

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA EL TECHADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres

Joan Manuel Galarza Nieto

Jean Carlos Guzmán Huamán

ASESOR: Gianfranco Ottazzi Pasino

Lima, Octubre del 2016

RESUMEN

El presente proyecto de tesis consiste en realizar el diseño estructural de los dos edificios de oficinas de diez pisos económicamente más viables de un conjunto de sistemas de techados. Así mismo, se pretende evaluar cuales son los factores que influyen en el costo de un sistema estructural frente a otro.

Se han propuestos diversos sistemas de techados que cubren las expectativas arquitectónicas del proyecto. Estas son clasificadas en techados de concreto armado y concreto postensado. Adicionalmente, se busca observar las posibles ventajas de un sistema frente a otro.

Mediante el análisis de precios unitarios se pretende identificar los factores que incrementan el costo de los diversos sistemas de techados. Así mismo, con ayuda de dichos factores se busca identificar aquellos económicamente más viables. Este tipo de análisis no toma en cuenta costos relacionados con procesos constructivos, transporte de materiales, entre otros.

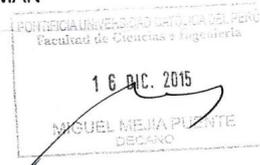
Posteriormente, son realizados los análisis sísmicos respectivos a fin de que las estructuras no sobrepasen los desplazamientos límites establecidos por la norma técnica peruana. Así mismo, los elementos estructurales son diseñados considerando los requerimientos sísmicos dictaminados en norma.

FACULTAD DE
 CIENCIAS E
 INGENIERÍA

PUCP

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Estudio de Alternativas para el Techado de un Edificio de Oficinas".
 Área : Área de Estructuras - Concreto Armado -
 Asesor : Ing. Gianfranco Ottazzi P.
 Alumno : JOAN MANUEL GALARZA NIETO
 Código : 2009.2083.412
 Alumno : JEAN CARLOS GUZMÁN HUAMÁN
 Código : 2010.1589.412
 Tema N° : 395
 Fecha : Lima, 15 de diciembre de 2015



OBJETIVO

Elaborar los planos estructurales completos de un edificio de oficinas de diez pisos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores. Adicionalmente se estudiarán por lo menos siete alternativas para el techado de los pisos típicos. Las alternativas de techado estudiadas se compararán técnica y económicamente y se elegirán las dos alternativas que resulten más económicas.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente. En este plano se indican las diversas modificaciones en la arquitectura que el alumno deberá considerar. El edificio se diseñará para nueve pisos típicos y azotea. La azotea se podrá utilizar como áreas comunes de reunión.

El análisis sísmico se realizará con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-030-2003. Se realizarán análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es la grava típica de la ciudad de Lima con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm² a 1.50 m de profundidad.

Adicionalmente se realizará el metrado del concreto y del acero de refuerzo que resulte de las dos soluciones de techado elegidas, indicando su incidencia en los distintos elementos estructurales del edificio.





FACULTAD DE
CIENCIAS E
INGENIERÍA



PLAN DE TRABAJO

Primera Revisión

Planos de arquitectura modificados. Estructuración, predimensionamiento de elementos y metrado de cargas. Planteamiento, análisis, diseño y comparación de las diversas soluciones de techado adoptadas.

Segunda Revisión

Análisis de cargas verticales. Análisis sísmico. Comparación de los resultados de los diversos análisis dinámicos y estáticos realizados.

Tercera Revisión

Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.

Lima, 15 de diciembre del 2015

NOTA: La extensión máxima de la memoria escrita será de 100 páginas.



ÍNDICE

RESUMEN	i
PLAN DE TRABAJO	ii
ÍNDICE	iv
TABLAS	viii
FIGURAS	xi
ECUACIONES	xiii
SÍMBOLOS	xiv
CAPÍTULO 1 <u>INTRODUCCIÓN</u>	
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivo del proyecto.....	1
1.3 Limitaciones	1
1.4 Organización del documento	2
1.5 Reglamento y propiedades físicas de los materiales	3
1.5.1 Normas para el análisis y diseño estructural.....	3
1.5.2 Materiales	3
CAPÍTULO 2 <u>DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO</u>	
2.1 Arquitectura del proyecto.....	4
2.2 Estructuración del proyecto.....	5
2.2.1 Propuestas de techados de concreto armado	6
2.2.2 Propuestas de techado de concreto postensado	9
CAPÍTULO 3 <u>PREDIMENSIONAMIENTO</u>	
3.1 Elementos verticales	11
3.1.1 Columnas	11
3.1.2 Placas	12

3.2 Vigas y losas de concreto armado	13
3.2.1 Vigas principales	13
3.2.2 Vigas secundarias	14
3.2.3 Aligerados	14
3.2.4 Losas macizas	14
3.2.5 Losas nervadas	15
3.3 Vigas y losas postensadas	15
3.3.1 Losa nervada postensada en una dirección.....	15
3.3.2 Vigas postensadas	16

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS Y DISEÑO POR GRAVEDAD

4.1 Metodologías del análisis y diseño	17
4.1.1 Diseño en concreto armado	18
4.1.2 Diseño en concreto postensado	19
4.2 Condiciones de cargas.....	23
4.3 Sistema de concreto armado	23
4.3.1 Losa aligerada armada en una dirección con vigas intermedias	23
4.3.2 Losa maciza armada en dos direcciones.....	27
4.3.3 Losa nervada armada en una dirección.....	30
4.3.4 Losa nervada armada en dos direcciones.....	33
4.4 Sistema postensado	35
4.4.1 Losa nervada postensada en una dirección.....	35
4.4.2 Losa nervada armada en dos direcciones con vigas postensadas	40
4.4.3 Losa maciza armada en dos direcciones con vigas postensadas	41

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE COSTOS

5.1 Criterios empleados en el análisis.....	43
5.2 Análisis de las alternativas de techado	44
5.3 Elección de los sistemas de techado.....	46

CAPÍTULO 6 ANÁLISIS SÍSMICO

6.1 Parámetros sísmicos	48
6.1.1 Factor de Zona	48
6.1.2 Factor de uso o importancia.....	48

6.1.3	Factor de amplificación sísmica	49
6.1.4	Factor de suelo	49
6.1.5	Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas	49
6.2	Análisis estático.....	49
6.2.1	Periodo fundamental	49
6.1.2	Metrado de cargas	50
6.1.3	Cortante Basal	52
6.1.3	Distribución de la fuerza sísmica.....	53
6.1.4	Cortante tomado por los elementos verticales.....	54
6.2	Análisis dinámico	55
6.2.1	Espectro de Pseudo-aceleraciones	55
6.2.2	Comparación cortante basal estática y dinámica	55
6.3	Análisis de resultados	56
6.3.1	Límites de derivas para traslación pura	56
6.3.2	Límites de derivas para tres grados de libertad.....	57

CAPÍTULO 7 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1	Diseño de vigas.....	59
7.1.1	Diseño por flexión	60
7.1.2	Diseño por cortante	61
7.2	Diseño de columnas	62
7.2.1	Diseño por flexo-compresión	62
7.2.2	Diseño por cortante	63
7.3	Diseño de placas.....	64
7.3.1	Diseño por flexo-compresión	65
7.3.2	Diseño por cortante	67
7.4	Diseño de cimentaciones.....	67
7.4.1	Dimensionamiento de zapata	68
7.4.2	Verificación de momentos para carga viva y muerta	69
7.4.3	Verificación para combinaciones con sismo.....	69
7.4.4	Determinación de la presión última del suelo.....	70
7.4.5	Verificación por punzonamiento	70
7.4.6	Diseño por cortante	71
7.4.7	Diseño por flexión	71
7.5	Diseño de escaleras	71

7.5.1	Metrado de cargas	72
7.5.2	Diseño por flexión y cortante.....	72
7.6	Diseño del cuarto de máquinas	73
7.6.1	Metrado de cargas	74
7.6.1	Diseño de losa de piso y techo.....	74

CAPÍTULO 8 CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA.....	77
--------------------------	-----------

ANEXOS



ÍNDICE DE TABLAS, FIGURAS, ECUACIONES Y SIMBOLOS

TABLAS

Tabla 1.01: Propiedades de materiales empleados en sistemas de techados.....	3
Tabla 3.01: Pre-dimensionamiento de columnas.....	12
Tabla 3.02: Análisis sísmico estático de placa.	12
Tabla 3.03: Verificación del dimensionamiento de la placa.	13
Tabla 3.04: Dimensionamiento de la sección de aligerado en una dirección.....	14
Tabla 3.05: Dimensionamiento del peralte de la losa maciza.	15
Tabla 3.06: Dimensionamiento de la sección de losa nervada en una dirección. ...	15
Tabla 3.07: Dimensionamiento de la sección de losa nervada postensada en una dirección.....	16
Tabla 4.01: Factores de reducción para el diseño en concreto.....	18
Tabla 4.02: Factores de amplificación de cargas para el diseño en concreto armado.	19
Tabla 4.03: Factores de amplificación de cargas para el diseño en concreto armado.	20
Tabla 4.04: Límites de los esfuerzos de tracción y compresión en MPa.....	21
Tabla 4.05: Fórmulas para el cálculo del esfuerzo del acero postensado.....	22
Tabla 4.06: Registro de cargas.	23
Tabla 4.07: Metrado del aligerado de seis tramos.	25
Tabla 4.08: Metrado de la viga VPr-01.	25
Tabla 4.09: Cuadro de aceros del sistema aligerado.....	26
Tabla 4.10: Verificación por cortante del aligerado de seis tramos.	27
Tabla 4.11: Metrado de losa maciza en dos direcciones.	29
Tabla 4.12: Metrado de la viga principal en el sistema de losa maciza en dos direcciones.....	29
Tabla 4.13: Cuadro de aceros del sistema de losa maciza.....	30
Tabla 4.14: Aceros de temperatura del sistema de losa maciza.....	30
Tabla 4.15: Metrado de losa nervada en una dirección de tres tramos.....	31
Tabla 4.16: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en una dirección.	32
Tabla 4.17: Aceros mínimos y máximos en vigas del sistema de losa nervada en una dirección.....	32
Tabla 4.18: Verificación por cortante de la losa nervada de tres tramos.....	33
Tabla 4.19: Metrado de losa nervada dos direcciones.....	34
Tabla 4.20: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en dos direcciones.....	34

Tabla 4.21: Verificación por cortante en paño de la losa nervada en dos direcciones.	35
Tabla 4.22: Metrado de losa nervada postensada en una dirección.	36
Tabla 4.23: Estimación de la fuerza efectiva de los cables.	37
Tabla 4.24: Estimación del número de cables.	37
Tabla 4.25: Verificación dl equilibrio del sistema.	38
Tabla 4.26: Verificación de los esfuerzos en estado de servicio del sistema de losa nervada postensada en una dirección.	39
Tabla 4.27: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada postensada en una dirección.	39
Tabla 4.28: Verificación por cortante de la losa nervada postensada en una dirección.	40
Tabla 4.29: Verificación de los esfuerzos en estado de servicio del sistema de losa nervada en dos direcciones con vigas postensadas.	41
Tabla 4.30: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en dos direcciones con vigas postensadas.	41
Tabla 4.31: Verificación de los esfuerzos en estado de servicio del sistema de losa nervada en dos direcciones con vigas postensadas.	42
Tabla 4.32: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en dos direcciones con vigas postensadas.	42
Tabla 5.01: Precios unitarios de las partidas.	43
Tabla 5.02: Metrado de las partidas por piso típico.	44
Tabla 5.03: Costo de las partidas por piso típico.	44
Tabla 6.01: Comparación de periodos fundamentales del análisis dinámico.	50
Tabla 6.02: Metrado de cargas del sistema aligerado con vigas intermedias.	51
Tabla 6.03: Metrado de cargas del sistema de losas nervadas en dos direcciones.	52
Tabla 6.04: Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica.	53
Tabla 6.05: Registro de masas y pesos de los techados.	53
Tabla 6.06: Cálculo de la cortante basal estática.	53
Tabla 6.07: Distribución de la cortante sísmica para las dos propuestas de techados según método estático.	54
Tabla 6.08: Cálculo de la fuerza F_a para el último nivel.	54
Tabla 6.09: Cortante tomada por las placas durante el análisis estático.	55
Tabla 6.10: Cortantes basales de los sistemas estructurales.	56
Tabla 6.11: Escalamiento del espectro de aceleraciones.	56
Tabla 6.12: Límite derivas sistema aligerado en traslación pura.	57

Tabla 6.13: Límite derivas sistema nervado en 2 direcciones en traslación pura....	57
Tabla 6.14: Límite derivas sistema aligerado en 3 grados de libertad.	58
Tabla 6.15: Límite derivas sistema nervado en 2 direcciones en 3 grados de libertad.	58
Tabla 7.01: Cuadro de aceros de los sistemas estructurales.....	61
Tabla 7.02: Cuadro de selección de la cortante de diseño para vigas.	61
Tabla 7.03: Diseño por cortante de vigas de los sistemas estructurales.....	61
Tabla 7.04: Cuadro de selección de cortante de diseño para columnas de los dos primeros niveles.	63
Tabla 7.05: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en dos direcciones.....	64
Tabla 7.06: Cuadro de cargas axiles y momentos de las diferentes propuestas de techados para el primer piso para la propuesta nervada en dos direcciones.	66
Tabla 7.07: Cuadro de cálculo de fuerza cortante del sistema de losa nervada en dos direcciones.	67
Tabla 7.08: Cuadro de espaciamiento del sistema de losa nervada en dos direcciones.	67
Tabla 7.09: Pre-dimensionamiento de Zapata.	69
Tabla 7.10: Verificación de la Presión del suelo para Momentos de Gravedad	69
Tabla 7.11: Verificación de la Presión del suelo para Cargas de Sismo	70
Tabla 7.12: Determinación de la Presión Última del Suelo	70
Tabla 7.13: Verificación de Punzonamiento para Zapata	70
Tabla 7.14: Verificación de Cortante para Zapata.	71
Tabla 7.15: Cuadro de aceros de la Escalera.....	71
Tabla 7.16: Características de la Escalera	72
Tabla 7.17: Metrado de Cargas de Escalera	72
Tabla 7.18: Cuadro de aceros de la Escalera.....	73
Tabla 7.19: Verificación por cortante de la Escalera.....	73
Tabla 7.20: Metrado de Cargas del cuarto de máquinas	74
Tabla 7.21: Cuadro de aceros del cuarto de máquinas	74

FIGURAS

Figura 2.01: Arquitectura del edificio de oficinas.....	4
Figura 2.02: Planta de arquitectura típica.....	5
Figura 2.03: Propuestas de techado de concreto armado: (a) Losa aligerada convencional con vigas intermedias. (b) Losa maciza de concreto armado en dos direcciones. (c) Losa nervada en una dirección. (d) Losa nervada en dos direcciones.....	8
Figura 2.04: Propuestas de techado de concreto postensado: (a) Losa nervada en una dirección con vigas de concreto armado. (b) Losa nervada de concreto armado en dos direcciones con vigas postensadas. (c) Losa maciza de concreto armado en dos direcciones con vigas postensadas.	10
Figura 4.01: (a) Sección de una viga típica postensada. (b) Fuerzas y deformaciones presentes en una sección de viga postensada.	22
Figura 4.02: Dimensionamiento de (a) aligerados y (b) vigas.....	24
Figura 4.03: Elementos para el análisis (a) del aligerado de seis tramos (b) y viga principal VPr-01.....	24
Figura 4.04: (a) Diagrama de momentos y (b) cortante del aligerado. (b) Diagrama de momentos de la viga principal.	26
Figura 4.05: Dimensionamiento de (a) losa maciza y (b) vigas.	27
Figura 4.06: Elementos para el análisis (a) de losa maciza y (b) viga principal VPr-01.....	28
Figura 4.07: Diagrama de momentos (a) Losa maciza. (b) Viga principal.	29
Figura 4.08: Dimensionamiento de losa nervada en una dirección.	30
Figura 4.09: Tramo de losa nervada en una dirección para el análisis.....	31
Figura 4.10: Diagramas de fuerzas del tramo de losa nervada en una dirección (a) Diagrama de momentos flectores. (b) Diagrama de fuerzas cortantes.	32
Figura 4.11: Dimensionamiento de losa nervada en dos direcciones.....	33
Figura 4.12: Paño de la esquina para el análisis del sistema de losa nervada en dos direcciones.....	33
Figura 4.13: Diagrama de momentos de la losa nervada en dos direcciones.....	34
Figura 4.14: Diagrama de verificación por cortante.....	35
Figura 4.15: (a) Dimensionamiento de losa nervada postensada en una dirección. (b) Tramo de losa nervada postensada en una dirección para el análisis.	36

Figura 4.16: Perfil del cable en el aligerado.	36
Figura 4.17: Carga de balanceo.....	37
Figura 4.18: Diagrama de fuerzas equivalente en KN/m	38
Figura 4.19: Diagrama del momento debido a (a) a la carga muerta. (b) a la carga viva con alternancia. (c) el momento del postensado.	38
Figura 4.20: Diagrama de momento secundario.	39
Figura 4.21: (a) Dimensionamiento de viga postensada en losa maciza. (b) Viga postensada para el análisis.	40
Figura 4.22: Perfil del tendón de la viga postensada.....	41
Figura 5.01: Diagrama de costos de las partidas para el análisis por piso típico....	45
Figura 5.02: Diagrama de costos de las diferentes alternativas de techado por piso típico.	45
Figura 5.03: Diagrama de costos por metro cuadrado de las diferentes alternativas de techado por piso típico.	46
Figura 6.01: Distribución de las zonas de influencia de los elementos verticales. ...	51
Figura 6.02: Espectro de pseudo-aceleraciones.	55
Figura 7.01: Viga para el análisis del (a) aligerado con vigas intermedias, y (b) losa nervada en dos direcciones.....	60
Figura 7.02: Diagrama de envolventes de momentos de (a) aligerado con vigas intermedias, y (b) losa nervada en dos direcciones.	60
Figura 7.03: Sección de columna de los dos primeros pisos.....	63
Figura 7.04: (a) Corte de nivel para un intervalo de carga de 254Tn-362Tn. (b) Corte de nivel para un intervalo de carga de 189Tn-254Tn.....	63
Figura 7.05: Zona de confinamiento y zona central a lo largo de una columna.	64
Figura 7.06: Análisis de la placa en (a) la dirección X-X y (b) la dirección Y-Y.....	65
Figura 7.07: Distribución de la armadura en placa.	66
Figura 7.08: Diagramas de iteración (a) del momento 2-2 en la dirección x-x. (b) del momento 3-3 en la dirección y-y.....	67
Figura 7.09: Modelo Típico para Escalera.....	72
Figura 7.10: (a)Diagrama de cortantes de la Escalera en Ton (b) Diagrama de momentos de la Escalera en Ton-m.....	73

