el diagrama de interacción en la dirección 2-2 y 3-3, superpuestas con las cargas de las tablas anteriores.



**Figura 49. Diagrama de interacción de la placa en la dirección 2-2**



**Figura 50. Diagrama de interacción de la placa en la dirección 3-3**

Se observa que los puntos obtenidos por medio de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción; por tanto, sabemos que la resistencia a flexo-compresión de la columna, con el acero colocado, satisface las solicitaciones indicadas.

#### 10.6.4 Diseño por Corte

El aporte de la resistencia al corte del concreto, según lo estipula la norma E.060:

$$\phi V_c = \phi (0.17) \sqrt{f'_c} \left( 1 - \frac{Nu}{35Ag} \right) bw(d)$$

Para la esta placa, se obtiene:

$$\phi V_c = 66.13 \text{ ton}$$

Por otro lado, se obtiene la cortante máxima del análisis:

$$Vu = 153.0 \text{ ton}$$

Asimismo:

$$\phi V_s = 86.87 \text{ ton}$$

$$Vs = 102.20 \text{ ton}$$

Determinamos el espaciamiento para el acero horizontal, será:

$$\rho_{sh} = \frac{Vs (1000)}{fy.t.d}$$

$$\rho_{sh} = \frac{102.20(1000)}{4200(35) 0.8 (376)}$$

$$\rho_{sh} = 0.00231$$

$$\rho_{sh} < \rho_{sh \text{ minimo}} = 0.025$$



Debido a que la cuantía horizontal es menor a la cuantía mínima, entonces se procede a colocar el acero horizontal con cuantía 0.0025 ya que  $V_u > \phi V_c$

En este caso, para el acero horizontal  $\phi 3/8$ "

$$s = \frac{2 (0.71)}{100(0.35)0.0025} = 16.23 \text{ cm}$$

Por tanto, la distribución mínima es de acero de doble malla  $\phi 3/8$ " @ .15 m

Se verifica que:

$$\phi V_n > V_u$$

### 10.6.5 Diseño por Capacidad

Determinamos la fuerza de diseño de corte ( $V_u$ )

$$V_u = \frac{M_{ur}}{M_{ua}} V_{ua}$$

Para esta placa en la combinación crítica por corte se tiene que:

$$V_{ua} = 153 \text{ ton}$$

$$M_{ua} = 1400 \text{ ton.m}$$

$$M_{ur} = 2857.1 \text{ ton.m}$$

Entonces, el cortante de diseño por capacidad es:

$$V_u = 312.2 \text{ ton.}$$

El aporte de la resistencia al corte del concreto, según lo estipula la norma E.060:

$$\phi V_c = \phi (0.17) \sqrt{f'_c} \left( 1 - \frac{N_u}{35A_g} \right) b_w(d)$$

Para la esta placa, se obtiene:

$$\phi V_c = 66.13 \text{ ton}$$

Por otro lado, se obtiene la cortante máxima por capacidad:

$$V_u = 312.2 \text{ ton}$$

Asimismo:

$$\phi V_s = 246.07 \text{ ton}$$

$$V_s = 289.49 \text{ ton}$$

Determinamos el espaciamiento para el acero horizontal, será:

$$\rho_{sh} = \frac{V_s (1000)}{f_y . t . d}$$

$$\rho_{sh} = \frac{289.49 (1000)}{4200 (0.35)0.8(376)}$$

$$\rho_{sh} = 0.00655$$

$$\rho_{sh} > \rho_{sh \text{ minimo}}$$

En este caso, para el acero horizontal  $\phi 1/2''$

$$s = \frac{2 (1.29)}{100(0.35)0.00655} = 11.25 \text{ cm}$$

Por tanto, la distribución mínima debería ser de acero de doble malla  $\phi 1/2'' @ .10 \text{ m}$

Se verifica que:  $\phi Vn > Vu$

### Cuantía vertical.

A partir del acero requerido para la malla horizontal, se procede a calcular el acero vertical.

$$\rho_{sh} = \frac{2 (Ash)}{(t)(s)(100)}$$

$$\rho_{sh} = \frac{2 (1.29)}{(0.35)(10)(100)} = 0.0073$$

Cuantía vertical:

$$\rho_{sv} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hm}{lm})(\rho_{sh} - 0.0025)$$

$$\rho_{sv} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{18550}{367})(0.0073 - 0.0025)$$

$$\rho_{sv} = -0.0033$$

Debido a que la cuantía vertical es menor a la cuantía mínima, entonces se procede a colocar el acero horizontal con cuantía 0.0025 ya que  $Vu > \phi Vc$

En este caso, para el acero vertical  $\phi 3/8''$

$$s = \frac{2 (0.71)}{100(0.35)0.0025} = 16.23 \text{ cm}$$

Por tanto, la distribución mínima debería ser de acero de doble malla:  $\phi 3/8'' @ .15 \text{ m}$ .

### 10.6.6 Elementos de borde

En primer lugar, determinamos el C límite.

Longitud de la placa: 3.76 m

Altura de la placa: 19 m

Espesor de la placa: 0.35 m

$$\delta u = (\text{Desplazamiento inelástico})(0.85)(R) = (0.026)(0.85)(4.5) = 0.1m$$

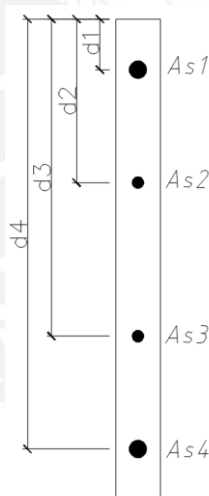
$$\delta u/hm = 0.00526$$

$$\delta u/hm \text{ min} = 0.005$$

$$C \text{ limite} = 3.76/((600)(0.00526)) = 0.119$$

Luego, determinamos el “C” asociado a las cargas ultimas de tracción y compresión. Para ello, se requiere del área de acero y sus posiciones respectivas en la placa, asimismo las propiedades de la placa.