ECUACIONES

Ecuación 3.01: Cálculo del área bruta de la sección de una columna.	11
Ecuación 3.02: Cálculo de la fuerza cortante basal.	12
Ecuación 4.01: Fórmula de diseño por resistencia.	17
Ecuación 4.02: Fórmulas para la reducción de carga viva.	18
Ecuación 4.03: Formulas de diseño a flexión en concreto armado.	19
Ecuación 4.04: Formulas de acero mínimo y máximo.	19
Ecuación 4.05: Formulas de diseño a cortante en concreto armado.	19
Ecuación 4.06: Formulas de esfuerzos de compresión y tracción para postensado.	21
Ecuación 4.07: Fórmulas de diseño a cortante en concreto postensado.	23
Ecuación 4.08: Cálculo de momentos según Kalmanok.	29
Ecuación 6.01: Fórmula del factor de amplificación sísmica.	49
Ecuación 6.02: Fórmula de la estimación del periodo de la estructura.	50
Ecuación 6.03: (a) Fórmula de distribución de cortante basal. (b) Fórmula del valor de la fuerza F_a	54
Ecuación 7.01: (a) Fórmula de la cortante 1 de diseño de vigas y (b) las combinaciones de cargas para la elección de la cortante 2 de diseño de vigas.	59
Ecuación 7.02: Fórmula de la cortante de diseño de columnas.	62
Ecuación 7.03: Fórmula de la cortante de diseño de la placa.	65
Ecuación 7.04: (a) Verificación por punzonamiento a $d/2$ de la cara. (b), (c) y (d) Resistencia al corte del concreto.	68
Ecuación 7.05: Fórmula de dimensionamiento de zapata.	68
Ecuación 7.06: Fórmula para verificación de esfuerzos admisibles.	69
Ecuación 7.07: Fórmula para verificación de esfuerzos admisibles con la inclusión de sismos.	70
Ecuación 7.08: Fórmula para metrado de cargas de la escalera.	72

SÍMBOLOS

a	=	Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, Capítulo 4, 7
A_g	=	Área bruta de la sección, Capítulo 4
A_i	=	Área de influencia del elemento estructural, Capítulo 4
A_o	=	Área de la sección crítica para cortante en 2 direcciones, Capítulo 7
A_{ps}	=	Área de acero pre-esforzado en la zona de tracción por flexión, Capítulo 1, 4
A_s	=	Área de refuerzo longitudinal no pre-esforzado a tracción, Capítulo 4, 7
A_{sb}	=	Área de acero en tracción que produce la falla balanceada en la sección, Capítulo 4
$A_{s_{max}}$	=	Área máxima de refuerzo de flexión, Capítulo 4
$A_{s_{min}}$	=	Área mínima de refuerzo de flexión, Capítulo 4
A_t	=	Área tributaria del elemento estructural, Capítulo 4
A_{zapata}	=	Área total de la zapata, Capítulo 7
b	=	Ancho de la cara en compresión del elemento, Capítulo 4, 7
B_o	=	Perímetro de la sección crítica para cortante en 2 direcciones, Capítulo 7
b_w	=	Ancho del alma o diámetro de la sección circular, Capítulo 4
BAL	=	Cargas de balance, o momentos y fuerzas debido al efecto del postensado, Capítulo 4
C	=	Factor de amplificación para análisis sísmico, Capítulo 3, 6
C_c	=	Componente de compresión en el bloque de compresiones equivalente, Capítulo 4
CM	=	Cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 4, 7
C_n	=	Carga en servicio para el diseño por resistencia, Capítulo 4

cp	=	Espesor de contrapaso de escalera, Capítulo 7
CS	=	Efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 4, 7
Ct	=	Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio, Capítulo 6
CV	=	Cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 4, 7
d	=	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, Capítulo 4, 7
d_p	=	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo pre-esforzado, Capítulo 4
d_s	=	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo pasivo en tracción, Capítulo 4
$drape/sag$	=	Altura entre los puntos de inflexión del cable de postensado, Capítulo 4
Ec	=	Módulo de elasticidad del concreto, Capítulo 1
Eps	=	Módulo de elasticidad del acero pre-esforzado, Capítulo 1
Es	=	Módulo de elasticidad del acero pasivo, Capítulo 1
Fa	=	Fuerza sísmica horizontal como fracción de la cortante basal en el último nivel del edificio, Capítulo 6
F_{ps}	=	Fuerza de tracción en el acero de pre-esfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión, Capítulo 4
F_s	=	Fuerza de tracción en el acero pasivo en el estado de resistencia nominal a la flexión, Capítulo 4
f_c	=	Esfuerzo en la fibra extrema por compresión en la zona de compresión pre-traccionada, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, Capítulo 4
$f'c$	=	Resistencia especificada a la compresión del concreto, Capítulo 1, 3, 4, 5, 7
Fi	=	Fuerza sísmica horizontal en el nivel "i", Capítulo 6

f_{ps}	=	Esfuerzo en el acero de pre-esfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión, Capítulo 4
f_{pu}	=	Resistencia especificada a la tracción del acero de pre-esforzado, Capítulo 1, 4
f_{se}	=	Esfuerzo efectivo en el acero de pre-esfuerzo después de que han ocurrido todas las pérdidas de pre-esforzado, Capítulo 4
f_t	=	Esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción pre-comprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, Capítulo 4
f_y	=	Resistencia especificada a la fluencia del acero pasivo, Capítulo 1, 4
h_i	=	Altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno, Capítulo 6
H_n	=	Altura total de la edificación, Capítulo 6
HYP	=	Cargas hiperestáticas, o momentos y fuerzas debido al efecto producido por la hiperestaticidad de la estructura cuando se aplica el postensado, Capítulo 4
I	=	Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, Capítulo 4
k	=	Factor de carga viva sobre el elemento, Capítulo 4
L	=	Luz de la viga o losa en una dirección, proyección libre del voladizo o longitud del elemento, Capítulo 4
L_n	=	Luz libre medida entre caras de los apoyos, Capítulo 7
L_o	=	Intensidad de la carga viva reducida, Capítulo 4
L_r	=	Intensidad de la carga viva sin reducir, Capítulo 4
L_x	=	Lado en la dirección X del elemento, Capítulo 7
L_y	=	Lado en la dirección Y del elemento, Capítulo 7
M_{bal}	=	Máximo momento no amplificado debido a cargas de balance producido por efecto del postensado, Capítulo 4
M_{CM}	=	Máximo momento no amplificado debido a cargas muertas, Capítulo 4
M_n	=	Resistencia nominal a flexión en la sección, Capítulo 4, 7

M_{sx}	=	Momento debido al sismo aplicado en la dirección X, Capítulo 7
M_{sy}	=	Momento debido al sismo aplicado en la dirección Y, Capítulo 7
M_u	=	Momento amplificado en la sección, Capítulo 4, 7
M_{ua}	=	Momento amplificado proveniente del análisis del muro, Capítulo 7
N_u	=	Carga axial amplificada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, Capítulo 4
M_{CV}	=	Máximo momento no amplificado debido a cargas vivas, Capítulo 4
M_x	=	Momento debido a cargas en servicio aplicado en la dirección X, Capítulo 7
M_y	=	Momento debido a cargas en servicio aplicado en la dirección Y, Capítulo 7
P	=	Fuerza después de pérdidas del cable de postensado, Capítulo 4
p	=	Espesor de paso de escalera, Capítulo 7
P_a	=	Fuerza axial no amplificada debido a cargas en servicio, Capítulo 4
P_{av}	=	Fuerza promedio después de pérdidas del cable de postensado, Capítulo 4
P_{CM}	=	Carga axial en servicio para el pre-dimensionamiento de la zapata debido a la carga muerta, Capítulo 7
P_{CV}	=	Carga axial en servicio para el pre-dimensionamiento de la zapata debido a la carga viva, Capítulo 7
P_{eso}	=	Peso total de la edificación, Capítulo 3
P_i	=	Fuerza sísmica horizontal en el nivel "i", Capítulo 6
P_n	=	Resistencia axial nominal de la sección transversal, Capítulo 7
P_s	=	Carga axial debido al sismo, Capítulo 7
$P_{servicio}$	=	Carga axial en servicio para el pre-dimensionamiento de la columna, Capítulo 3

P_u	=	Fuerza axial amplificada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, Capítulo 7
R	=	Factor de reducción para análisis sísmico, Capítulo 3, 6
R_n	=	Resistencia de diseño para el diseño por resistencia, Capítulo 4
S	=	Factor de suelo para análisis sísmico, Capítulo 3, 6
s	=	Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de pre-esfuerzo, alambres, o anclajes, Capítulo 7
S_n	=	Factor de amplificación para el diseño por resistencia, Capítulo 4
T	=	Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico, Capítulo 6
T_p	=	Período que define la plataforma del factor C, Capítulo 6
U	=	Factor de uso para análisis sísmico, Capítulo 3, 6
V	=	Fuerza cortante en la base de la estructura, Capítulo 6
V_c	=	Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, Capítulo 3, 4, 7
V_{est}	=	Fuerza cortante en la base de la estructura obtenida del análisis estático, Capítulo 6
V_{din}	=	Fuerza cortante en la base de la estructura obtenida del análisis dinámico, Capítulo 6
V_n	=	Resistencia nominal al cortante, Capítulo 3
V_s	=	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, Capítulo 3, 7
V_u	=	Fuerza cortante amplificada en la sección, Capítulo 3, 4, 7
V_{ua}	=	Fuerza cortante amplificada proveniente del análisis del muro, Capítulo 7
y_c	=	distancia desde el eje centroidal de la sección bruta a la fibra extrema en compresión, sin considerar el refuerzo, Capítulo 4

y_t	=	distancia desde el eje centroidal de la sección bruta a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo, Capítulo 4
Z	=	Factor de zona para análisis sísmico, Capítulo 3, 6
α_s	=	Constante usada para calcular V_c en losas y zapatas, Capítulo 7
β	=	Relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones, de los lados de una columna; del área de carga concentrada o de reacción o de los lados de una zapata, Capítulo 7
β_1	=	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, Capítulo 4
ε_c	=	Deformación unitaria del concreto al extremo de la fibra, Capítulo 4
ε_{ps}	=	Deformación unitaria del acero de pre-esfuerzo, Capítulo 4
ε_s	=	Deformación unitaria del acero pasivo, Capítulo 4
ρ_p	=	Cuantía de acero de pre-esfuerzo, Capítulo 4
γ_c	=	Peso específico del concreto, Capítulo 1
ϕ	=	Factor de reducción de resistencia, Capítulo 3, 4, 7
ω	=	Índice de refuerzo en tracción, Capítulo 4
ω'	=	Índice de refuerzo en compresión, Capítulo 4
$\sigma_{(1) o (2)}$	=	Presión que ejerce la zapata al suelo, Capítulo 7
σ_{adm}	=	Capacidad admisible del suelo, Capítulo 7
σ_{Bal}	=	Esfuerzo en la fibra extrema por tracción/compresión debido a cargas de balance producido por efecto del postensado usando las propiedades de la sección bruta, Capítulo 4
σ_{CM}	=	Esfuerzo en la fibra extrema por tracción/compresión debido a cargas muertas usando las propiedades de la sección bruta, Capítulo 4
σ_{CV}	=	Esfuerzo en la fibra extrema por tracción/compresión debido a cargas vivas usando las propiedades de la sección bruta, Capítulo 4
σ_u	=	Presión última del suelo, Capítulo 7

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 Introducción

El presupuesto para gestionar una obra de construcción civil está relacionado con el diseño estructural en la etapa de elaboración del proyecto. Esta etapa inicia con la licitación en el periodo de contratación, luego el control y valoración en la etapa de ejecución (Ramírez de Arellano Agudo, 2006). El diseño estructural es un factor importante en esta cadena, ya que representa una parte importante del costo de la estructura. Es por ello la relevancia de seleccionar las soluciones más rentables que puedan satisfacer las demandas exigidas por el proyecto (Portland Cement Association, 2005). Actualmente, las alternativas que puede brindar el concreto reforzado son diversas. Así mismo los sistemas estructurales tales como el concreto pre-esforzado son una opción frente al sistema convencional para obtener diseños seguros, con un costo razonable y estéticamente atractivos (VSLChile, 2015). Si bien las soluciones son múltiples, es posible distinguir los factores por el cual unos sistemas presentan un mayor costo frente a otros que satisfacen las mismas condiciones a un menor precio. El desarrollo del proyecto se basa en identificar estos factores y observar cómo influyen en el diseño de dos edificios de diez pisos.

1.2 Objetivo del proyecto

El presente proyecto pretende evaluar económicamente los diferentes sistemas estructurales de techados tanto en concreto armado como en concreto postensado, teniendo como finalidad identificar los factores que incrementan el costo de los sistemas estructurales. Además, se busca analizar el comportamiento estructural de las dos alternativas económicamente más favorables.

1.3 Limitaciones

Este proyecto asume que la edificación no presenta estructuras colindantes.

Las propiedades mecánicas del concreto utilizado en los diferentes elementos de la estructura son las mismas. Es decir, el mismo concreto es utilizado tanto en zapatas, placas, losas entre otros.

Para establecer el criterio de uniformidad entre los elementos estructurales, las secciones de las vigas principales, vigas secundarias y columnas se mantienen iguales entre las diferentes propuestas de techados.

Finalmente, el análisis de costos no toma en cuenta la velocidad de instalación de los sistemas, transporte de materiales, fácil disponibilidad en los mercados, entre otros, sino únicamente el costo del material, costo de equipos y el costo de obrera.

1.4 Organización del documento

En el segundo capítulo se describen la ubicación y distribución de la arquitectura del edificio de oficinas, así como la estructuración de las diferentes propuestas de sistemas de techados de concreto armado y concreto postensado.

En el tercer capítulo se presenta el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales verticales, así como de las losas y vigas de concreto armado y concreto postensado.

En el cuarto capítulo se muestran los conceptos básicos del diseño en concreto armado y concreto postensado. Seguidamente, se exponen las condiciones de cargas y el diseño por gravedad de las diferentes propuestas de techados.

En el quinto capítulo se realiza un análisis de costos con la finalidad de identificar los principales factores que influyen en el precio de los techados. Adicionalmente, son escogidas las dos alternativas más económicas.

En el sexto capítulo, son modeladas las estructuras de ambos techados y sometidos a análisis sísmicos estático y dinámico de traslación pura y tres grados de libertad. Así mismo se verifica que cumplan con los requerimientos de los desplazamientos laterales propuestos por la Norma Técnica de Edificaciones.

En el séptimo capítulo se inicia el diseño de los elementos estructurales de ambas propuestas, entre ellos, las vigas, las columnas, las placas, zapatas, escalera y cuarto de máquinas.

Finalmente, en el octavo capítulo se presentan las principales conclusiones en base al análisis y el diseño estructural realizados.

1.5 Reglamento y propiedades físicas de los materiales

1.5.1 Normas para el análisis y diseño estructural

A lo largo del desarrollo del proyecto se han utilizado normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (NTE E.020, 2006; NTE E.030, 2003; NTE E.050, 2006; NTE E.060, 2006) como base para el análisis y diseño estructural. Tanto la norma de cargas E.020 como los criterios para establecer los modelos estructurales de la norma de concreto armado E.060 son empleados en el análisis. Por otro lado, para el diseño son requeridas las normas de diseño sismo-resistente E.030, de suelos y cimentaciones E.050 y de concreto armado E.060.

1.5.2 Materiales

Los principales materiales empleados en el diseño del proyecto son el concreto, las varillas de acero y los torones para el postensado. En el caso del concreto y acero se usan los valores de diseño y fórmulas propuestas por la norma de concreto E.060, mientras que para los torones del postensado, las propiedades son extraídos de la ASTM A 416/A 416M-06 (ASTM A416 / A416M - 06, 2006) como muestra la tabla 1.01.

Tabla 1.01: Propiedades de materiales empleados en sistemas de techados.

Materiales	Propiedades de los materiales		
Concreto pre-mezclado			
	Resistencia a compresión	(f'c)	280 Kg/cm ²
	Módulo de Poisson	(v)	0.15
	Peso específico	(rc)	2400 Kg/m ³
	Módulo de elasticidad	(Ec)	15000√f'c Kg/cm ²
Acero corrugado G-60			
	Esfuerzo de fluencia	(f'y)	4200 Kg/cm ²
	Módulo de elasticidad	(Es)	2000000 Kg/cm ²
Torones del postensado			
	Tipo de sistema		No adherido
	Esfuerzo último	(Fpu)	1860 MPa
	Módulo de elasticidad	(Eps)	195000 MPa

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

En este capítulo se desarrolla la propuesta arquitectónica y las posibles soluciones de los sistemas estructurales que satisfagan las exigencias del proyecto. El presente capítulo está dividido en dos secciones.

En la primera sección se describe la localización, uso y distribución de la arquitectura del proyecto. Mientras que la estructuración de las diferentes propuestas de techados de concreto armado y concreto postensado se exponen en la segunda sección.

2.1 Arquitectura del proyecto

El proyecto consiste en una edificación de oficinas de diez pisos localizado en el distrito de Miraflores (figura 2.01), con un área total de 778m². Las oficinas cuentan con un área desde 174m² hasta 696m². Esto se logra mediante la ubicación de tabiquería móvil entre los ambientes que permiten en un mismo nivel destinado para una oficina llegar a ser de cuatro oficinas.

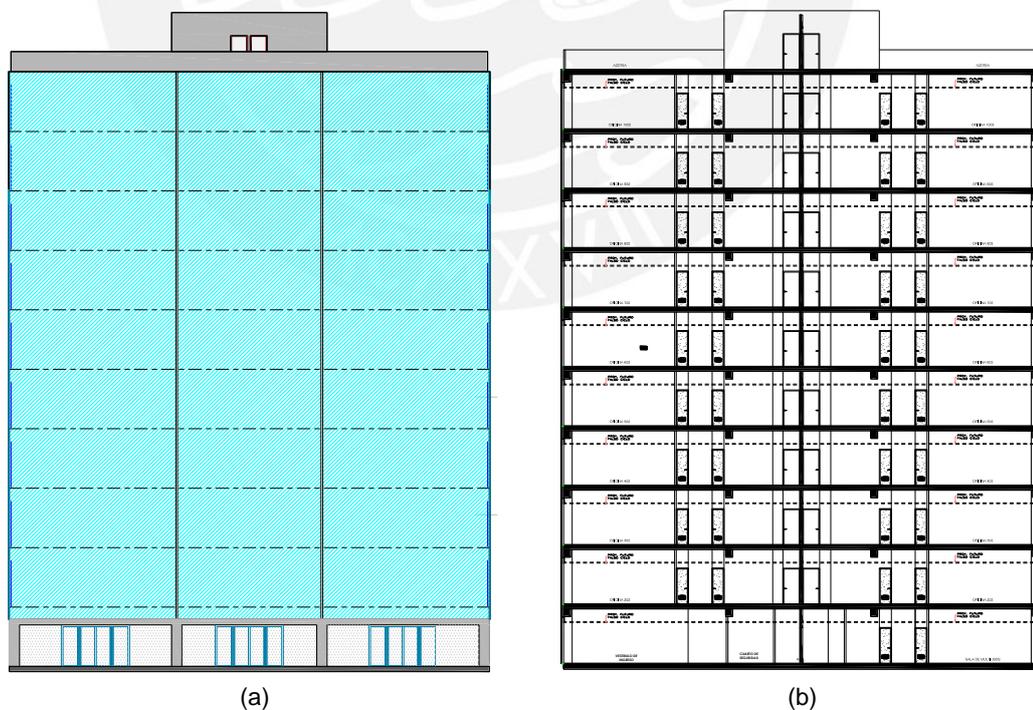


Figura 2.01: Arquitectura del edificio de oficinas.

En la figura 2.02 se muestra el plano de arquitectura de un nivel típico. Se observa la existencia de dos ascensores uno al frente del otro. Así mismo, se ubican escaleras

de emergencia al lado de cada ascensor. El Hall brinda acceso hacia las oficinas tanto por el lado izquierdo como por el lado derecho. Cada oficina cuenta con un baño para hombres y uno para mujeres, ubicados en las cercanías de las placas de ascensores y hechas de drywall.

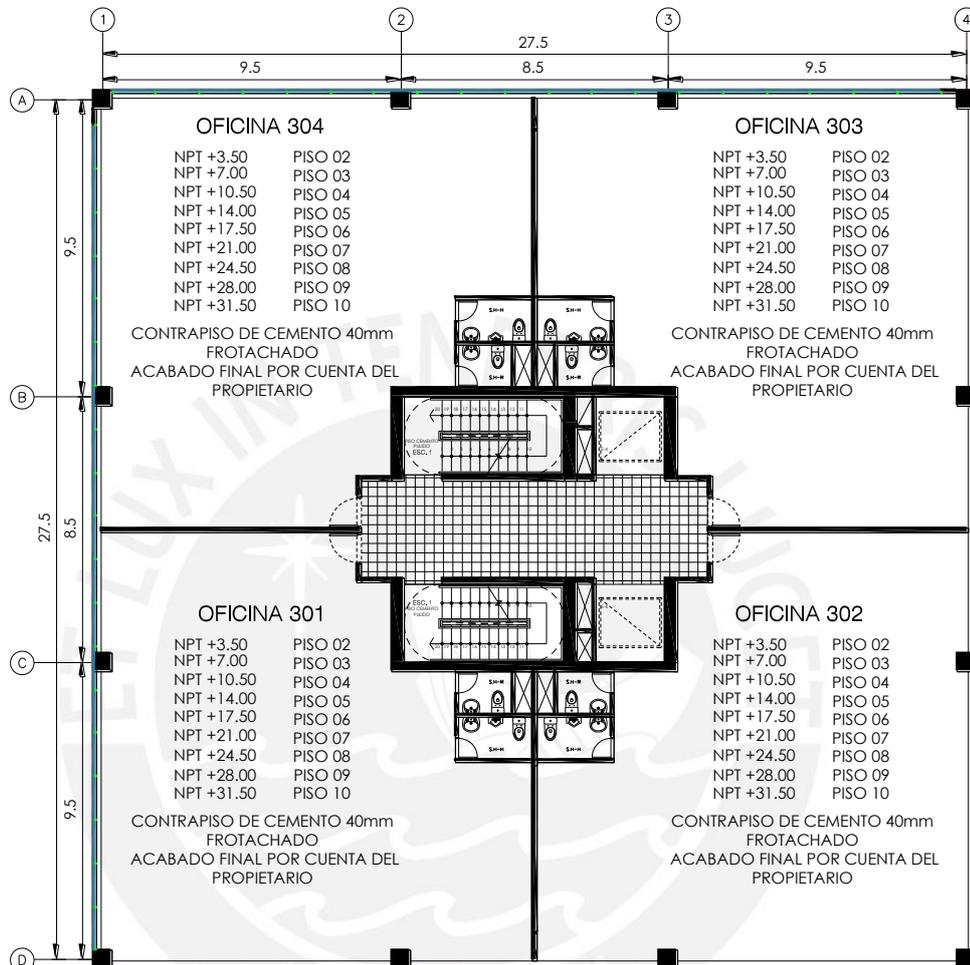


Figura 2.02: Planta de arquitectura típica.

2.2 Estructuración del proyecto

En el núcleo central se originan un conjunto de placas que encierran a las escaleras y ascensores. Este conjunto consta de dos placas largas que trabajan en dirección horizontal y seis placas cortas en la dirección vertical. Asimismo, a lo largo del perímetro se ubican columnas cuadradas que se conectan a las placas mediante vigas principales interiores. Las columnas presentan una holgura con respecto a las vigas perimetrales, con la finalidad de anclar el muro cortina que cubre el perímetro de la edificación. El sistema propuesto será diseñado con la finalidad de que la mayoría de las fuerzas cortantes generadas durante un sismo sean tomadas por los muros de corte. Es necesario mencionar que las nomenclaturas de los elementos son

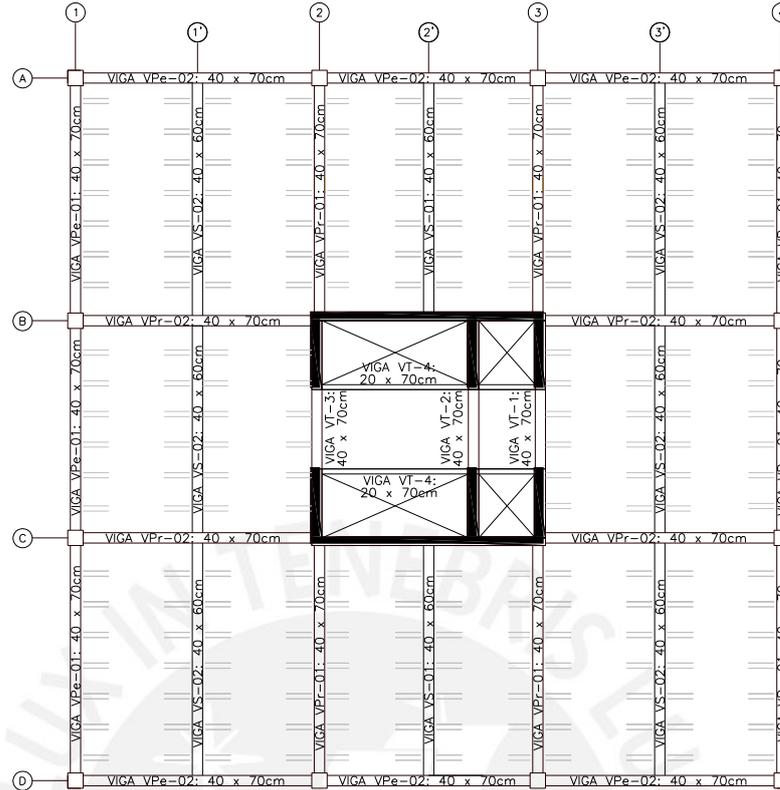
las mismas para los diferentes sistemas de techados y son expuestas únicamente en la primera propuesta.

2.2.1 Propuestas de techados de concreto armado

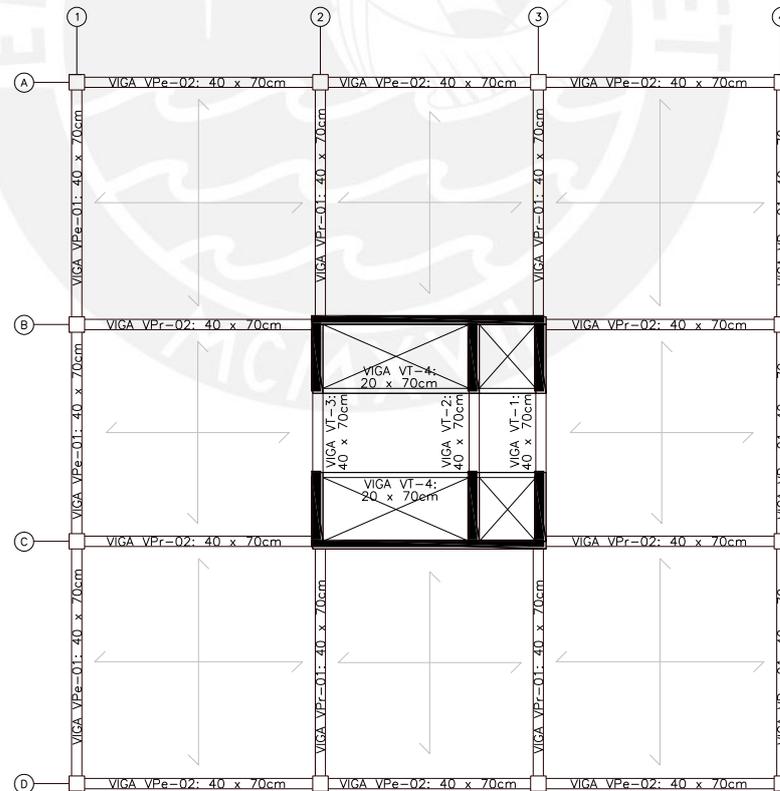
Existe gran variedad de sistemas de techados de concreto armado, una de ellas es el sistema de losas aligeradas. En este caso, se ha optado por el uso de aligerados convencionales con ladrillos cerámicos que trabajen horizontalmente (figura 2.03-a). Las vigas secundarias ubicadas verticalmente en cada paño son producto de las grandes luces y estas pueden ser de un tramo (VS-01) y tres tramos (VS-02). Las vigas principales interiores ubicadas en forma vertical (VPr-01) cargan directamente a los aligerados adyacentes, en cambio, en las vigas principales interiores ubicadas horizontalmente (VPr-02), las cargas de los aligerados son transmitidas por las vigas secundarias por cargas concentradas. Las vigas perimetrales encierran a la losa y pueden ser ubicados verticalmente (VPe-01) y horizontalmente (VPe-02). Por último, las vigas sísmicas VT-1, VT-2, VT-3 y VT-4 van a permitir controlar los desplazamientos de las dos cajas de ascensores.

Otra solución de techado es el uso de losas macizas (figura 2.03-b). La losa en cada paño actúa en dos direcciones, lo que permite distribuir sus cargas casi de forma equitativa a las vigas de su perímetro. A diferencia de los demás modelos mostrados en esta sección, este debe presentar el mayor peso, ya que todo su volumen es de concreto.

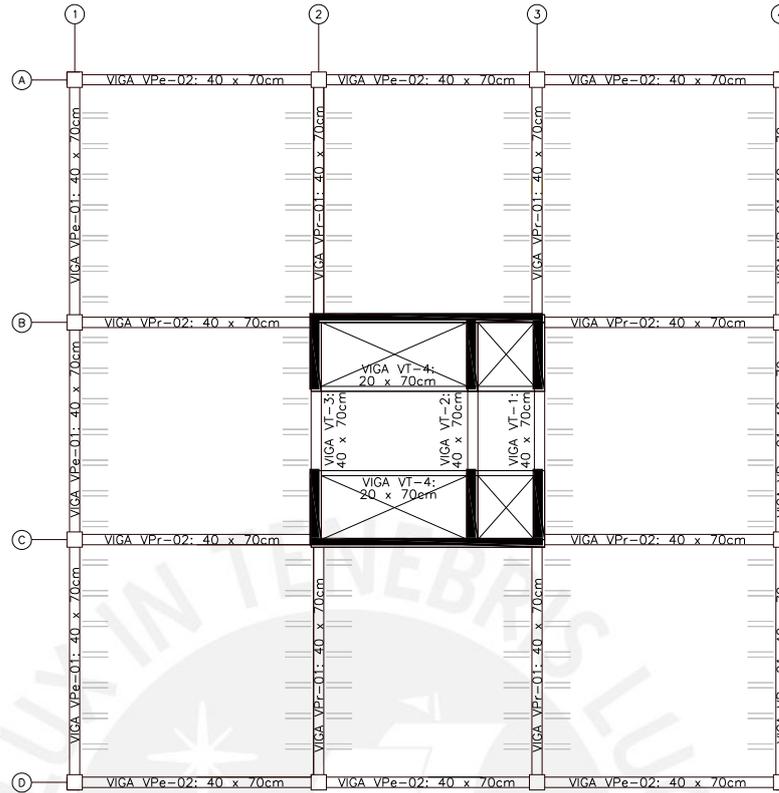
En las figuras 2.03-c y 2.03-d, se observan otras alternativas de losas nervadas. En este proyecto se ha optado por proponer dos soluciones con este sistema de techado, las cuales son las losas nervadas en una y dos direcciones. La losa nervada en un sentido trabaja en dirección horizontal; por otro lado, las losas nervadas en dos direcciones buscan reducir el peralte de la sección, es decir, el peso propio del techado. En ambos sistemas se emplean casetones de poli-estireno expandido de la empresa Tecnolima S.A.C. con densidad de 10Kg/m^3 con la finalidad de ahorrar el costo en encofrado.



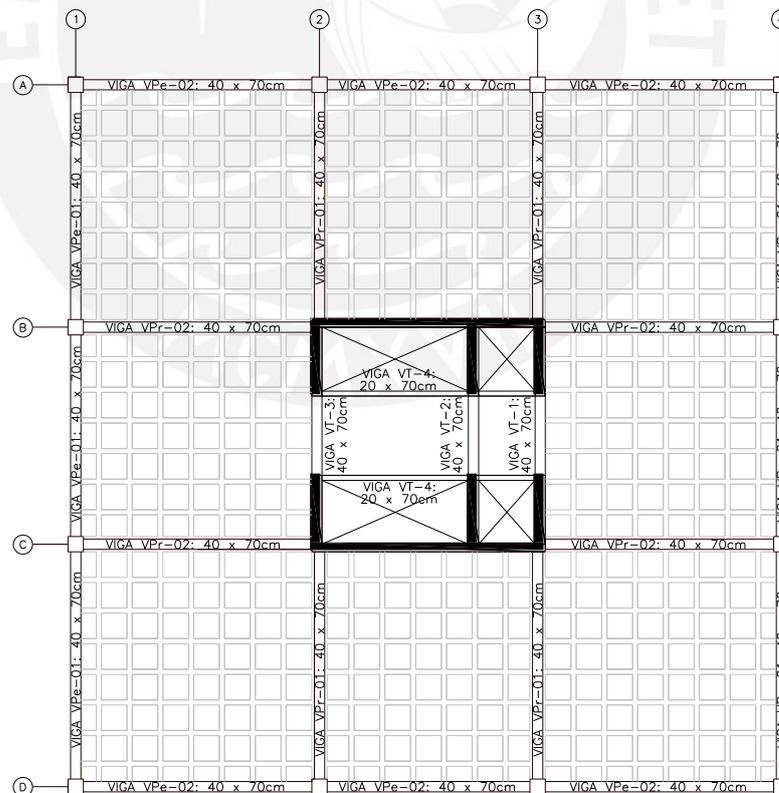
(a)



(b)



(c)



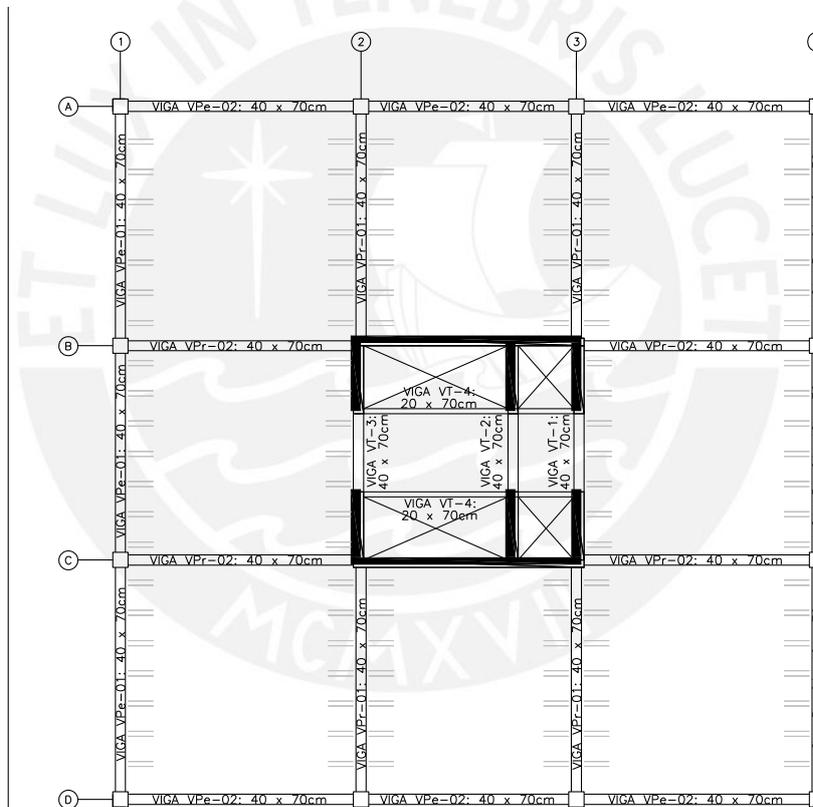
(d)

Figura 2.03: Propuestas de techado de concreto armado: (a) Losa aligerada convencional con vigas intermedias. (b) Losa maciza de concreto armado en dos direcciones. (c) Losa nervada en una dirección. (d) Losa nervada en dos direcciones.