$P_u=440$  ton (compresión) y  $T_u=-60$  ton (tracción)



**Figura 51 Distribución de acero para el cálculo de la longitud “c” del bloque de compresiones.**

**Tabla 55 Acero colocado para cada posición**

Área de acero (en cm <sup>2</sup> )		
1	As1	120.0
2	As	12.9
3	As	10.3
4	As2	120.0

### C asociado a P=440 ton

Se realiza la ecuación de equilibrio  $C_c = 440$  ton y de un proceso iterativo se halló un valor de "c" igual a 121.81 cm, este valor es mayor a "c limite" por lo que se requiere colocar bordes confinados. La iteración parte de asumir  $\alpha = -2.54$

**Tabla 56 Propiedades de la sección de la placa**

b (cm)	35
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
B1	0.85
H (cm)	376
d (cm)	338.4
alpha	-2.54
ey	0.0021
E (kg/cm <sup>2</sup> )	2000000
CP (cm)	188

**Tabla 57 Verificación de confinamiento**

acero	di	esi	fsi	fsi real	Fuerza	brazo	Momento
As1	60.00	0.0015	3044.7	3044.7	365361.7	128.0	46766297.9
As	160.00	-0.0009	-1880.9	-1880.9	-24263.0	28.0	-679363.4
As	226.00	-0.0026	-5131.7	-4200.0	-43344.0	-38.0	1647072.0
As2	317.00	-0.0048	-9613.9	-4200.0	-504000.0	-129.0	65016000.0
				Cc	646879.4	136.2	88123692.5
Resistencia Total					440.63		2008.74

Posteriormente, se debe calcular la longitud de confinamiento, como el máximo valor entre

$$C-H = 121.81 - 376/10 = 84.21 \text{ cm (Máximo)}$$

$$C/2 = 121.81/2 = 60.91 \text{ cm}$$

Por tanto, la longitud mínima por condiciones de borde es 84.21 cm.

Sin embargo, debido a las solicitaciones por flexocompresión se requiere una longitud de 120cm.

### C asociado a T= -60 ton

Por otro lado, también se realiza la ecuación de equilibrio  $C_c = -60$  ton y de un proceso iterativo se halló un valor de "c" igual a 74.97 cm, este valor es menor al "c limite" por lo que no se requiere colocar bordes confinados.

## CAPITULO 11. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

### 11.1 Definición

Las cimentaciones transmiten las cargas y momentos de la edificación hacia el suelo. Estas no deben exceder la capacidad portante del suelo y evitar que se produzcan asentamientos diferenciales.

Las zapatas se dimensionan utilizando las cargas, tanto de gravedad como de sismo (ambas sin amplificar), y se verifica que dichas cargas no excedan el esfuerzo admisible del suelo ( $4 \text{ kg/cm}^2$ ). También se realizan verificaciones por punzonamiento y corte.

### 11.2 Predimensionamiento del área.

Se consideraron las cargas axiales y momentos, los cuales provienen del análisis de los elementos estructurales verticales, dichas cargas estarán en servicio y se verificará que los esfuerzos en la zapata no sobrepasen al esfuerzo admisible del suelo.

Para zapatas rectangulares se hará un dimensionamiento preliminar:

$$\text{Area requerida} = \frac{P_{Total}}{\sigma_{adm}} = \frac{P_{PZ} + P_D + P_L}{\sigma_{adm}}$$

Donde:

$P_{PZ}$ : Peso Propio de zapata = 10% ( $P_D + P_L$ )

$P_D$ : Peso por carga muerta

$P_L$ : Peso por carga viva

### 11.3 Verificación por esfuerzos.

#### 11.3.1 Verificación por esfuerzos sin sismo.

El paso siguiente al predimensionamiento es el de calcular los esfuerzos “ $\sigma$ ”, los cuales no incluyen cargas por sismo y se calculan de la siguiente manera:

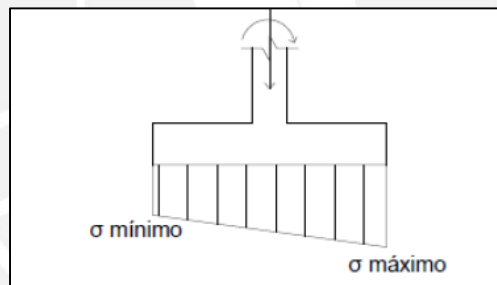
$$\sigma_x = \frac{P_D + P_L + P_{Pz}}{L_x L_y} \pm \frac{6(M_{Dy} + M_{Ly})}{L_y (L_x)^2} \pm \frac{6(M_{Dx} + M_{Lx})}{L_x (L_y)^2}$$
$$\sigma_y = \frac{P_D + P_L + P_{Pz}}{L_x L_y} \pm \frac{6(M_{Dx} + M_{Lx})}{L_x (L_y)^2} \pm \frac{6(M_{Dy} + M_{Ly})}{L_y (L_x)^2}$$

Donde:

$L_y$ : Ancho de zapata (dirección Y)

$L_x$ : Largo de zapata (dirección X)

$M_{Dx}, M_{Dy}, M_{Lx}, M_{Ly}$ : Momentos sin carga de sismo producidos alrededor de la dirección X e Y respectivamente



**Figura 52. Distribuci\u00f3n de esfuerzos en la zapata.**

Si  $\sigma_{x,y}$  es mayor que el admisible se aumentar\u00e1n las dimensiones de la zapata.