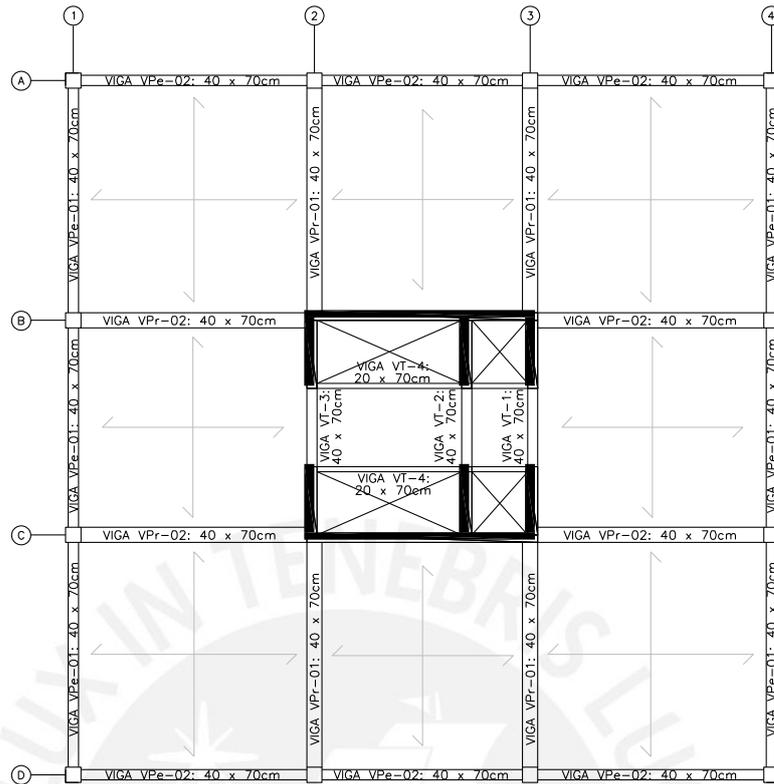
2.2.2 Propuestas de techado de concreto postensado

Existen diferentes tipos de techados con el uso de concreto postensado, los cuales se caracterizan por tener menor espesor. En esta propuesta se propone nuevamente el sistema de losas nervadas (figura 2.04-a y 2.04-b) con la finalidad de poder establecer diferencias importantes de un sistema y otro en cuanto a costos. Como primera propuesta se han escogido a las losas nervadas postensadas, en un sentido apoyados en vigas de concreto armado. La segunda alternativa consiste en losas nervadas de concreto armado en dos direcciones apoyadas en vigas postensadas.

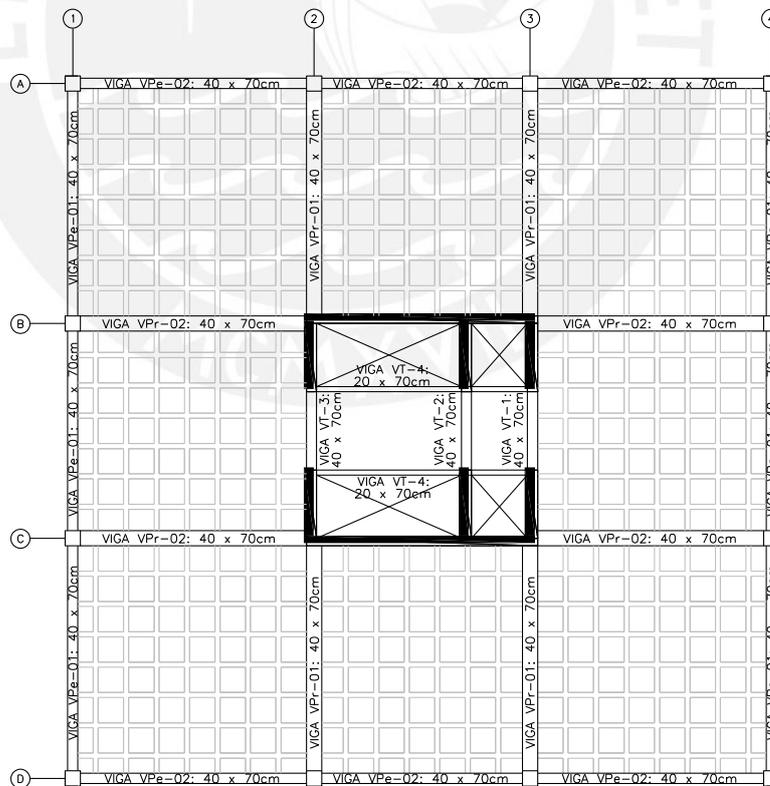
Finalmente, se ha optado por escoger un techado de losa de concreto armado y utilizar vigas postensadas, con la finalidad de reducir el peralte de las vigas, lo que genera un incremento de la altura libre entre pisos (figura 2.04-c).



(a)



(b)



(c)

Figura 2.04: Propuestas de techado de concreto postensado: (a) Losa nervada en una dirección con vigas de concreto armado. (b) Losa nervada de concreto armado en dos direcciones con vigas postensadas. (c) Losa maciza de concreto armado en dos direcciones con vigas postensadas.

CAPÍTULO 3

PREDIMENSIONAMIENTO

En el presente capítulo se muestra el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales empleados en los diversos sistemas de techados. Los valores presentados sirven como referencia para seleccionar las dimensiones de las columnas, vigas, losas, entre otros. El capítulo está dividido en tres secciones.

En la primera se presentan los dimensionamientos de elementos verticales como columnas y placas. En la segunda, los dimensionamientos de vigas y losas de concreto armado, y en la última sección se muestran los elementos postensados.

3.1 Elementos verticales

3.1.1 Columnas

Las columnas son elementos estructurales sometidos a cargas axiales, flexión y cortante (Ottazzi Pasino, 2013). No obstante, los esfuerzos principalmente dominantes en este tipo de elementos estructurales son las cargas axiales (Nilson, 2001). Lo mencionado se puede apreciar en construcciones elevadas donde la carga axial se hace más importante que los momentos (Blanco Blasco, 1990-1991). Debido a ello, se puede pre-dimensionar la columna en función a la capacidad de carga axial de su sección.

En el pre-dimensionamiento de columnas se pretende que los elementos más cargados trabajen bajo servicio al 45% del concreto. Esto es representado en la siguiente ecuación:

$$0.45f'c \text{ Área} = P_{servicio}$$

Ecuación 3.01: Cálculo del área bruta de la sección de una columna.

En el proyecto, como ya se mencionó, las columnas son todas de la misma sección, por ello, se ha seleccionado la situación más crítica para estimar el área bruta. En este caso, las columnas ubicadas en los tramos centrales del perímetro de la planta son las que reciben cargas mayores. Se asume que la carga en servicio estimada para cada uno de los diez niveles es 1.0Ton/m². Se procede a mostrar el cálculo de la sección en la tabla 3.01.

Tabla 3.01: Pre-dimensionamiento de columnas.

	Área tributaria (m ²)	Carga (Ton)	f'c (Kg/cm ²)	Área (cm ²)	Sección elegida (cm ²)
Columna central	42.75	430	280	3400	60 x 60

3.1.2 Placas

De la misma forma que las columnas, las placas trabajan bajo esfuerzos de flexo-compresión y cortante (Ottazzi Pasino, 2013); no obstante, la principal función de este elemento estructural es resistir las fuerzas generadas durante los sismos (Blanco Blasco, 1990-1991). Es por ello que la verificación de las dimensiones seleccionadas de estos elementos es realizada posterior a un análisis sísmico.

En el pre-dimensionamiento el 100% de la fuerza cortante basal es tomada por el concreto y el acero de refuerzo como se muestra en la ecuación 03-a (Pómez Villanueva, 2012). Asimismo, la fuerza cortante basal es estimada mediante un análisis estático y con la ecuación 03-b de la norma de diseño sismo resistente E.030 (NTE E.030, 2003).

$$H_u = \phi (V_c + V_s) \qquad H_u = \frac{ZUCS}{R} \text{ Peso}$$

(a) (b)

Ecuación 3.02: Cálculo de la fuerza cortante basal.

Del mismo modo, los parámetros para el cálculo, iguales en ambas direcciones, son mostrados en la tabla 3.02. Los conceptos de los parámetros serán explicados en el capítulo 6. Adicionalmente, las ecuaciones 6.01 y 6.02 necesarias para el cálculo del factor de amplificación “C” son presentados en el acápite 6.2.

Tabla 3.02: Análisis sísmico estático de placa.

Parámetros	X	Y	Descripción
Factor de zona (Z)	0.4	0.4	Zona 3
Factor de uso (U)	1.0	1.0	Oficinas
Factor de amplificación * (C)	1.3	1.3	Pórticos + Caja de ascensores
Factor de suelo (S)	1.0	1.0	Suelo rígido
Factor de reducción (R)	6.0	6.0	De muros estructurales
Peso estructura (Ton)	7560		Se estima 1 Ton/m ² por nivel
Cortante basal Hu (Ton)	648		

(*) El valor de C es estimado en función al periodo fundamental de la estructura y del suelo. Así mismo, este tiene que ser menor a 2.5s (norma sismo resistente).

En la tabla 3.03 se presenta el análisis por cortante de las placas con la finalidad de verificar si las dimensiones asumidas son aceptables o no. En este caso, la fuerza

cortante basal de cada dirección se distribuye en cada placa de la misma dirección en forma uniforme. Adicionalmente, se asume 2 capas de fierros de 3/8" espaciados 20cm para estimar el aporte del acero en la toma de fuerzas cortantes.

Tabla 3.03: Verificación del dimensionamiento de la placa.

	X	Y
Número de placas en la dirección	2	6
Espesor asumido de cada placa en dirección (cm)	30	40
Longitud asumida de cada placa en dirección (cm)	910	300
Hu en la dirección (Ton)	648	648
Vc total de todas las placas en la dirección (Ton)	387	510
Vs total de todas las placas en la dirección (Ton)	434	429
ØVn total de todas las placas en la dirección (Ton)	698	799
Hu < ØVn	si	si

3.2 Vigas y losas de concreto armado

3.2.1 Vigas principales

Las vigas son elementos estructurales que trabajan a flexión y cortante. Su función es transmitir las cargas producto de las losas hacia las columnas. Este tipo de vigas son llamadas principales. El dimensionamiento de la sección de este tipo de elementos está relacionado con la luz libre, ya que a mayores luces, más carga trasmite la losa hacia la viga.

En la sección de viga, la variable más importante es el peralte (Blanco Blasco, 1990-1991). Debido a ello, el pre-dimensionamiento del peralte está relacionado con la luz. Comúnmente, las dimensiones pueden variar entre 1/10 a 1/12 de la luz libre, llegando a 1/14 cuando las luces son mayores. En caso del ancho de sección de viga, estos pueden fluctuar entre el 30% al 50% del peralte y se recomienda como mínimo un ancho de 25cm.

Según el plano de arquitectura, las luces entre ejes de las vigas principales en las diferentes alternativas de techados son de 8.5m y 9.5m con luces libres de 8.1m y 9.1m. Empleando el criterio de 1/10 y 1/12, se obtiene que el peralte puede variar entre 70cm hasta 90cm. Si se utilizase el criterio de 1/14, el peralte podría alcanzar valores de hasta 60cm. Debido a lo anterior, se ha optado por dimensionar a las vigas principales con un peralte de 70cm, mientras que a las vigas secundarias, un peralte de 60cm. En ambos casos, el ancho de los elementos estructurales es de 40cm.

3.2.2 Vigas secundarias

Las vigas secundarias transmiten directamente las cargas hacia las vigas principales. Debido a ello, el peralte de estos elementos puede llegar a ser menor que el de las vigas principales; no obstante, una reducción importante de sección de viga puede disminuir la rigidez lateral en dicha dirección (Blanco Blasco, 1990-1991). En este caso, el peralte de las vigas secundarias son 10cm menores que el peralte de las vigas principales.

3.2.3 Aligerados

Sistema de techado tradicional cuya característica principal es el reducido peso que presenta frente a otros sistemas como las losas macizas. De igual manera que el dimensionamiento de las vigas, el peralte del aligerado depende de la luz de la dirección de trabajo del sistema. Los valores del ancho del ala están en función a las dimensiones convencionales de los ladrillos de arcilla.

Las dimensiones tradicionales de los ladrillos son de 30cmx30cm con un peralte variable de 15cm, 20cm y 25cm, y un ancho de ala de 40cm. En la tabla 3.04 (Blanco Blasco, 1990-1991) se muestran los valores del peralte en función a la luz para aligerados que trabajan en una dirección. Es adecuado utilizar un valor de 20cm, ya que las luces del sistema aligerado con vigas intermedias son como máximo 4.75m.

Tabla 3.04: Dimensionamiento de la sección de aligerado en una dirección.

Peralte (cm)	17	20	25	30
Luces (m)	menores a 4m	De 4 a 5.5m	De 5 a 6.5m	De 6 a 7.5m

3.2.4 Losas macizas

A diferencia del aligerado, las losas macizas pueden abarcar mayores luces con peraltes menores, debido a su resistencia y rigidez. Producto de las grandes dimensiones de las losas armadas en dos direcciones, el dimensionamiento está relacionado con la luz libre entre apoyos o el perímetro del borde de losa. En caso se considere la luz de la losa, el espesor puede ser representado como 1/40 veces el valor de la luz (Blanco Blasco, 1990-1991). Del mismo modo, si se toma como referencia el perímetro, este llega a ser 1/180 veces el perímetro.

Dado que el techado del proyecto cuenta con 2 diferentes luces, así como paños con diferentes perímetros, se puede estimar que los valores de los espesores pueden variar entre 19cm a 23cm (tabla 3.05). No obstante, para el presente proyecto se ha tomado el valor de 25cm.

Tabla 3.05: Dimensionamiento del peralte de la losa maciza.

Luz libre (m)	En función de la luz (cm)	Paño (m x m)	En función del perímetro (cm)
9.1	23	9.5 x 9.5	20
8.1	20	9.5 x 8.5	19

3.2.5 Losas nervadas

De la misma forma que los aligerados convencionales, las losas nervadas son un sistema de techado liviano, cuyas dimensiones no están ligadas a las dimensiones de los ladrillos convencionales. En este trabajo se opta por usar casetones de poli-estireno expandido para reducir peso y encofrado. Del mismo modo que los demás sistemas de techados, el dimensionamiento de las secciones de las losas nervadas depende de la luz, adicionalmente, en sistemas de dos direcciones, los peraltes pueden ser menores.

En la tabla 3.06 (Blanco Blasco, 1990-1991) se registran los valores del peralte de losas nervadas en una dirección para diversos rangos de luces. Así mismo, el ancho del nervio puede variar de 10cm a 15cm, mientras que la losa puede tener un espesor de 5cm, siempre que los nervios no estén muy espaciados (Blanco Blasco, 1990-1991). Debido al rango de las luces, el peralte puede variar entre 40cm y 50cm, escogiéndose un valor de 40cm. Para el caso de la losa nervada en dos direcciones, el valor del peralte se ha tomado como 35cm.

Tabla 3.06: Dimensionamiento de la sección de losa nervada en una dirección.

Peralte (cm)	35	40	50
Luces (m)	menores a 7.5m	menores a 8.5m	menores a 9.5m

3.3 Vigas y losas postensadas

3.3.1 Losa nervada postensada en una dirección

Este sistema de techado tiene características similares a la losa nervada de concreto armado. La diferencia reside en la disminución del peralte que se obtiene con la adición del sistema postensado.

El dimensionamiento del peralte puede estimarse como 1/30 veces la luz libre (Concrete Society, 2005). En este caso se obtienen valores que puede variar entre 27cm y 30cm, debido a la presencia de luces libres de 7.9m y 9.0m (tabla 3.07). Al igual que las losas nervadas de concreto armado, el dimensionamiento del ala y el alma puede realizarse sin las restricciones en dimensiones de los bloques de relleno.

En este caso, se ha optado por dimensionar la sección de la losa nervada con un peralte de 30cm.

Tabla 3.07: Dimensionamiento de la sección de losa nervada postensada en una dirección.

Peralte (cm)	26	30
Luces libres (m)	7.9m	9.0m

3.3.2 Vigas postensadas

Las vigas postensadas suelen ser clasificadas en bandas postensadas y vigas peraltadas postensadas. Las bandas postensadas (Banded Beam) son elementos estructurales de un ancho considerable, 1/5 veces la luz, y poco peralte. El uso de estos elementos es muy común para incrementar la altura libre de entrepiso. Por otro lado, las vigas peraltadas postensadas (Narrow Beam) son elementos con menor ancho y un peralte mayor al de las bandas.

En el caso de la presente edificación se utilizó vigas peraltadas postensadas. El dimensionamiento del ancho de estos elementos estructurales es 1/15 veces la luz libre, mientras que el peralte es 1/18 veces dicho valor (Concrete Society, 2005). Debido a ello el peralte y el ancho de la sección de la viga es de 50cmx60cm respectivamente.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y DISEÑO POR GRAVEDAD

En este capítulo se presentan los diseños por cargas de gravedad de las diferentes alternativas de techado. Se tienen en cuenta las exigencias de la norma E.060, donde se describen las consideraciones generales del análisis y diseño, así como las limitaciones de la cantidad de refuerzo (NTE E.060, 2006). Así mismo, las dimensiones finales han sido escogidas en base al pre-dimensionamiento expuesto del capítulo anterior.