#### 11.3.2 Verificaci\u00f3n por esfuerzos con sismo.

Se verifica que los esfuerzos sobre el terreno mediante cargas de gravedad y sismo, para las direcciones de an\u00e1lisis sean menores que el esfuerzo admisible del suelo.

$$\sigma_x = \frac{P_D + P_L + P_{Pz} + P_{Sx}}{L_x L_y} \pm \frac{6(M_{Dy} + M_{Ly} + M_{Sy})}{L_y (L_x)^2} \pm \frac{6(M_{Dx} + M_{Lx})}{L_x (L_y)^2}$$
$$\sigma_y = \frac{P_D + P_L + P_{Pz} + P_{Sy}}{L_x L_y} \pm \frac{6(M_{Dx} + M_{Lx} + M_{Sx})}{L_x (L_y)^2} \pm \frac{6(M_{Dy} + M_{Ly})}{L_y (L_x)^2}$$

Donde:

$M_{Sx}, M_{Sy}$ : Momentos de carga del sismo producidos en la dirección X e Y respectivamente

$P_{Sx}, P_{Sy}$ : Cargas axiales del sismo producidos en la dirección X e Y respectivamente

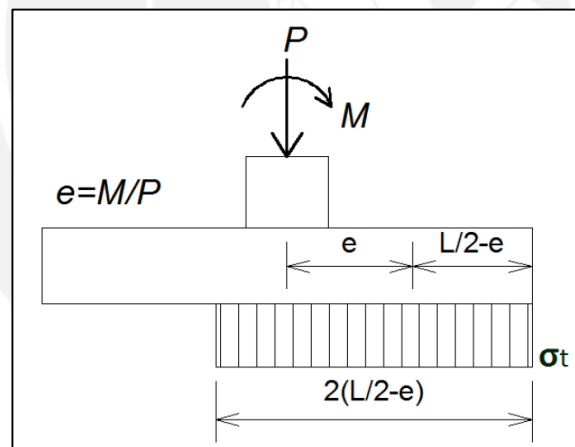
Si  $\sigma_{x,y}$  es mayor que  $1.3\sigma_{admissible}$ , se aumentarán las dimensiones de la zapata. En el caso de que el esfuerzo mínimo obtenido sea menor a 0; es decir, se generan tracciones, entonces se debe calcular la distribución de esfuerzos (rectangular o triangular) usando la excentricidad.

La excentricidad se calcula de la siguiente manera:

$$e_x = \frac{P_D + P_L + P_{Pz} + P_{Sx}}{M_{Dy} + M_{Ly} + M_{Sy}}$$

$$e_y = \frac{P_D + P_L + P_{Pz} + P_{Sy}}{M_{Dx} + M_{Lx} + M_{Sx}}$$

Para la distribución rectangular se usará las siguientes formulas:

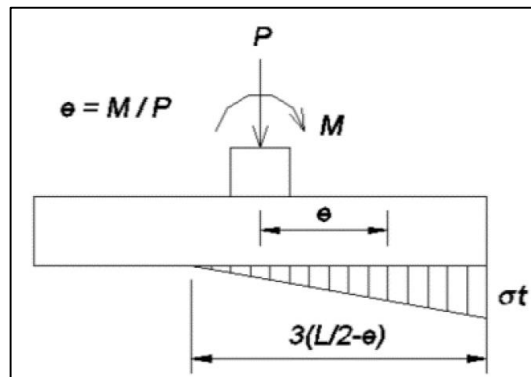


**Figura 53. Distribución de esfuerzo rectangular en la zapata.**

$$\sigma_x = \frac{P_D + P_L + P_{Pz} + P_{Sx}}{2\left(\frac{L_x}{2} - e_x\right)L_y}$$

$$\sigma_y = \frac{P_D + P_L + P_{Pz} + P_{Sy}}{2\left(\frac{L_y}{2} - e_y\right)L_x}$$

Para la distribución triangular se usara las siguientes formulas:



**Figura 54. Distribución de esfuerzo triangular en la zapata.**

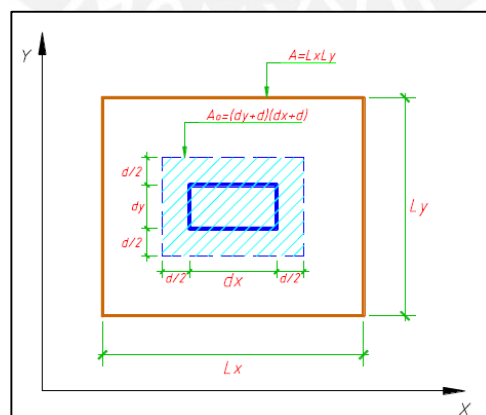
$$\sigma_x = \frac{2(P_D + P_L + P_{Pz} + P_{Sx})}{3\left(\frac{L_x}{2} - e_x\right)L_y}$$

$$\sigma_y = \frac{2(P_D + P_L + P_{Pz} + P_{Sy})}{3\left(\frac{L_y}{2} - e_y\right)L_x}$$

#### 11.4 Diseño por Punzonamiento

Esta falla se presenta a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna ( $d$  = peralte efectivo de la zapata).

El peralte “h” garantiza que no falle por punzonamiento. Para este proyecto el peralte mínimo es  $h_{\min}=0.60$  m.



**Figura 55. Verificación de la zapata por punzonamiento**

La cortante última de punzonamiento será el producto de la reacción última del suelo con el valor de la diferencia del área de zapata y el área sombreada.



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

La corte resistente de la zapata a punzonamiento será el menor valor calculado de las tres siguientes expresiones:

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

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

$$\phi V_{c\text{máx}} = \phi 1.06 \sqrt{f'c} b_o d$$

Donde:

El factor  $\beta_c$ , es la relación entre la longitud máxima y la longitud mínima de la columna el cual tendrá un valor mínimo de 2.

El factor  $\alpha$ , tiene el valor de 40 para zapatas con columna centrada, 30 para zapatas excéntricas y 20 para zapatas con columna ubicada en la esquina.

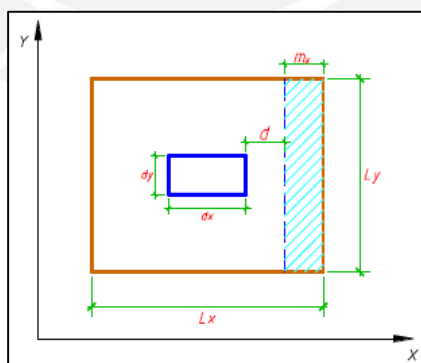
El valor de  $b_o$  es el perímetro de la zona de punzonamiento.