Este capítulo está dividido en cuatro secciones. En la primera se expone las metodologías de análisis y diseño en concreto armado y concreto postensado. En la segunda se describen todas las condiciones de cargas muerta y viva para una planta típica. Los análisis y diseños de los techados de concreto armado son presentados en la tercera sección, mientras que los techados postensados son tratados en la cuarta sección.

4.1 Metodologías del análisis y diseño

La metodología empleada para el diseño en concreto armado tiene como base el concepto de Diseño por Resistencia. Este método consiste en la utilización de factores que toman en cuenta la variabilidad tanto de la resistencia como en las cargas que actúan sobre la estructura. El diseño por resistencia se ve expresado en la siguiente ecuación:

$$\text{Resistencia} \geq \text{Efecto de las cargas} \quad \rightarrow \quad \phi R_n \geq U = \sum_{i=1}^n C_n \times S_n$$

Ecuación 4.01: Fórmula de diseño por resistencia.

Donde R_n es la resistencia nominal de diseño; S_n , los efectos de las cargas de servicio; y ϕ y C_n , los factores de reducción y amplificación respectivamente.

Los factores de reducción y amplificación dependen de información estadística. Los primeros se mantienen para ambos diseños; y los segundos varían tanto en un diseño de concreto armado como en el diseño de concreto postensado. Los valores de los factores de reducción se presentan en la tabla 4.01; por otro lado, los factores de carga serán presentados en el acápite 4.1.1.

Tabla 4.01: Factores de reducción para el diseño en concreto.

Tipo de resistencia	Factor de carga de resistencia ϕ
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Flexo-compresión en elementos con estribos	0.70

En el diseño en concreto armado y concreto postensado se utilizan hipótesis de diseño e hipótesis simplificadoras permitidas por la E.060 con la finalidad de simplificar los cálculos. Las hipótesis de diseño permiten asumir que las secciones planas permanecen planas antes y después de la aplicación de cargas, adherencia perfecta entre el concreto y el acero, se puede desprestigiar los esfuerzos de tracción en los cálculos y la utilización de relaciones constitutivas del acero y concreto. En cuanto a las hipótesis simplificadoras, la primera hipótesis hace mención a asumir el diagrama constitutivo del acero elastoplástico perfecto, con esfuerzo de fluencia de 4200 Kg/cm² a una deformación unitaria de 0.0021. La segunda hipótesis menciona que la capacidad máxima de deformación unitaria del concreto en compresión es 0.003. Una última hipótesis es sobre la utilización del bloque rectangular de compresiones equivalente o bloque de Whitney para relacionar los esfuerzos de compresión y deformación del concreto (Ottazzi Pasino, 2013).

La norma de cargas E.020 permite la reducción de carga viva cuando el área de influencia (A_i) es mayor a 40m² (NTE E.020, 2006). La ecuación 4.02-a relaciona las áreas tributarias (A_t) con las de influencia mediante el factor K, cuyo valor para vigas de borde e interiores y en columnas es dos. Mientras que la ecuación 4.02-b presenta la carga reducida (L_r) en función de la carga viva asignada (L_0) y el área de influencia.

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

(a) (b)

Ecuación 4.02: Fórmulas para la reducción de carga viva.

4.1.1 Diseño en concreto armado

Los factores de amplificación de cargas toman en consideración los casos de carga muerta, carga viva, efectos del sismo, viento, empujes de suelos, entre otros. En el diseño para el presente proyecto son empleados los factores mostrados en la tabla 4.02.

Tabla 4.02: Factores de amplificación de cargas para el diseño en concreto armado.

Condición	Factores de amplificación de cargas
Cargas de gravedad	$U = 1.4 CM + 1.7 CV$
Sismo	$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$
	$U = 0.9 CM \pm CS$

Para el diseño por flexión, las fórmulas obtenidas del equilibrio en la sección rectangular se presentan en la ecuación 4.03. Las variables a (ancho), b (peralte) y d (peralte efectivo) dependen de la geometría de la sección.

$$0.85f' a b = f_y A_s \quad M_n = f_y A_s \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

(a) (b)

Ecuación 4.03: Formulas de diseño a flexión en concreto armado.

En la fórmula 4.04 se muestran las ecuaciones para el cálculo del acero mínimo y máximo. El primer término es aplicable a secciones rectangulares o secciones “T” donde el ala se encuentra a compresión, mientras que el segundo puede ser empleado para una sección arbitraria.

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} b w d \quad A_{smax} = 0.75 A_{sb}$$

(a) (b)

Ecuación 4.04: Formulas de acero mínimo y máximo.

Finalmente, para el diseño por cortante se utilizan las expresiones de la ecuación 4.05. El primero, es empleado para elementos sometidos a flexión como vigas, mientras que el segundo, es aplicable para elementos a compresión como columnas.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b w d \quad V_c = 0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right) b w d$$

(a) (b)

Ecuación 4.05: Formulas de diseño a cortante en concreto armado.

4.1.2 Diseño en concreto postensado

El diseño del postensado toma en cuenta los estados de servicio y resistencia. En el caso del estado de servicio, se considera el efecto de dos componentes principales que son la pre-compresión y la carga de balance “*balance load*” (T.Y.Lin, 1981). La pre-compresión son fuerzas axiales aplicadas al elemento estructural, producto del postensado de los torones. Este efecto permite el cierre de fisuras asociadas a la retracción, lo que conlleva a la protección del acero de refuerzo frente a las eventualidades climáticas. Del mismo modo, el efecto del balance de cargas “*load*”

balancing” es producto del recorrido no lineal que puede seguir la trayectoria de los torones. En la mayoría de los casos la trayectoria de los cables es parabólica, lo que genera un conjunto de fuerzas en los apoyos direccionadas hacia abajo, mientras que en los tramos centrales, estas se encuentran direccionadas arriba contrarrestando las fuerzas de gravedad. Adicionalmente, este efecto ayuda a controlar las deflexiones generadas en el elemento estructural.

Por otro lado, existen dos tipos de momento: momento primario y momento secundario; ambos se encuentran considerados en el método del balance de cargas “*load balancing*”. El momento primario es originado únicamente por la fuerza y excentricidad del cable, mientras que el momento secundario se produce cuando el postensado actúa sobre estructuras hiperestáticas. Para el diseño por resistencia ambos momentos deben de ser separados, donde el momento secundario es tratado como carga aplicada y el momento primario es considerado en el cálculo de la capacidad última de la sección.

En las combinaciones de cargas, los factores de amplificación son los presentados en la tabla 4.03. Como se puede apreciar, en el caso de la condición en servicio, se toma las cargas equivalentes de balance en la combinación, con la finalidad de verificar que las fuerzas de tracción estén dentro del rango admisible. Mientras que en la condición de estado último, se consideran los momentos secundarios, productos de la hiperestaticidad, para obtener los valores de momentos necesarios en el cálculo de las armaduras pasivas adicionales requeridas.

Tabla 4.03: Factores de amplificación de cargas para el diseño en concreto armado.

Condición	Factores de amplificación de cargas
Servicio	$S = 1.0 CM + 1.0 CV + 1.0 BAL$
Estado último	$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.0 HYP$

En el estado de servicio, la verificación de los esfuerzos admisibles puede darse en secciones agrietadas o no agrietadas, esto depende de la clase del postensado. Por ejemplo, en las clases U (concreto no fisurado) y T (concreto en transición entre no fisurado a fisurado) las secciones son asumidas no agrietadas, mientras que en la clase C (concreto fisurado), es lo contrario. En base a ello, se pueden calcular los esfuerzos de tracción y compresión con las ecuaciones 4.06-a y 4.06-b respectivamente.

$$f_t = \frac{Pa}{Ag} + \frac{M_{bal} y_c}{I} - \frac{M_{CV} y_t}{I} - \frac{M_{CM} y_t}{I} \quad (a)$$

$$f_c = \frac{Pa}{Ag} - \frac{M_{bal} y_t}{I} + \frac{M_{CV} y_c}{I} + \frac{M_{CM} y_t}{I} \quad (b)$$

Ecuación 4.06: Formulas de esfuerzos de compresión y tracción para postensado.

Asimismo, la norma E.060 establece límites para la tracción y compresión de las fibras sometidas a esfuerzos (tabla 4.04). En el caso de la fibra sometida a tracción, las fórmulas son planteadas para elementos estructurales como las vigas y losas en un sentido, mientras que en el caso de la fibra a compresión, se consideran cargas de servicio después de ocurrida las pérdidas del pre-esfuerzo del postensado. Por último, se establece un rango de la fuerza promedio de la pre-compresión entre 0.9MPa a 3.45MPa con la finalidad de controlar la retracción y creep a largo plazo en el concreto.

Tabla 4.04: Límites de los esfuerzos de tracción y compresión en MPa.

Clase	Fibra en tracción	Fibra en compresión	
		Considerando cargas sostenidas en el tiempo	Considerando las cargas totales en los elementos
U	$f_t \leq 0.62\sqrt{f'c}$	$0.45\sqrt{f'c}$	$0.60\sqrt{f'c}$
T	$0.62\sqrt{f'c} \leq f_t \leq 1.0\sqrt{f'c}$		

En el caso que el postensado no provea la resistencia suficiente para tomar las solicitaciones en el estado último, se requiere la adición del acero de refuerzo o acero pasivo. Adicionalmente, este sirve para controlar las fisuras producidas por la retracción del concreto en la etapa previa al tensado.

En el estado último, el análisis de la estructura es similar al análisis en concreto armado, con la diferencia que se le adiciona la componente debida a la tracción de los cables del postensado representado como F_{ps} (figura 4.01). Se aprecia que se sigue empleado el bloque de compresiones equivalente en el concreto para relacionar los esfuerzos y deformaciones en estado último.

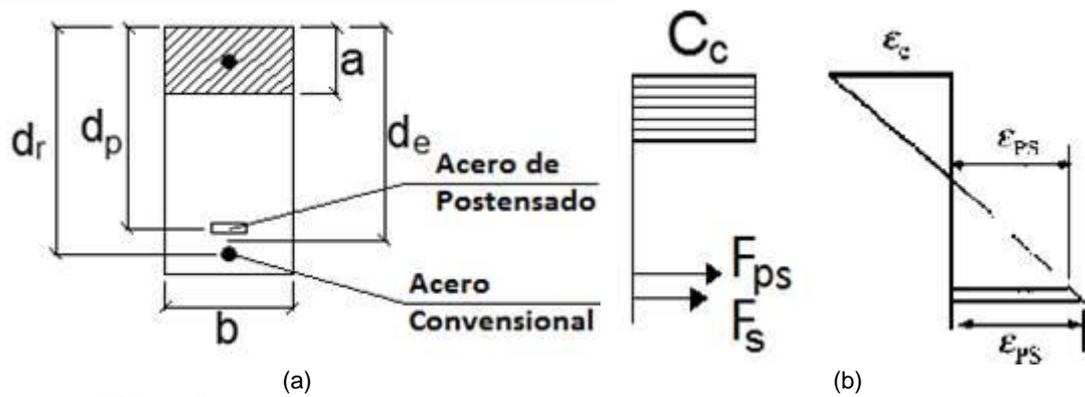


Figura 4.01: (a) Sección de una viga típica postensada. (b) Fuerzas y deformaciones presentes en una sección de viga postensada.

Los esfuerzos del acero del postensado dependen del tipo de sistema. En la tabla 4.05 se presentan las expresiones en MPa para el sistema adherido y no adherido.

Tabla 4.05: Fórmulas para el cálculo del esfuerzo del acero postensado.

Sistema	Expresiones
Adherido	$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{y_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$
No adherido	
Luz/peralte ≤ 35	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$
Luz/peralte > 35	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$

Donde f_{ps} es el esfuerzo del acero de pre-esfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión; f_{se} , el esfuerzo efectivo en el acero de pre-esfuerzo después de ocurrir todas las pérdidas; y ρ_p , la cuantía de acero de pre-esfuerzo. Adicionalmente, se tiene que $\rho_p = A_{ps}/db$; $\omega = \rho f_y/f'_c$; $\omega' = \rho' f_y/f'_c$ y y_p es 0.55 para f_{py}/f_{pu} entre 0.80 y 0.85; 0.40 para f_{py}/f_{pu} entre 0.85 y 0.90; y 0.28 para f_{py}/f_{pu} mayor a 0.90.

Finalmente, el diseño por cortante en elementos postensados puede realizarse con la ecuación 4.07 (la más conservativa de la norma E.060), donde d_p es la distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero pre-esforzado en mm; M_u , el momento último en la sección en Nmm; y V_u , la fuerza cortante última en Nmm.

$$V_c = \left(0.05\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$$

Ecuación 4.07: Fórmulas de diseño a cortante en concreto postensado.

4.2 Condiciones de cargas

Las cargas muertas son producto del peso propio de los elementos estructurales y el contrapiso donde se considera el piso terminado con un peso de 100Kg/m² y el acabado propuesto por el propietario con un peso de 50Kg/m² adicionales. En el caso de cargas vivas, los valores son extraídos de la norma E.020 del reglamento nacional de edificaciones. La norma de cargas toma en cuenta el tipo de uso de la edificación. En este caso, el proyecto es tratado como un edificio de oficinas con tabiquería móvil, con la finalidad de obtener espacios que varíen de uno a cuatro oficinas por nivel. En la tabla 4.06 se muestran las condiciones de carga.

Tabla 4.06: Registro de cargas.

Condición		Valor de carga	
Carga muerta			
	Peso propio	-	Depende del techado utilizado
	Contrapiso	(Kg/m ²)	150 (piso terminado + acabado)
Carga viva			
	Edificio de oficinas	(Kg/m ²)	250
	Tabiquería móvil	(Kg/m ²)	50
	Hall ascensores	(Kg/m ²)	400
	Azotea	(Kg/m ²)	100

4.3 Sistema de concreto armado

4.3.1 Losa aligerada armada en una dirección con vigas intermedias

Del pre-dimensionamiento (ver acápite 3.2.3) se ha escogido 20cm de dimensión del peralte del aligerado, con anchos de ala y alma de 40cm y 10cm respectivamente (figura 4.02-a). Además, los valores de peralte y ancho de las vigas secundarias VS-01 y VS-02 son 60cm y 40cm respectivamente, mientras que en las vigas principales VPr-01 y VPr-02 son 70cm y 40cm (figura 4.02-b). Para el análisis se ha tomado como ejemplo al aligerado con seis tramos-simétrico en los tres primeros tramos-, así como la viga principal VPr-01. Los elementos para el análisis son mostrados en la figura 4.03-b, donde, en el caso de la viga interior, adicionalmente se aprecia el área tributaria.



Figura 4.02: Dimensionamiento de (a) aligerados y (b) vigas.

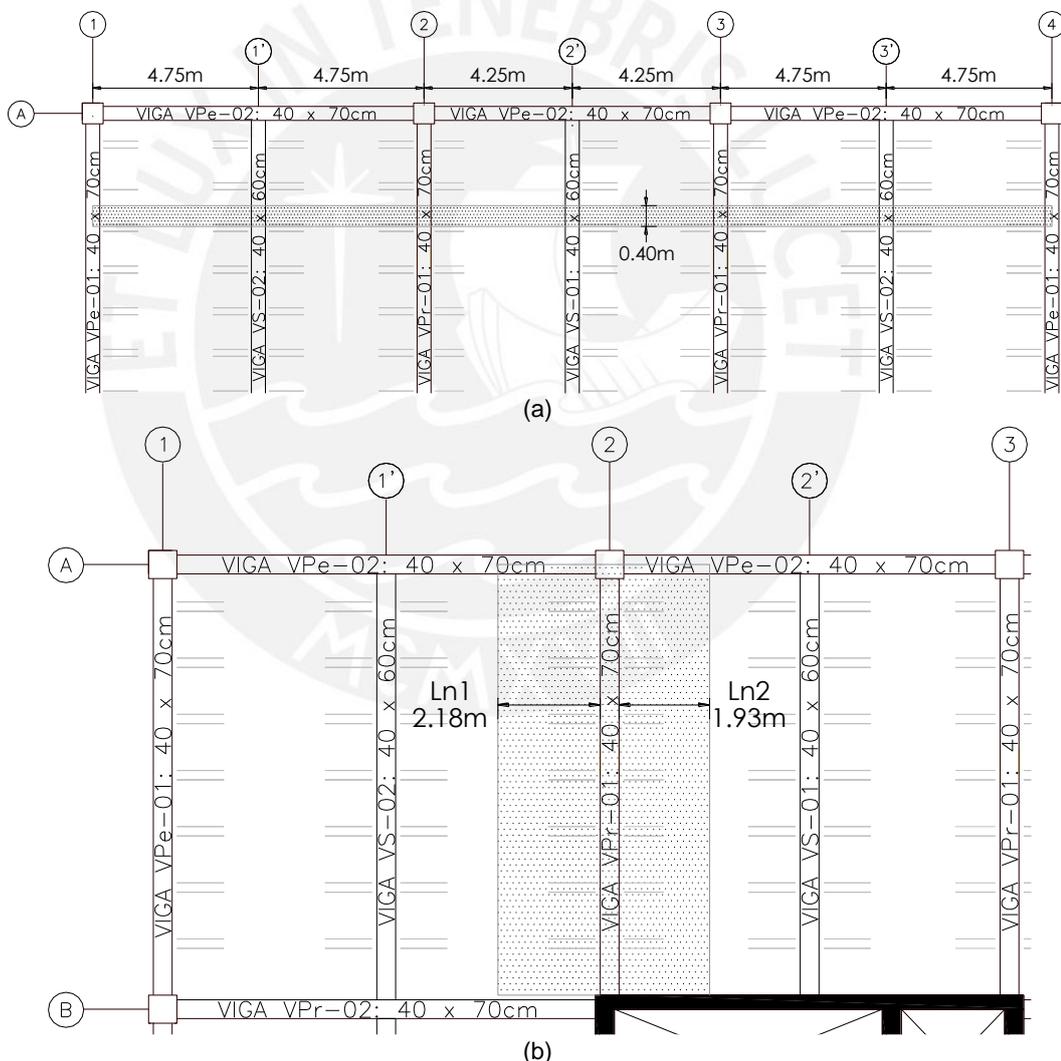


Figura 4.03: Elementos para el análisis (a) del aligerado de seis tramos (b) y viga principal VPr-01.

En la tabla 4.07 se resume el metrado de las cargas que actúan en los aligerados en estado de servicio, así como las cargas que actúan sobre el ancho de 40cm del ala de la sección del aligerado en estado de servicio y estado último.

Tabla 4.07: Metrado del aligerado de seis tramos.

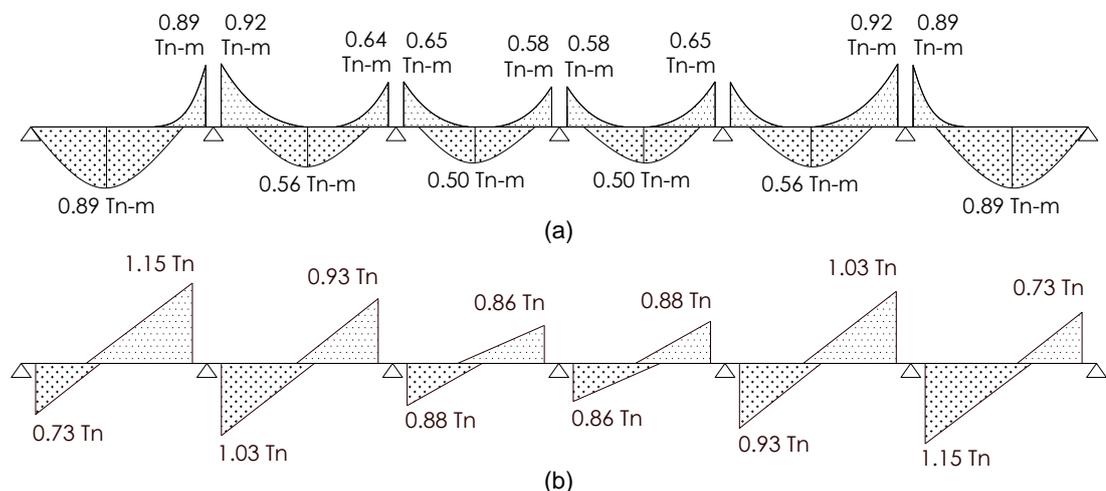
	Carga	Ancho de ala de aligerado = 0.4m	
	Servicio (Kg/m ²)	Servicio (Kg/m)	Último (Kg/m)
Aligerado	300	120	168
Contrapiso	150	60	84
Sobrecarga	300	120	204

En la tabla 4.08 se muestra el metrado de la viga principal VPr-01. Se observa que sobre la viga actúan el peso del aligerado, el peso del contrapiso, la sobrecarga y la carga muerta de la viga principal. La intensidad de las tres primeras cargas que actúan sobre la viga VPr-01 depende de la mitad de la luz libre por el lado izquierdo (Ln1) y el lado derecho (Ln2). Para este caso la viga VPr-01, y demás vigas, se ha reducido la carga viva con la ecuación 4.01. En la viga VPr-01, el área tributaria tiene un valor de 36.9m² con un área de influencia de 73.8m², lo que conlleva a una reducción de casi el 80% del valor de la sobrecarga estimada.

Tabla 4.08: Metrado de la viga VPr-01.

Carga	Servicio (Kg/m ²)	Ln1 = 2.18m		Ln2 = 1.93m	
		Servicio (Kg/m)	Último (Kg/m)	Servicio (Kg/m)	Último (Kg/m)
Aligerado	300	654	916	579	811
Viga principal	-	-	-	672	941
Contrapiso	150	327	458	290	405
Sobrecarga	236	514	875	455	774

En la figura 4.04 se observan los diagramas de momentos del aligerado, donde se incluye alternancia de cargas, y la viga cuyos valores están acotados a la cara. Adicionalmente, se muestra el diagrama de fuerzas cortantes del aligerado referenciado a "d" (peralte efectivo) de la cara, con el objetivo de analizar la posibilidad de incluir ensanches en las secciones críticas.



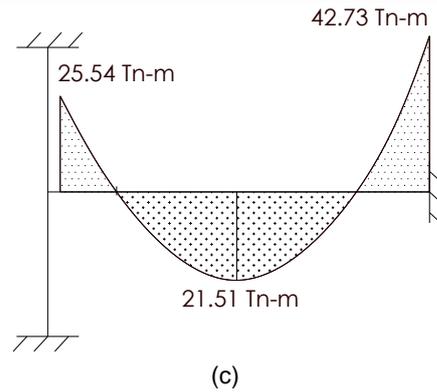


Figura 4.04: (a) Diagrama de momentos y (b) cortante del aligerado. (b) Diagrama de momentos de la viga principal.

En la tabla 4.09 se muestran los valores de acero obtenidos mediante las ecuaciones mostradas en la ecuación 4.03 del diseño por flexión. En el caso de los aligerados, cerca de los extremos se está considerando acero mínimo, ya que en dichas zonas de acuerdo al modelo adoptado los momentos generados son nulos. En la columna “eje”, las casillas donde se escribe la palabra “centro” indica el momento ubicado entre los ejes adyacentes. En el caso del aligerado de 6 tramos, solo se muestran los cálculos de los tres primeros tramos, ya que los siguientes tres tramos son exactamente los mismos. De igual forma sucede en las vigas secundarias 3 ramos (VS-02) donde solo se muestran los cálculos hasta el centro de los ejes B y C.

Tabla 4.09: Cuadro de aceros del sistema aligerado.

	Eje	Mu (Ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As	
Aligerado	1	0.00	-	-	-	-	1Ø3/8"	
	Centro	0.89	40	17	0.62	1.41	2Ø3/8"	
	1'	0.89	10	17	2.67	1.51	1Ø3/8" + 1Ø1/2"	
	1'	0.92	10	17	2.75	1.56	1Ø3/8" + 1Ø1/2"	
	6 tramos	Centro	0.56	40	17	0.39	0.89	2Ø8mm
	2	0.64	10	17	1.86	1.06	1Ø1/2"	
	2	0.65	10	17	1.89	1.07	1Ø1/2"	
	Centro	0.50	40	17	0.35	0.79	2Ø8mm	
	2'	0.58	10	17	1.67	0.95	1Ø1/2"	
	1	0.00	-	-	-	-	1Ø3/8"	
	Centro	0.87	40	17	0.61	1.37	2Ø3/8"	
	1'	0.82	10	17	2.42	1.37	2Ø3/8"	
	1'	0.87	10	17	2.58	1.46	2Ø3/8"	
	2 tramo	Centro	0.37	40	17	0.26	0.58	1Ø3/8"
2	0.77	10	17	2.25	1.28	1Ø1/2"		
Vigas	VS-01	A	0	-	-	-	3Ø3/4"	
	Centro	35.81	40	54	8.39	19.02	3Ø1" + 2Ø3/4"	
	B	38.85	40	54	9.18	20.80	3Ø1" + 2Ø3/4"	
	A	0	-	-	-	-	3Ø3/4"	

VS-02	Centro	43.88	40	54	10.51	23.81	3Ø1" + 3Ø3/4"
	B	42.29	40	54	10.08	22.85	3Ø1" + 3Ø3/4"
	B	43.47	40	54	10.40	23.56	3Ø1" + 3Ø3/4"
	Centro	13.54	40	54	3.01	6.82	3Ø3/4"
VPr-01	1	25.54	40	64	4.84	10.97	4Ø3/4"
	1'	21.51	40	64	4.05	9.18	4Ø3/4"
	2	42.73	40	64	8.34	18.89	2Ø1" + 3Ø3/4"
VPr-02	A	43.29	40	64	8.45	19.16	4Ø1"
	Centro	62.76	40	64	12.71	28.80	6Ø1"
	B	70.84	40	64	14.58	33.05	7Ø1"

En la tabla 4.10 se presenta el diseño por cortante de los aligerados. En este caso, se opta por escoger la cortante mayor que se genera en el primer apoyo interior. Se puede apreciar que los aligerados no requieren ensanches, ya que la fuerza cortante de diseño es mayor que el requerido, incluso si no se considerase el 10% adicional proporcionado por la norma E.060 (NTE E.060, 2006).

Tabla 4.10: Verificación por cortante del aligerado de seis tramos.

	Vu (Ton)	d (cm)	b (cm)	1.1ØVc (Ton)	Vu ≤ 1.1ØVc
Tramo interior 1	1.15	17	10	1.41	Si

4.3.2 Losa maciza armada en dos direcciones

En el acápite 3.2.4 se pre-dimensionó la losa con un peralte de 25cm. Este sistema consta de vigas principales que tienen un peralte de 70cm, mientras que el ancho se mantiene como 40cm (figura 4.05).

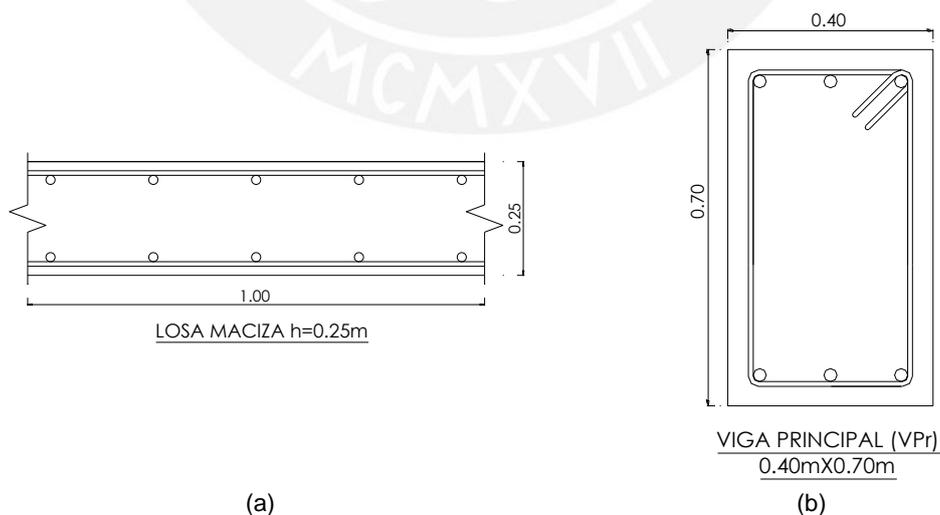


Figura 4.05: Dimensionamiento de (a) losa maciza y (b) vigas.

En el análisis de losas se ha tomado el paño crítico ubicado en las esquinas como se muestra en la figura 4.06-a (Blanco Blasco, 1990-1991), así mismo se ha empleado

las tablas de Kalmanok para obtener los momentos últimos. Adicionalmente, se presenta el análisis de una viga principal con su respectiva área tributaria para losas actuantes en dos direcciones (figura 4.06-b).

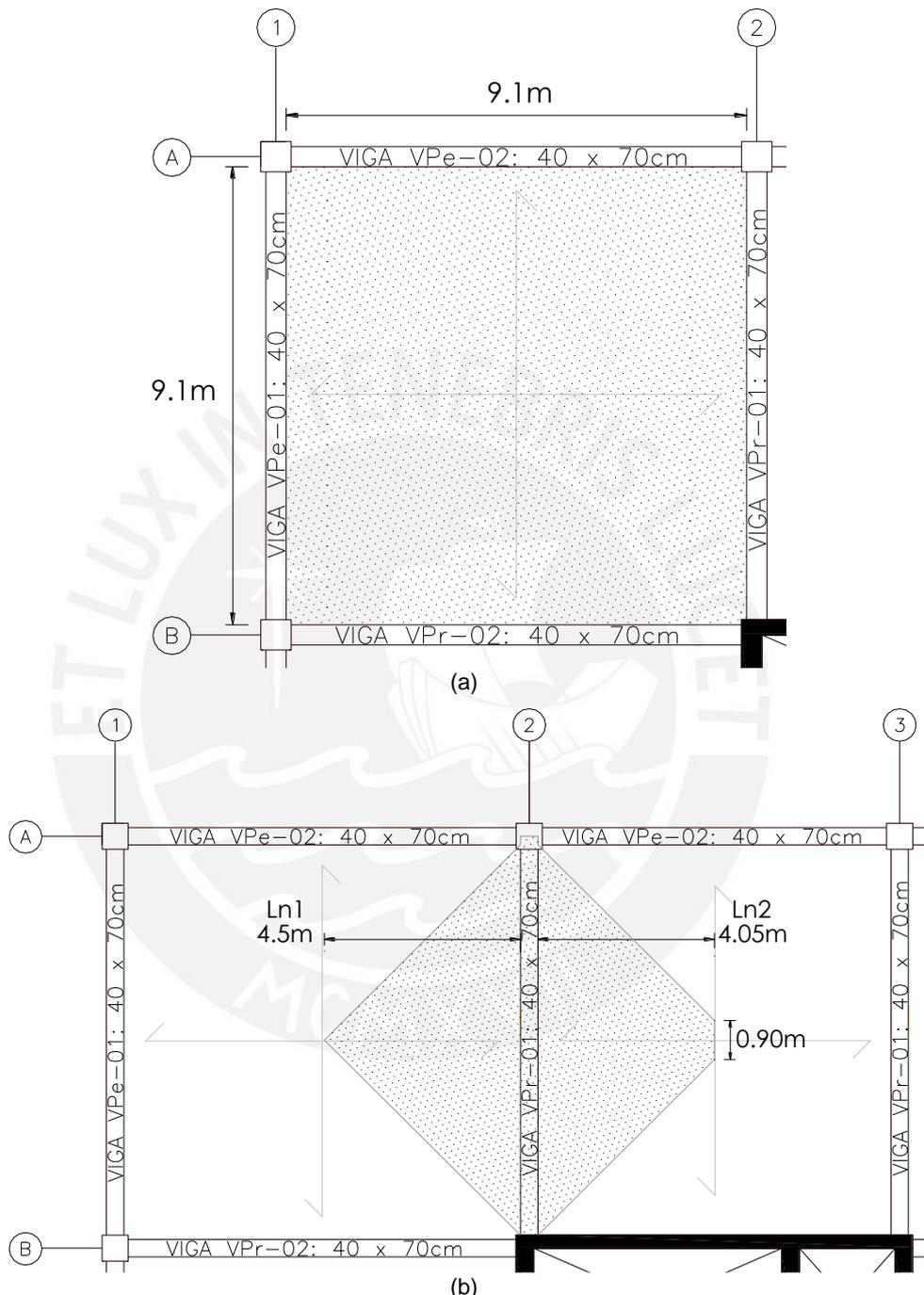


Figura 4.06: Elementos para el análisis (a) de losa maciza y (b) viga principal VPr-01.

El cálculo de momentos en las losas macizas se realizó con la fórmula 4.08. El valor de los factores se consigue con la relación de luces libres, que en este caso es igual a uno, y las condiciones de apoyo, donde se estima un empotramiento en las vigas principales interiores y simplemente apoyadas en vigas perimetrales.

$$\text{Momento} = \text{Factor} * \text{Carga distribuida} * \text{luz libre}^2$$

Ecuación 4.08: Cálculo de momentos según Kalmanok.

Con ello se obtienen los factores de momentos presentados en la tabla 4.11 y el momento último de cada carga. La carga distribuida debe ser analizada para un ancho de 1m, es por ello de cada carga ha sido multiplicado por el ancho de un metro.

Tabla 4.11: Metrado de losa maciza en dos direcciones.

	Ancho = 1m (Kg/m)		Factor M. negativo (Ton-m)	Factor M. positivo (Ton-m)
	Servicio	Último	0.0677	0.0234
Losa maciza	528	739	4.14	1.43
Contrapiso	150	210	1.18	0.41
Sobrecarga	300	510	2.86	0.99

En la tabla 4.12 se muestra el metrado de cargas de la viga principal, donde se ha reducido aproximadamente al 75% de la carga viva. Dado que las cargas distribuidas a lo largo de la viga varían en forma triangular y trapezoidal, solo se colocará en la tabla el valor máximo que está relacionado con las longitudes Ln1 y Ln2.

Tabla 4.12: Metrado de la viga principal en el sistema de losa maciza en dos direcciones.

	Carga (Kg/m ²)	Ln1 = 4.50m (Kg/m)		Ln2 = 4.05m (Kg/m)	
	Servicio	Servicio	Último	Servicio	Último
Peso losa maciza	528	2376	3326	2138	2993
Peso viga	-	-	-	672	941
Contrapiso	150	675	945	608	851
Sobrecarga	222	999	1698	899	1528

Los diagramas de momentos de los paños esquineros de la losa maciza y la viga principal son mostrados en la figura 4.07.

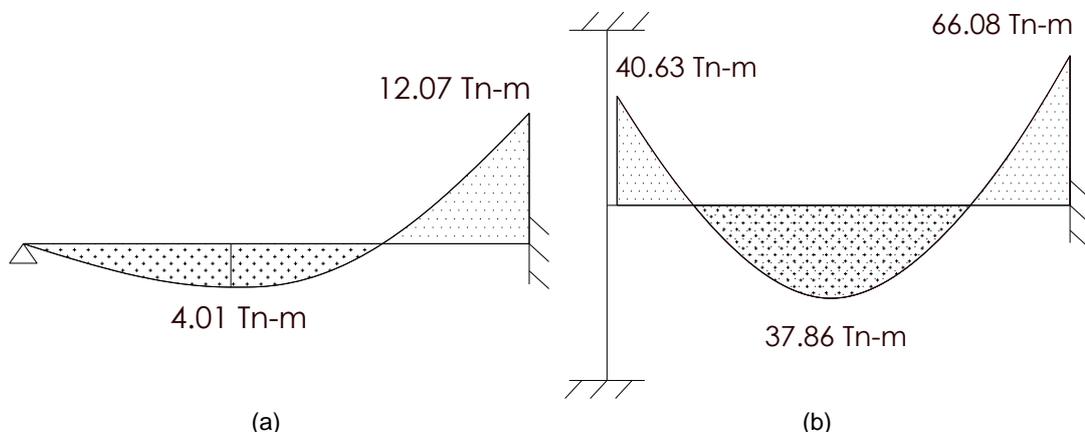


Figura 4.07: Diagrama de momentos (a) Losa maciza. (b) Viga principal.