El valor " $d$ " es el peralte de diseño de la zapata:  $d = h - 10 \text{ cm}$ .

$$b_o = 4d + 2(dx + dy)$$

### 11.5 Verificar por corte

Para verificar el corte de la zapata, se deberá cumplir que  $\phi V_c \geq V_u$  para ambas direcciones de análisis. El corte último se calcula a una distancia " $d$ " de la cara de la columna. Se emplea las siguientes ecuaciones:

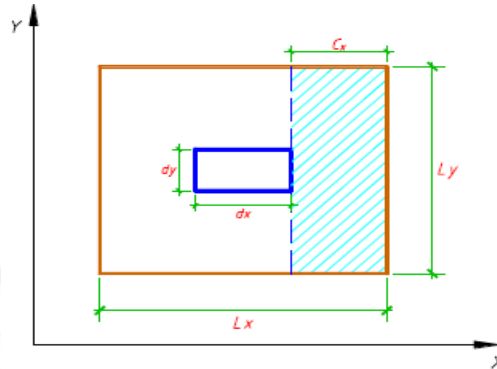


**Figura 56. Verificación de la zapata por corte**

$$\begin{aligned} \phi V_{cx} &= \phi 0.53\sqrt{f'c}L_y d; \phi V_{cy} = \phi 0.53\sqrt{f'c}L_x d \\ \phi V_{ux} &= \sigma_{ux}m_xL_y; \phi V_{uy} = \sigma_{uy}m_yL_x \end{aligned}$$

## 11.6 Diseño por flexión

Se realiza el diseño por flexión, tomando el momento a la cara de la columna.



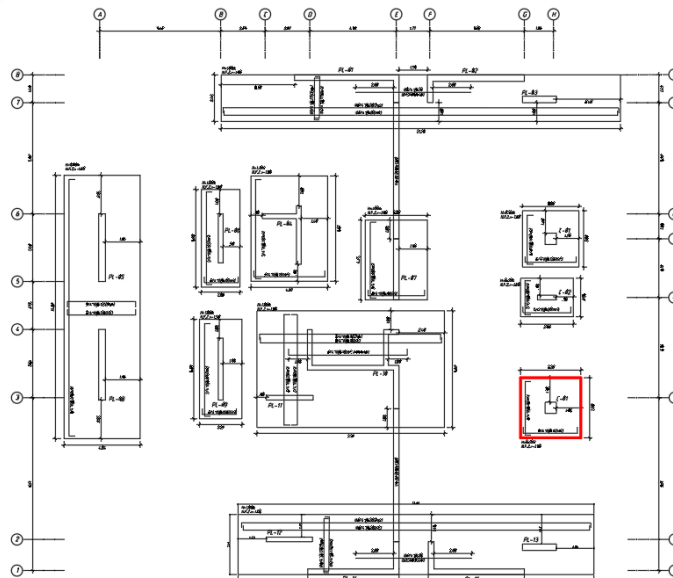
**Figura 57. Verificación de la zapata por momento flector**

$$M_{ux} = \sigma_{ux}L_y c_x^2, M_{uy} = \sigma_{uy}L_x c_y^2$$

## 11.7 Ejemplo de diseño de zapata centrada.

### 11.7.1 Predimensionamiento del área.

Como ejemplo se realizó el diseño de la zapata aislada Z-10, esta se emplea para la columna C-1, que se encuentra ubicada en los ejes 3-H.



**Figura 58. Ubicación de la zapata centrada a diseñar**

Se tienen los siguientes parámetros:

$$Df = 1.5 \text{ m}$$

$$\sigma_{admisible} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$C - 1 = axb = 0.60 \times 0.60 \text{ m}^2$$

Peralte de Zapata = 0.8 m

Altura de tierra por encima de la Zapata = 0.7 m

$$P_D = 282 \text{ ton}, P_L = 53 \text{ ton}, P_{PZ} = 0.1(282 + 53) = 33.5$$

$$Area \text{ requerida} = \frac{P_{Total}}{\sigma_{adm}} = \frac{P_{PZ} + P_D + P_L}{\sigma_{adm}} = \frac{282 + 53 + 33.5}{40}$$

$$Area \text{ requerida} = 9.21 \text{ m}^2$$

Considerando que tiene volados iguales ( $v$ ) para ambos ejes  $x$  e  $y$ .

$$(2v + 0.6)^2 = 9.21 \text{ m}^2$$

$$v = 1.22 \text{ m}$$

$$v \text{ (redondeando)} = 1.30 \text{ m}$$

Entonces las dimensiones de la zapata:

$$L_x = L_y = 0.6 + 2(1.3) = 3.2 \text{ m}$$

### 11.7.2 Verificación por esfuerzos.

**Verificación por esfuerzos sin sismo.**

**Esfuerzos en la dirección x-x.**

$$M_{Dy} = 2.3 \text{ ton. m}, \quad M_{Ly} = 0.5 \text{ ton. m}$$

$$\sigma_x = \frac{282 + 53 + 33.5}{(3.2)(3.2)} \pm \frac{6(2.3 + 0.5)}{3.2(3.2)^2} \pm \frac{6(0.3 + 0.8)}{3.2(3.2)^2}$$

$$\sigma_{x(\text{máx})} = 36.56 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad \sigma_{x(\text{mín})} = 35.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ambos esfuerzos máximos y mínimos satisfacen la condición de ser mayor a 0 y ser menor al esfuerzo máximo admisible del suelo.

**Esfuerzos en la dirección y-y:**

$$\sigma_y = \frac{282 + 53 + 33.5}{(3.2)(3.2)} \pm \frac{6(9 + 1.8)}{3.2(3.2)^2} \pm \frac{6(1.2 + 0.6)}{3.2(3.2)^2}$$

$$\sigma_{y(\text{máx})} = 38.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad \sigma_{y(\text{mín})} = 34.07 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ambos esfuerzos máximos y mínimos satisfacen la condición de ser mayor a 0 y ser menor al esfuerzo máximo admisible del suelo.

### Verificación por esfuerzos con sismo:

#### Esfuerzos en la dirección x-x:

$$M_{Dy} = 2.3 \text{ ton.m}, \quad M_{Ly} = 0.5 \text{ ton.m}, \quad P_{sx} = 30.93 \text{ ton}, \\ M_{Sy} = 18.16 \text{ ton.m}$$

$$\sigma_x = \frac{282 + 53 + 33.5 + 30.93}{(3.2)(3.2)} \pm \frac{6(2.3 + 0.5 + 18.16)}{(3.2)(3.2)^2} \pm \frac{6(0.3 + 0.8)}{3.2(3.2)^2} \\ \sigma_{x(\text{máx})} = 42.91 \frac{\text{ton}}{\text{m}}, \quad \sigma_{x(\text{mín})} = 35.23 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ambos esfuerzos máximos y mínimos satisfacen la condición de ser mayor a 0; además, el esfuerzo máximo es menor a  $1.3 \sigma_{\text{admisible}} = 52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

#### Esfuerzos en la dirección y-y:

$$M_{Dy} = 2.3 \text{ ton.m}, \quad M_{Ly} = 0.5 \text{ ton.m}, \quad P_{sy} = 31.00 \text{ ton}, \\ M_{Sy} = 1.76 \text{ ton.m}$$

$$\sigma_y = \frac{282 + 53 + 33.5 + 31}{(3.2)(3.2)} \pm \frac{6(2.3 + 0.5 + 1.76)}{(3.2)(3.2)^2} \pm \frac{6(1.2 + 0.6)}{3.2(3.2)^2} \\ \sigma_{y(\text{máx})} = 41.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}, \quad \sigma_{y(\text{mín})} = 36.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ambos esfuerzos máximos y mínimos satisfacen la condición de ser mayor a 0; además, el esfuerzo máximo es menor a  $1.3 \sigma_{\text{admisible}} = 52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

### 11.7.3 Diseño por Punzonamiento

- a. En primer lugar, determinamos:  $V_u = \sigma_u(A - A_o)$

Para obtener  $\sigma_u$  se debe calcular la combinación crítica para obtener el máximo esfuerzo máximo. Esto se debe realizar para ambos casos (Sismo en x e y).

**Tabla 58 Combinaciones de cargas para el diseño en el eje X**

Combinación de diseño	Pu (ton)	Mu33 (ton.m)	Mu22 (ton.m)	$\sigma_x$ máx. (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ máx. (ton/m <sup>2</sup> )
1.4M+1.7V	485.10	15.66	4.07	50.24	48.12
1.25(M+V)+S	425.90	18.60	4.70	45.00	42.45
1.25(M+V)-S	412.03	8.40	2.30	41.78	40.66
0.9M+S	260.99	13.20	3.27	27.90	26.09
0.9M-S	247.12	3.00	0.87	24.68	24.29

**Tabla 59 Combinaciones de cargas para el diseño en el eje Y**

Combinación de diseño	Pu (ton)	Mu33 (ton.m)	Mu22 (ton.m)	$\sigma_x$ máx (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ máx (ton/m <sup>2</sup> )
1.4M+1.7V	485.10	15.66	4.07	50.24	48.12
1.25(M+V)+S	457.63	15.70	26.20	47.56	49.49
1.25(M+V)-S	380.30	11.30	-19.20	39.21	33.62
0.9M+S	292.72	10.30	24.77	30.47	33.12
0.9M-S	215.39	5.90	-20.63	22.11	17.26

De las tablas anteriores se obtiene que el  $\sigma_u = 50.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

Posteriormente determinamos el área de la zona crítica:

$$A_o = (a + d)(b + d)$$

Dónde:  $a = 0.6 \text{ m}$ ,  $b = 0.6 \text{ m}$  y  $d = 0.8 - 0.1 = 0.7 \text{ m}$

$$A_o = (a + d)(b + d) = (0.6 + 0.7)(0.6 + 0.7) = 1.69 \text{ m}^2$$

De esta manera:

$$V_u = \sigma_u(A - A_o) = 50.24((3.2)(3.2) - 1.69) = 429.6 \text{ ton}$$

- b.** Por otro lado, el corte resistente de la zapata a punzonamiento será el menor valor calculado de las tres siguientes expresiones:

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

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

$$\phi V_c \text{máx} = \phi 1.06 \sqrt{f'c} b_o d$$

Donde:

El factor  $\beta_c = 2$ ,  $a/b=1$

El factor  $\alpha = 40$  para zapatas con columna centrada.

El valor de  $b_o = 2(1.3+1.3) = 5.2$  m

El valor  $d = 0.7$  m.

Además, como piden el mínimo, bastará con determina el factor de punzonamiento mínimo de las tres fórmulas, esto es:

$$Factor1 = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) = \left(0.53 + \frac{1.1}{2}\right) = 1.08$$

$$Factor2 = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha d}{b_o}\right) = 0.27 \left(2 + \frac{40(0.7)}{5.2}\right) = 1.99$$

$$Factor3 = 1.06$$

Así, el factor de punzonamiento mínimo es 1.06, entonces:

$$\phi V_c \text{máx} = \phi 1.06 \sqrt{f'c} b_o d = 0.85 (1.06) \sqrt{210} (5.2) (0.7) = 475.3 \text{ ton}$$

Por tanto, se verifica que  $\phi V_c \text{máx} > V_u$ , entonces satisface la condición de diseño por punzonamiento.