En las tablas 4.13 y 4.14 se resume el cálculo de aceros producto del diseño por estado último y aceros positivos. El acero mínimo positivo es el necesario para controlar las fisuras por temperatura y retracción del concreto.

Tabla 4.13: Cuadro de aceros del sistema de losa maciza.

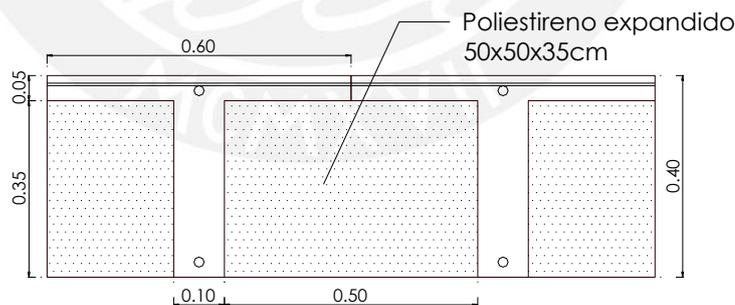
Eje	Mu (Ton-m)	B (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As (cm ²)	
Losa	1	0.00	-	-	-	3.96	Ø3/8" @ 20cm
	Centro	2.83	100	19	0.71	4.01	Ø3/8" @ 18cm
	2	8.18	100	19	2.13	12.07	Ø1/2" @ 15cm + Ø3/8" @ 15cm
Vigas	A	40.63	40	64	7.90	17.90	4Ø1"
	Centro	37.86	40	64	7.32	16.60	2Ø1" + 2Ø3/4"
	B	66.08	40	64	13.47	30.53	6Ø1"

Tabla 4.14: Aceros de temperatura del sistema de losa maciza.

	bw (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)
Acero mínimo positivo (cm²)	100	22	-	3.96

4.3.3 Losa nervada armada en una dirección

Las dimensiones de las secciones de la losa nervada están regidas bajo las disposiciones 8.11 para losas nervadas dictaminadas por la norma E.060. Las dimensiones seleccionadas son un ancho de ala y alma de 60cm y 10cm respectivamente (figura 4.08). El peralte es 40cm con separación de 50cm. Así mismo, la figura 4.09 muestra un aligerado de tres tramos como ejemplo de análisis.



LOSA NERVADA UNA DIRECCIÓN h=0.40m

Figura 4.08: Dimensionamiento de losa nervada en una dirección.

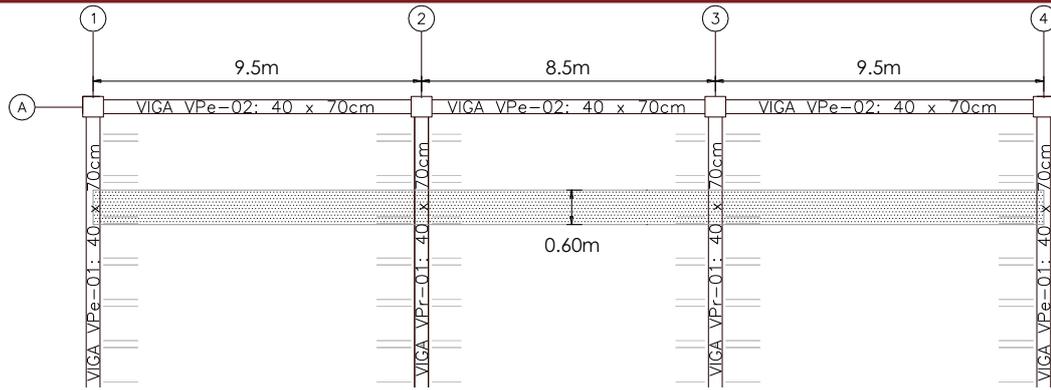


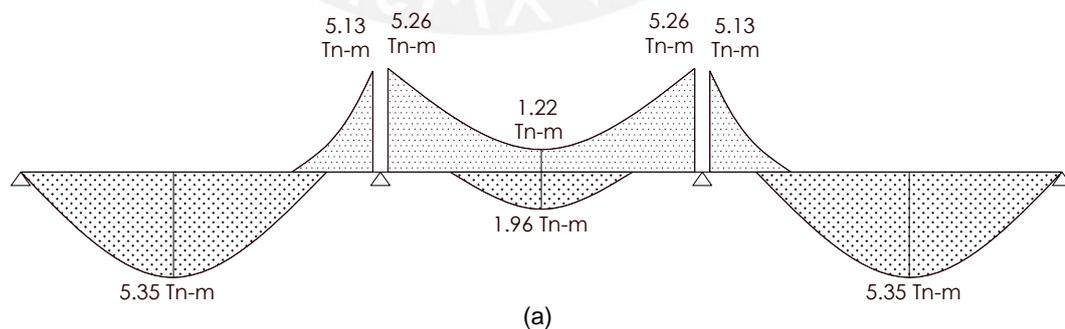
Figura 4.09: Tramo de losa nervada en una dirección para el análisis.

En la tabla 4.15 se aprecia el metrado de cargas del tramo de la losa nervada en una dirección. Como se menciona con anterioridad, se decidió utilizar poli-estireno expandido como bloques de rellano a fin de reemplazar al encofrado, cuyo peso está incluido en el metrado.

Tabla 4.15: Metrado de losa nervada en una dirección de tres tramos.

	Carga (Kg/m ²) Servicio	Ancho de ala de nervada = 0.6m (Kg/m)	
		Servicio	Último
Peso losa nervada	262	157	220
Contrapiso	150	90	126
Sobrecarga	300	180	306

En los diagramas de fuerzas presentados en la figura 4.10, entre los ejes 2 y 3 se visualiza que el tramo de la losa nervada presenta inversión de momentos por la alternancia de sobrecargas, lo que genera la ubicación de acero negativo corrido. Los diagramas de cortante están referenciados a d (peralte efectivo) de la cara de la viga.



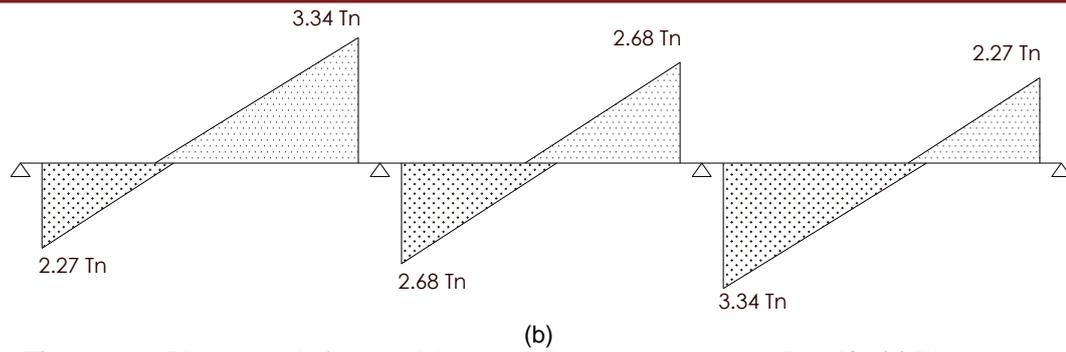


Figura 4.10: Diagramas de fuerzas del tramo de losa nervada en una dirección (a) Diagrama de momentos flectores. (b) Diagrama de fuerzas cortantes.

En la tabla 4.16 se resumen los cálculos para los tramos nervados que trabajan en dirección horizontal y las vigas que trabajan en dirección vertical. Las vigas principales con dirección horizontal (VPr-02), las cuales solo reciben su propio peso, son reforzadas con el acero mínimo (tabla 4.17).

Tabla 4.16: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en una dirección.

	Eje	Mu (Ton-m)	Ancho (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As (cm ²)	
Nervada	1	0.00	-	-	-	-	1Ø1/2"	
	3 tramos	Centro	5.35	60	37	1.14	3.89	2Ø5/8"
	2	5.13	10	37	7.17	4.06	1Ø1/2" + 1Ø5/8"	
	2	5.26	10	37	7.38	4.18	1Ø1/2" + 1Ø5/8"	
	Centro	1.96	60	37	0.41	1.41	2Ø3/8"	
	1 tramo	1	0.00	-	-	-	-	1Ø1/2"
	Centro	3.88	60	37	0.83	2.81	1Ø1/2" + 1Ø5/8"	
Vigas	2	3.70	10	37	5.01	2.84	2Ø3/4"	
	A	40.40	40	64	7.85	17.79	3Ø1" + 1Ø3/4"	
	Centro	34.05	40	64	6.55	14.84	3Ø1"	
	B	67.64	40	64	13.83	31.35	6Ø1"	

Tabla 4.17: Aceros mínimos y máximos en vigas del sistema de losa nervada en una dirección.

	bw (cm)	d (cm)	As mínimo (cm ²)	As máximo (cm ²)
Vigas	40	64	7.14	72.50

En la tabla 4.18 se puede apreciar la necesidad de utilizar ensanches alternos, ya que por sí misma la losa nervada no puede tomar las cortantes. Se están empleando ensanches a 1m medido desde el eje solo en los tramos exteriores, ya que en el tramo central es suficiente con la configuración establecida.

Tabla 4.18: Verificación por cortante de la losa nervada de tres tramos.

	V_u (Ton)	d (cm)	B (cm)	$1.10V_c$ (Ton)	$V_u \leq 1.10V_c$
Tramo exterior	3.34	37	10	3.07	No
Tramo interior	2.68	37	10	3.07	si

4.3.4 Losa nervada armada en dos direcciones

Las dimensiones finales de las nervadas en dos direcciones son presentadas en la figura 4.11. El peralte se ha reducido a 35cm, mientras que el ala ha sido incrementada a 65cm con la finalidad de optimizar la sección.

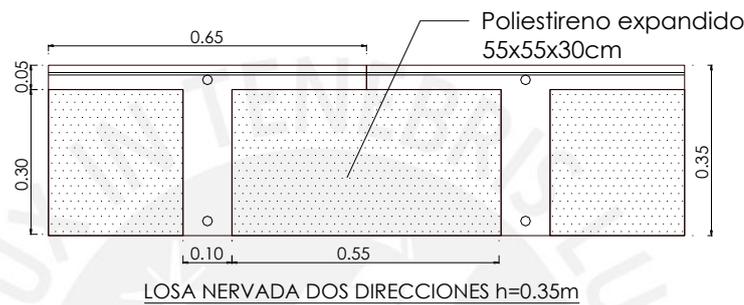


Figura 4.11: Dimensionamiento de losa nervada en dos direcciones.

De igual forma que en el sistema de losa maciza, se analizará el paño ubicado en la esquina de la planta con ayuda de las tablas de Kalmanok.

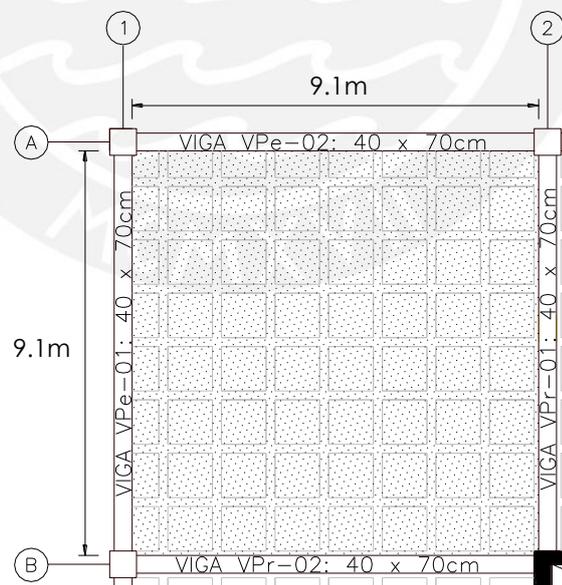


Figura 4.12: Paño de la esquina para el análisis del sistema de losa nervada en dos direcciones.

En la tabla 4.19 se visualiza el metrado de cargas y cálculo de momentos para un ancho de ala de 65cm de la losa nervada en dos direcciones. Los factores son propios de la relación de luces libre que es igual a 1. Se empleará la ecuación 4.08 del acápite 4.3.2.

Tabla 4.19: Metrado de losa nervada dos direcciones.

	Ancho de sección nervada = 0.65m (Kg/m)		Factor M. negativo (Ton-m)	Factor M. positivo (Ton-m)
	Servicio	Último	0.0677	0.0234
Nervada dos direcciones	212	297	1.67	0.58
Contrapiso	98	137	0.77	0.26
Sobrecarga	195	332	1.86	0.64

En la figura 4.13, se muestra el diagrama de momentos que es el mismo en ambas direcciones. La longitud del tramo considera la luz entre apoyos de 9.3m. En la tabla 4.20 se presentan los cálculos de los aceros para las losas y las vigas.

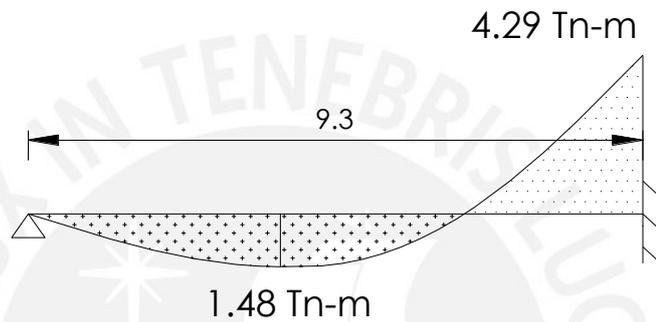


Figura 4.13: Diagrama de momentos de la losa nervada en dos direcciones.

Tabla 4.20: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en dos direcciones.

	Eje	Mu (Ton-m)	B (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As (cm ²)
Losa	1	0.00	-	-	-	-	1Ø3/8"
	Centro	1.48	65	32	0.33	1.23	2Ø3/8"
	2	4.29	10	32	7.03	3.98	2Ø5/8"
Vigas	A	35.64	40	64	6.87	15.57	3Ø1"
	Centro	24.00	40	64	4.54	10.29	2Ø1" + 1Ø3/4"
	B	53.95	40	64	10.74	24.35	5Ø1"

Finalmente, se contempla que para el análisis de cortante para la nervada en dos direcciones se toma como referencia el área sombreada visualizada en la figura 4.14. Se concluye que la losa no requiere ensanches (tabla 4.21).

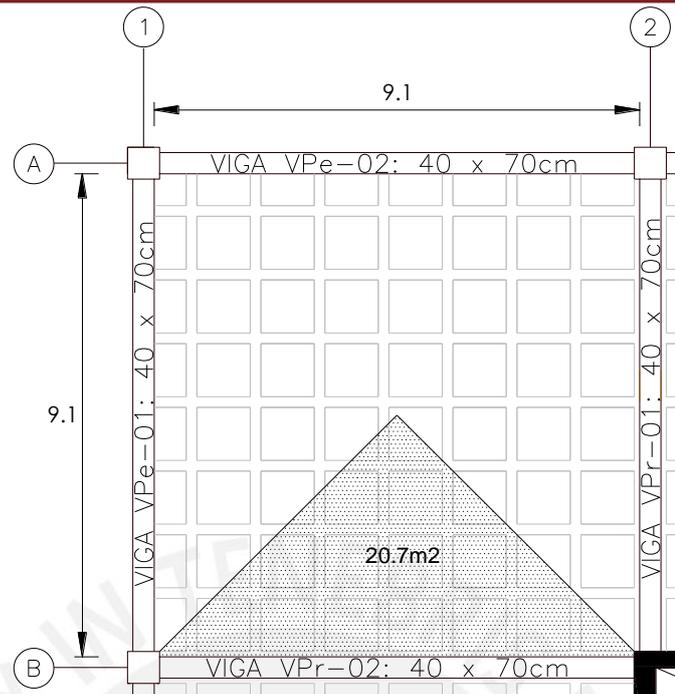


Figura 4.14: Diagrama de verificación por cortante.

Tabla 4.21: Verificación por cortante en paño de la losa nervada en dos direcciones.

wu (Ton/m ²)	A (m ²)	Vu (Ton)	ØVc (Ton)	N viguetas	ØVc total (Ton)	Vu ≤ ØVc
1.18	20.7	24.35	2.64	14	36.94	Si

4.4 Sistema postensado

4.4.1 Losa nervada postensada en una dirección

El diseño de las losas aligeradas postensadas se efectúa por cargas de gravedad en los estados de servicio y estado último. En el dimensionamiento del aligerado, los anchos del ala y el alma son 60cm y 12cm respectivamente, con un peralte de 30cm y el espesor del ala de 5cm (figura 4.15-a). Para el desarrollo de este diseño se toma como ejemplo, un aligerado del piso típico de tres tramos presentado en la figura 4.15-b. Por lo tanto, las vigas interiores son diseñadas mediante la metodología de concreto armado en estado último. Adicionalmente, en la tabla 4.22 se visualiza el metrado de cargas del aligerado.

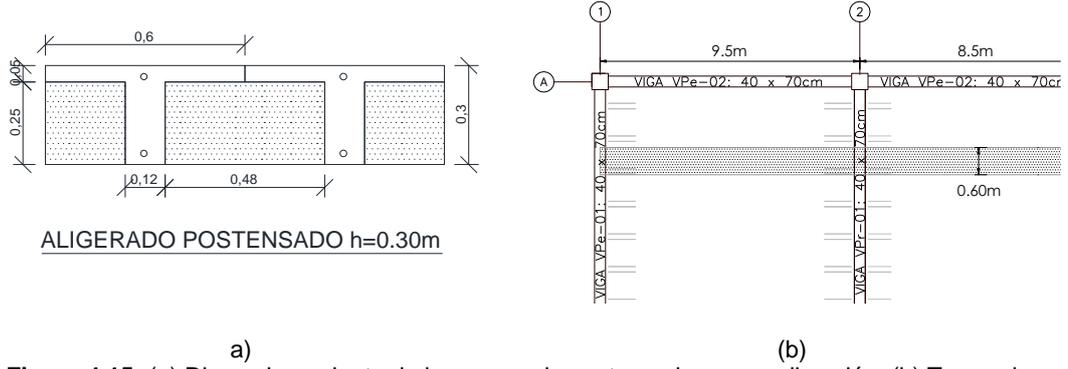


Figura 4.15: (a) Dimensionamiento de losa nervada postensada en una dirección. (b) Tramo de losa nervada postensada en una dirección para el análisis.