#### 11.7.4 Verificar por corte

Se debe verificar que  $\phi V_c > \phi V_u$  en ambas direcciones:

Por un lado, se tiene la resistencia del concreto en la zapata para x e y:

$$\phi V_{cx} = \phi V_{cy} = \phi 0.53 \sqrt{f'c} L_y d = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (1) (0.7) = 45.7 \text{ ton}$$

Por otro lado, determinamos:

$$\phi V_{ux} = \sigma_{ux} m_x L_y$$

$$\phi V_{uy} = \sigma_{uy} m_y L_x$$

$$\phi V_{ux} = \phi V_{uy} = 50.24(1.3 - 0.7)(1) = 30.14 \text{ ton}$$

### 11.7.5 Diseño por flexión

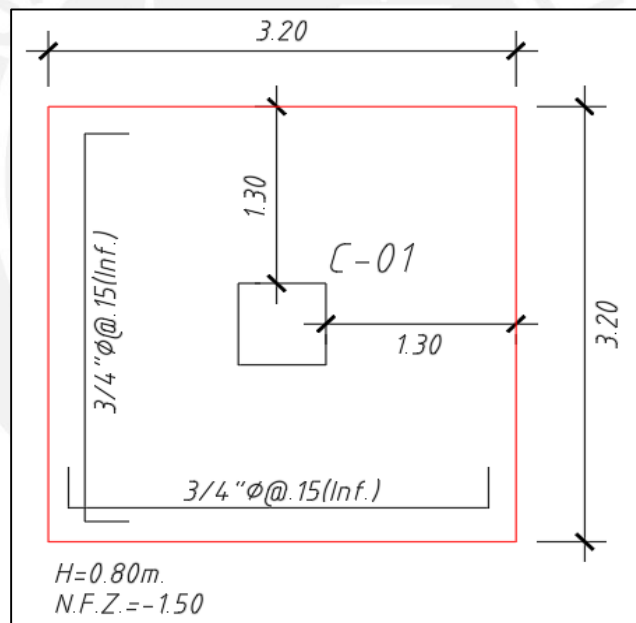
Determinamos el momento a la cara de la columna.

$$M_{ux} = \frac{(\sigma_{ux}L_y c_x^2)}{2}, M_{uy} = \frac{(\sigma_{uy}L_x c_y^2)}{2}$$
$$M_{ux} = M_{uy} = \frac{50.24 (1)(1.3)^2}{2} = 42.6 \text{ ton.m}$$

Finalmente determinamos el acero requerido para la zapata:

$A_s = 16.5 \text{ cm}^2$  por metro lineal.

Por tanto se coloca 3/4" @ 15 cm Inferior para ambos ejes x e y.



**Figura 59. Detalle de la zapata a diseñar**

## 11.8 Ejemplo de diseño de zapata combinada.

### 11.8.1 Predimensionamiento del área.

Como ejemplo se realizó el diseño de la zapata combinada Z-2, esta se emplea para la columna C-5 y C-8, que se encuentra ubicada en los ejes A.

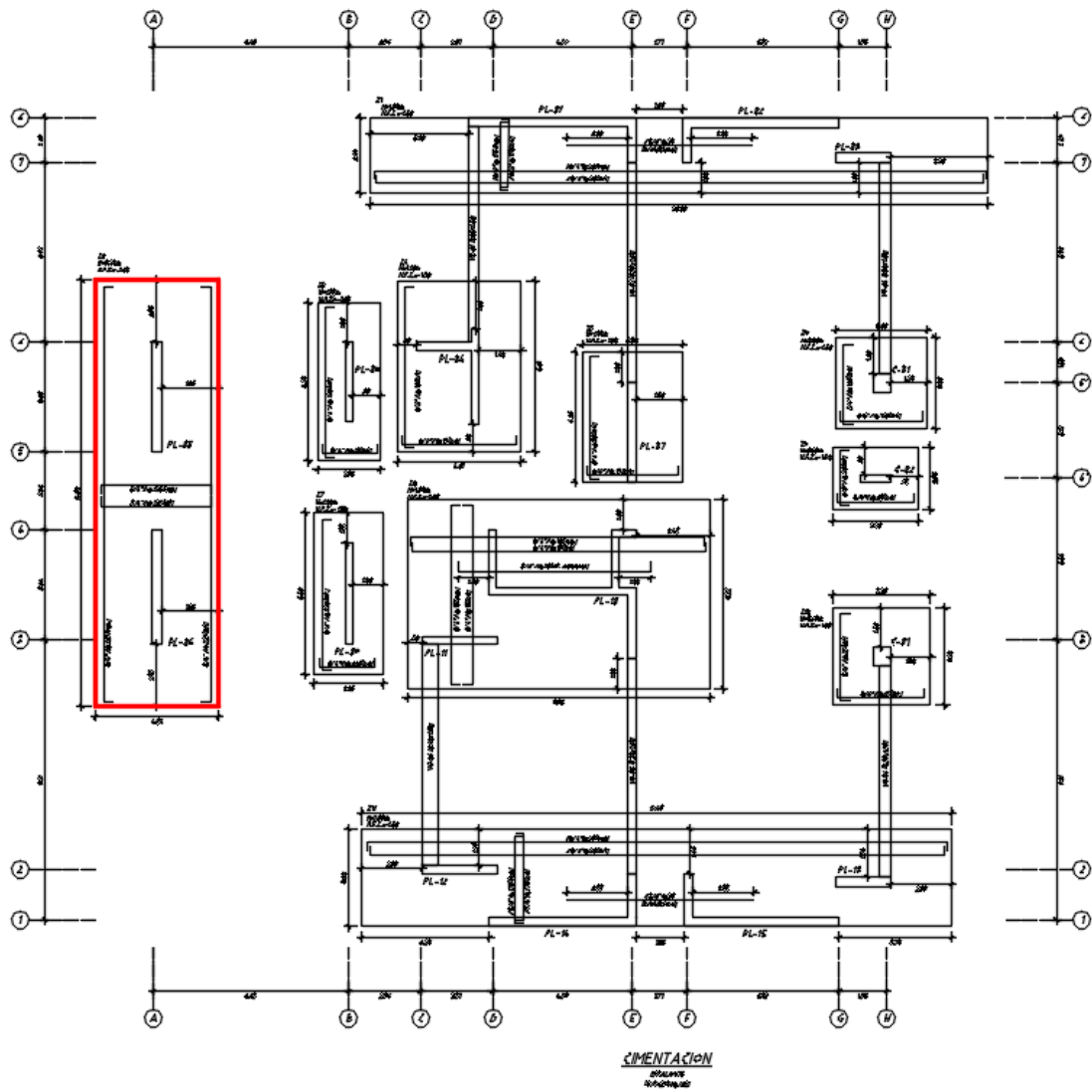


Figura 60 Ubicación de la zapata combinada a diseñar



Se tienen los siguientes parámetros:

$$Df = 1.5 \text{ m}$$

$$\sigma_{admissible} = 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Peralte de Zapata = 0.8 m

Altura de tierra por encima de la Zapata = 0.7 m

$$P_D = 317\text{ton}, P_L = 40\text{ton}, P_{PZ} = 207 \text{ ton}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{P_{Total}}{\sigma_{adm}} = \frac{P_{PZ} + P_D + P_L}{\sigma_{adm}}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{P_{Total}}{\sigma_{adm}} = \frac{317 + 40 + 207}{40}$$

$$\text{Area requerida} = 12.8 \text{ m}^2$$

Entonces las dimensiones de la zapata:

$$L_x = 4 \text{ m}, L_y = 14 \text{ m}, \text{Area} = 56 \text{ m}^2$$

### 11.8.2 Verificación por esfuerzos.

#### Verificación por esfuerzos sin sismo:

##### Esfuerzos en la dirección x-x:

$$\sigma_x = \frac{317 + 40 + 207}{(4)(14)} \pm \frac{6(80 + 90)}{14(4)^2} \pm \frac{6(20 + 30)}{14(4)^2}$$

$$\sigma_{x(\text{máx})} = 18 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad \sigma_{x(\text{mín})} = 12 \text{ ton/m}^2$$

Ambos esfuerzos máximos y mínimos satisfacen la condición de ser mayor a 0 y ser menor al esfuerzo máximo admisible del suelo.

##### Esfuerzos en la dirección y-y:

$$\sigma_y = \frac{317 + 40 + 207}{(4)(14)} \pm \frac{6(1020 + 134)}{4(14)^2} \pm \frac{6(20 + 30)}{4(14)^2}$$

$$\sigma_{y(\text{máx})} = 25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad \sigma_{y(\text{mín})} = 16 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ambos esfuerzos máximos y mínimos satisfacen la condición de ser mayor a 0 y ser menor al esfuerzo máximo admisible del suelo.

### Verificación por esfuerzos con sismo:

#### Esfuerzos en la dirección x-x:

$$\sigma_x = \frac{317 + 40 + 207 + 340}{(4)(14)} \pm \frac{6(80 + 90 + 5)}{14(4)^2} \pm \frac{6(20 + 30)}{14(4)^2}$$
$$\sigma_{x(\text{máx})} = 22 \frac{\text{ton}}{\text{m}}, \quad \sigma_{x(\text{mín})} = 18 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ambos esfuerzos máximos y mínimos satisfacen la condición de ser mayor a 0; además, el esfuerzo máximo es menor a  $1.3 \sigma_{\text{admisible}} = 52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

#### Esfuerzos en la dirección y-y:

$$\sigma_y = \frac{317 + 40 + 207 + 340}{(4)(14)} \pm \frac{6(1020 + 134 + 3200)}{4(14)^2} \pm \frac{6(20 + 30)}{4(14)^2}$$
$$\sigma_{y(\text{máx})} = 50 \frac{\text{ton}}{\text{m}}, \quad \sigma_{y(\text{mín})} = 21 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Ambos esfuerzos máximos y mínimos satisfacen la condición de ser mayor a 0; además, el esfuerzo máximo es menor a  $1.3 \sigma_{\text{admsible}} = 52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

### 11.8.3 Diseño por Punzonamiento

En primer lugar, determinamos:  $V_u = \sigma_u(A - A_o)$

Para obtener  $\sigma_u$  se debe calcular la combinación crítica para obtener el máximo esfuerzo máximo. Esto se debe realizar para ambos casos (Sismo en x e y).

De la envolvente de los esfuerzos últimos, se tiene:  $\sigma_u = 51 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

Posteriormente determinamos el área de la zona crítica:

$$A_o = (a + d)(b + d)$$

Dónde:  $a = 0.35 \text{ m}$ ,  $b = 9.9 \text{ m}$  y  $d = 0.8 - 0.1 = 0.7 \text{ m}$

$$A_o = (a + d)(b + d) = (0.35 + 0.7)(9.9 + 0.7) = 11.1 \text{ m}^2$$

De esta manera:

$$V_u = \sigma_u(A - A_o) = 51(56 - 11.1) = 2200 \text{ ton}$$

Por otro lado, el corte resistente de la zapata a punzonamiento será el menor valor calculado de las tres siguientes expresiones:

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

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

$$\phi V_{c\text{máx}} = \phi 1.06 \sqrt{f'c} b_o d$$

Donde:

El factor  $\beta_c = 28$ ,  $a/b=28$

El factor  $\alpha = 40$  para zapatas con columna centrada.

$$b_o = 4(0.7) + 2(0.35 + 9.9) = 23.3 \text{ cm}$$

El valor  $d = 0.7$  m.

Además, como piden el mínimo, bastará con determina el factor de punzonamiento mínimo de las tres fórmulas, esto es:

$$\left( 0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) = \left( 0.53 + \frac{1.1}{28} \right) = 0.57$$

$$0.27 \left( 2 + \frac{\alpha d}{b_o} \right) = 0.27 \left( 2 + \frac{40(0.7)}{23.3} \right) = 3.47$$

$$1.06$$

Así, el factor de punzonamiento mínimo es 0.57, entonces:

$$\phi V_{c\text{máx}} = \phi 0.57 \sqrt{f'c} b_o d = 0.85 (0.57) \sqrt{210} (23.3) (0.7) = 2300 \text{ ton}$$

Por tanto, se verifica que  $\phi V_{c\text{máx}} > V_u$ , entonces satisface la condición de diseño por punzonamiento.

#### 11.8.4 Verificar por corte

Se debe verificar que  $\phi V_c > \phi V_u$  en ambas direcciones:

Por un lado, se tiene la resistencia del concreto en la zapata para x e y:

$$\phi V_{cx} = \phi V_{cy} = \phi 0.53 \sqrt{f'c} L_y d = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (1) (0.7) = 45.7 \text{ ton}$$

Por otro lado, determinamos:

$$\phi V_{ux} = \sigma_{ux} m_x L_y$$

$$\phi V_{uy} = \sigma_{uy} m_y L_x$$

$$\phi V_{ux} = \phi V_{uy} = 51(1.3 - 0.7)(1) = 30.14 \text{ ton}$$

### 11.8.5 Diseño por flexión

Determinamos el momento a la cara de la columna.

$$M_{ux} = \frac{(\sigma_{ux} L_y c_x^2)}{2}; M_{uy} = \frac{(\sigma_{uy} L_x c_y^2)}{2}$$

$$M_{ux} = \frac{51 (1)(2)^2}{2} = 102 \text{ ton.m}$$

Finalmente determinamos el acero requerido para la zapata:

As=21 cm<sup>2</sup> por metro lineal.

Por tanto se coloca 3/4"@125 cm Inferior para ambos ejes x e y.

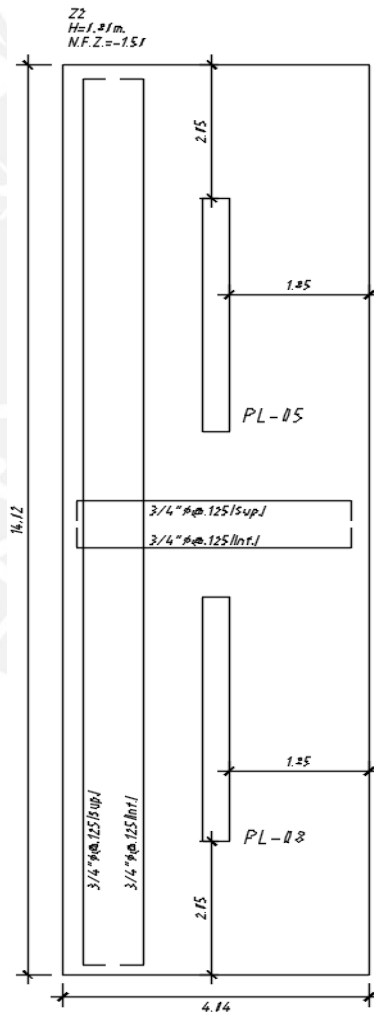


Figura 61. Detalle de la zapata combinada a diseñar

## **CAPITULO 12. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS**

### **12.1 Comentarios**

El edificio multifamiliar muestra una estructura irregular ya que presenta esquina entrante en la dirección x-x e irregularidad torsional en el sentido del eje y-y. El reglamento nacional peruano emplea factores de reducción (relacionado al factor de irregularidad) que amplía los efectos sísmicos sobre estas estructuras con el fin de incrementar su resistencia en la etapa de diseño. Es por ello que, para este tipo de edificaciones irregulares se adopta como solución una junta de mayor medida para permitir desplazamientos independientes mayores.

El predimensionamiento y dimensionamiento de los elementos tales como vigas y losas se realizó de acuerdo a criterios de la norma E.060 en la que se especifican dimensiones mínimas de elementos bajo cargas de servicio y longitudes máximas de los elementos. En el caso de columnas se utilizó una expresión empírica para estimar el área en función de la resistencia a la compresión (Blanco, 1995).

El programa computacional ETABS 2016 posibilita resolver estructuras complejas como la presente edificación multifamiliar, puesto que permite obtener envolventes de fuerzas internas en todos los elementos estructurales (fuerzas sísmicas y de gravedad). La eficiencia de este programa computacional se basa en permitir tener en cuenta las hipótesis y criterios de base empotrada, elementos simplemente apoyados, nudos rígidos, uniformidad, continuidad y diagramas rígidos.

## 12.2 Conclusiones

Es importante realizar una buena estructuración en base a los criterios e hipótesis que exige la norma, ya que de esta manera habrá una adecuada distribución de las fuerzas sísmicas en los elementos estructurales de la edificación. Esto se debe a que existe una menor incertidumbre de análisis en el modelo utilizado en el programa computacional.

Los resultados de las derivas de entrepiso en el presente proyecto son menores que las indicadas en la Norma. Por tanto, se pronostica un buen comportamiento de la estructura en el rango inelástico para sismos raros. En la dirección X una deriva de 4.66‰, mientras que en la dirección Y una deriva máxima de 6.37‰.

El diseño estructural de las vigas depende en gran medida identificar el tipo de pórtico a analizar. Por un lado, cuando se tienen pórticos conformados por muros de cortes y vigas se desarrollan importantes inversiones de momentos en los nudos de contacto de ambos elementos. Esto se debe, a que los muros de corte toman gran parte de las fuerzas sísmicas y estos a su vez se transmiten a las vigas. De esta manera, para este tipo de pórticos se analizan y diseñan bajo el criterio de cortante por capacidad con el objetivo de evitar fallas frágiles en estos elementos. Por otro lado, los pórticos conformados por vigas y columnas presentan envolventes que solo depende de las cargas de gravedad, es por ello, que el momento máximo positivo se da en el centro de luz de la viga. Esto se debe, a que las columnas toman fuerzas sísmicas mínimas. Es por ello que en el reglamento se indica que en el proceso constructivo de columnas vigas no tienen necesidad de una zona de confinamiento debido al efecto mínimo de momentos en los nudos.

El diseño estructural de las losas macizas, aligeras y vigas chatas depende únicamente de las cargas de gravedad. Asimismo, se debe satisfacer la condición de diseño por deflexión. Es por ello, que resulta importante utilizar los criterios para dimensionamientos mínimos exigidos en la norma peruana.

## REFERENCIAS

- BLANCO BLASCO, Antonio. (1996). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2006). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2006). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2006). Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento.
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco. (2016). Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Decimoquinta edición.
- MUÑOZ PELÁEZ, Alejandro. (1999). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- SAN BARTOLOMÉ, Ángel. (1998). Análisis de Edificios. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.