Tabla 4.22: Metrado de losa nervada postensada en una dirección.

	Carga (Kg/m ²)		Ala = 0.6m (Kg/m)	
	Servicio	Ultima	Servicio	Ultima
Nervada	248	208	149	208
Contrapiso	150	126	90	126
Sobrecarga	300	306	180	306

Con la finalidad de aprovechar al máximo la excentricidad en los cables del postensado, los tendones son colocados a 255mm en los apoyos interiores medidos desde la base del aligerado y a 45mm en los centros de tramos. En los extremos del aligerado, los cables son ubicados a 198mm desde la base del aligerado, es decir, en el centroide de la sección. Asimismo, los puntos de inflexión del perfil del cable son calculados asumiendo una trayectoria parabólica (figura 4.16).

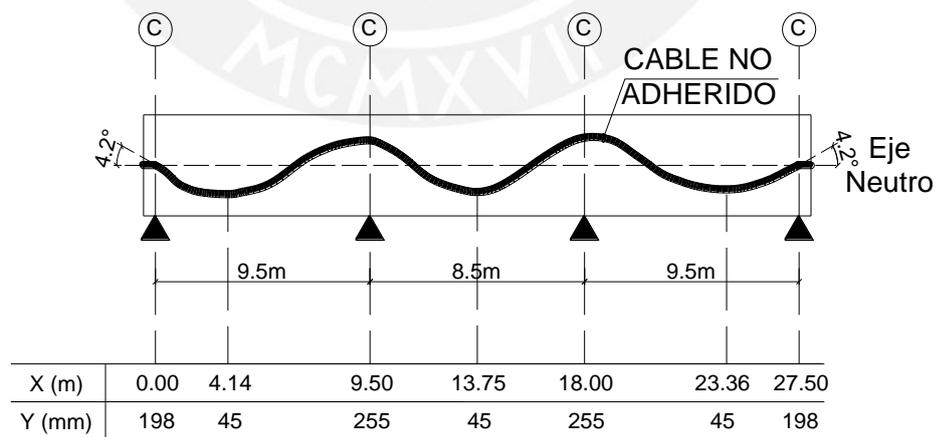


Figura 4.16: Perfil del cable en el aligerado.

La estimación de la fuerza efectiva de los cables es presentada en la tabla 4.23, donde se asume que la fuerza de gateado es un 78% del esfuerzo último del torón. Del mismo modo, las pérdidas de corto y largo plazo son tomados como un 20%

(Concrete Society, 2005) de la fuerza inicial obteniendo como fuerza efectiva un total de 162.5KN por cable.

Tabla 4.23: Estimación de la fuerza efectiva de los cables.

Nombre del sistema	Área (mm ²)	Fpu (MPa)	Fuerza de tensado (%)	Esfuerzo de gateo (MPa)	Fuerza inicial (KN)	Pérdidas (%)	Fuerza efectiva (KN)
15.2mm	140	1860	78	1451	203	20	162.5

Para la calcular la cantidad de tendones necesarios, se utilizan los conceptos de la metodología de diseño del balanceo de cargas o *“load balancing”* (T.Y.Lin, 1981), con la finalidad de estimar la fuerza para contrarrestar la carga muerta, la metodología propone la utilización de la ecuación presentada en la figura 4.17, donde P es la fuerza del tendón; *“drape”*, la altura entre puntos de inflexión; y L, la longitud. Esta aproximación es recomendable para tramos con luces pequeñas a medianas. En la tabla 4.24, se observa que la fuerza necesaria para contrarrestar la carga muerta es mucho menor que la fuerza efectiva de un solo cable, en especial el tramo central. Por este motivo, se elige un cable postensado por cada vigueta.

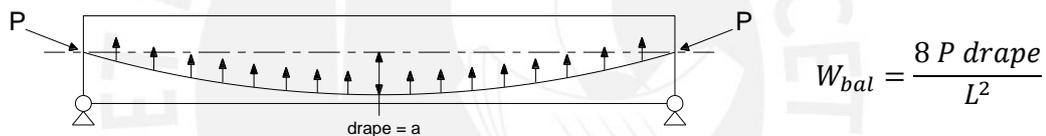


Figura 4.17: Carga de balanceo.

Tabla 4.24: Estimación del número de cables.

	W(KN/m)	L(m)	sag(mm)	Pav(KN)	Nº
Tramo Exterior	2.39	7.60	163	106.0	1.0
Tramo Interior	2.39	6.80	168	82.1	1.0

Asimismo, el efecto de los tendones en la losa es modelado como cargas equivalentes (figura 4.18). El ángulo entre la horizontal y la pendiente del cable en los extremos de la losa es 4.22°, lo que origina una fuerza direccionada hacia abajo en los extremos de 11.96KN. Además, se verifica que el sistema se encuentre en equilibrio, tal y como se observa en la tabla 4.25.

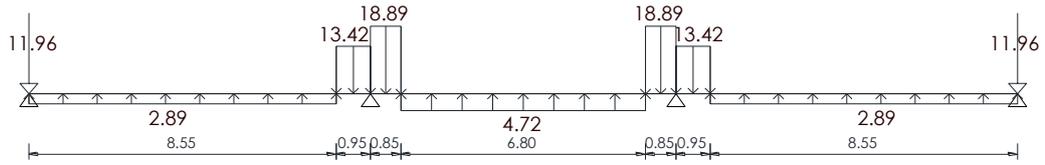


Figura 4.18: Diagrama de fuerzas equivalente en KN/m

Tabla 4.25: Verificación dl equilibrio del sistema.

	Cargas Distribuidas(KN)	Cargas Puntuales(KN)	Total(KN)
Cargas Hacia Arriba	81.56	-	81.56
Cargas Hacia Abajo	57.64	23.92	81.56

En la figura 4.19 se muestra los diagramas de momentos de carga muerta, carga viva considerando alternancia y el diagrama obtenido del cable del postensado.

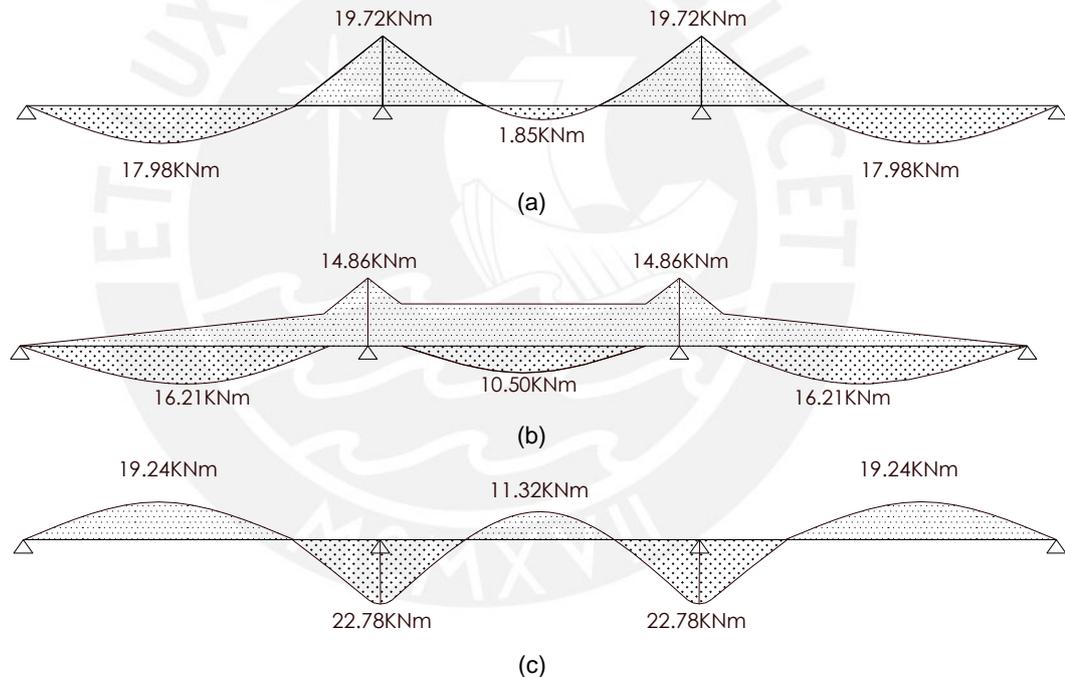


Figura 4.19: Diagrama del momento debido a (a) a la carga muerta. (b) a la carga viva con alternancia. (c) el momento del postensado.

Para el cálculo de los esfuerzos en el caso de servicio se asume que la sección no se encuentra agrietada. El resultado de la verificación de los esfuerzos en servicio se muestra en la tabla 4.26, donde se puede apreciar que las secciones más críticas se encuentran en la parte inferior de los tramos exteriores y en la parte superior del tramo central, debido a la inversión de momentos por carga viva. Sin embargo, los esfuerzos de tracción son menores que el límite 3.28MPa establecido por la Norma.

Tabla 4.26: Verificación de los esfuerzos en estado de servicio del sistema de losa nervada postensada en una dirección.

Eje		σ_{Bal} (MPa)	σ_{cv} (MPa)	σ_{cm} (MPa)	Esfuerzo		Estado
					Total (MPa)	Límite de Esfuerzos (MPa)	
A	Fibra superior	2.78	0.00	0.00	2.78	12.6	Compresión
	Fibra inferior	2.78	0.00	0.00	2.78	12.6	Compresión
Centro	Fibra superior	-4.98	3.36	3.73	2.11	12.6	Compresión
	Fibra inferior	10.54	-6.53	-7.25	-3.25	-3.28	Clase U
B	Fibra superior	7.51	-3.08	-4.09	0.33	12.6	Compresión
	Fibra inferior	-6.41	5.99	7.95	7.54	12.6	Compresión
Centro inf.	Fibra superior	-1.79	2.09	0.38	0.68	12.6	Compresión
	Fibra inferior	7.34	-4.05	-0.75	2.54	12.6	Compresión
Centro sup.	Fibra superior	-1.79	-1.87	0.38	-3.27	-3.28	Clase U
	Fibra inferior	7.34	3.63	-0.75	10.23	12.6	Compresión

En el caso de estado último, el momento primario (M_{prim}) en los extremos del tramo es nulo, ya que el cable se ubica en el centro de gravedad de la sección, por lo que no existe excentricidad. En la zona de apoyos la excentricidad es de 5.7cm; por lo tanto, el momento primario obtenido es 9.25KNm.

El momento secundario (M_{sec}) se obtiene restando el momento primario del momento hallado con el método del balanceo de cargas. Este varía linealmente entre apoyos y su diagrama se muestra en la figura 4.20.

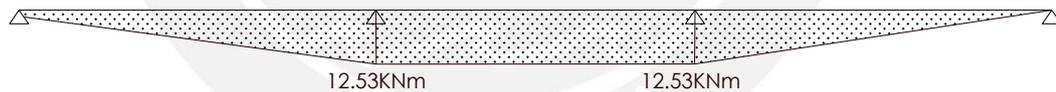


Figura 4.20: Diagrama de momento secundario.

Debido a que la relación luz/peralte es menor a 35 se emplea la primera ecuación para el sistema no adherido presentada en la tabla 4.05. Adicionalmente, utilizando las ecuaciones de diseño, se obtienen los aceros en las secciones (tabla 4.27). Como se puede apreciar, la cantidad de acero necesaria es mínima, debido al aporte del acero de postensado.

Tabla 4.27: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada postensada en una dirección.

Eje	M_u (Ton-m)	Ancho (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	a (cm)	A_{ps} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)
A	0.00	-	-	-	-	1.40	0.77	Ø3/8" @ 25cm
Centro	5.81	60	27	25.50	1.85	1.40	2.00	1Ø1/2" + 1Ø3/8"
B	3.39	12	27	25.50	7.47	1.40	0.77	Ø3/8" @ 25cm
B	3.18	12	27	25.50	7.47	1.40	0.77	Ø3/8" @ 25cm

Centro	3.22	60	27	25.50	1.41	1.40	0.50	Ø8mm
C	3.18	12	27	25.50	7.47	1.40	0.77	Ø3/8" @ 25cm
C	3.39	12	27	25.50	7.47	1.40	0.77	Ø3/8" @ 25cm
Centro	5.81	60	27	25.50	1.85	1.40	2.00	1Ø1/2" + 1Ø3/8"
A	0.00	-	-	-	-	1.40	0.77	Ø3/8" @ 25cm

En la tabla 4.29 se registra la verificación por cortante mediante la ecuación 09, donde es apreciable que el sistema no requiere ensanches. Es importante resaltar que en el sistema de concreto armado, este necesitaba ensanches alternados para tomar las cortantes, cosa que no requiere cuando se utiliza el sistema postensado.

Tabla 4.28: Verificación por cortante de la losa nervada postensada en una dirección.

	V_u (Ton)	M_u (Ton-m)	$\frac{V_u d_p}{M_u}$	$1 <$	ϕV_c (Ton-m)	$V_u < \phi V_c$
A	3.37	4.08	0.21	Si	3.50	Si

4.4.2 Losa nervada armada en dos direcciones con vigas postensadas

El diseño de la losa nervada en dos direcciones es la misma que en el acápite 4.3.4. Así mismo, se toma como ejemplo el diseño de la viga postensada principal interior de 60cm de ancho y 50cm de peralte, ubicada entre los ejes C y D que soporta una losa maciza de 25cm de espesor. La sección transversal de viga y el área tributaria seleccionada para el análisis se muestra en la figura 4.21. El análisis se efectuó para cargas de gravedad en dos estados: servicio y último.

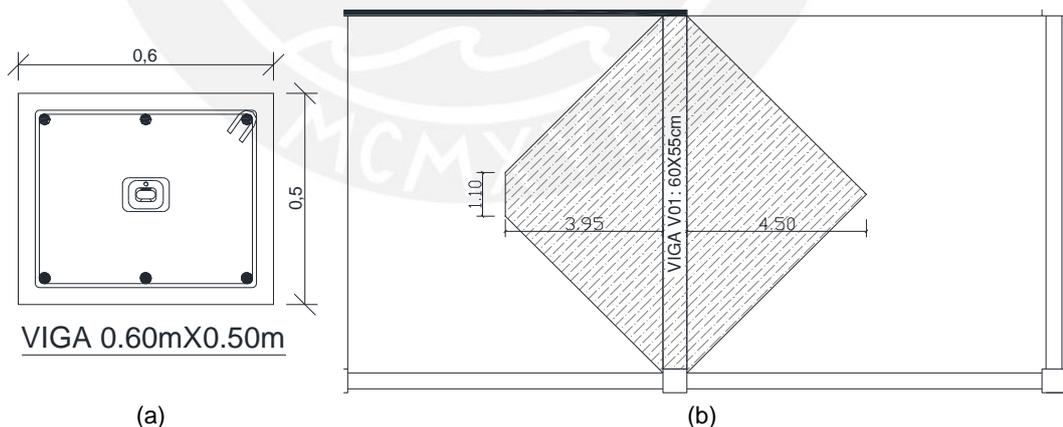


Figura 4.21: (a) Dimensionamiento de viga postensada en losa maciza. (b) Viga postensada para el análisis.

La excentricidad de los tendones se ubica a 425mm medidos desde la base de la viga en los apoyos interiores y a 75mm en los centros de tramos. El perfil de los tendones se muestra en la figura 4.22.

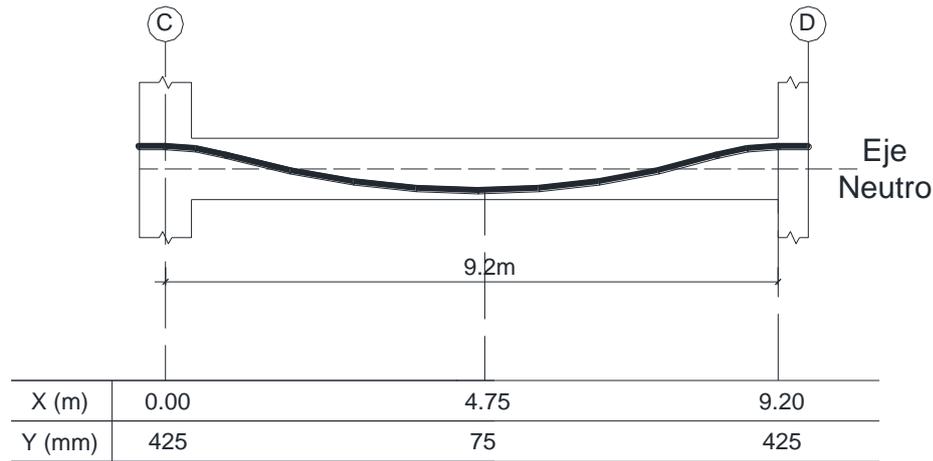


Figura 4.22: Perfil del tendón de la viga postensada.

El resultado de la verificación de los esfuerzos en servicio se muestra en la tabla 4.29, donde se puede apreciar que la sección más crítica se encuentra en la parte superior de la sección, en las cercanías de la placa. El refuerzo obtenido se muestra en la tabla 4.30.

Tabla 4.29: Verificación de los esfuerzos en estado de servicio del sistema de losa nervada en dos direcciones con vigas postensadas.

Eje		σ_{Bal} (MPa)	σ_{cv} (MPa)	σ_{cm} (MPa)	Esfuerzo Total (MPa)	Límite de Esfuerzos (MPa)	Estado
C	Fibra superior	13.55	-2.78	-9.38	1.39	12.6	Compresión
	Fibra inferior	-4.88	2.78	9.38	7.28	12.6	Compresión
Centro	Fibra superior	-3.21	2.32	7.75	6.85	12.6	Compresión
	Fibra inferior	11.88	-2.32	-7.75	1.82	12.6	Compresión
D	Fibra superior	15.82	-4.02	-13.61	-1.81	-3.28	Clase u
	Fibra inferior	-6.41	5.99	7.95	7.54	12.6	Compresión

Tabla 4.30: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en dos direcciones con vigas postensadas.

Eje	Mu (Ton-m)	Ancho (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	a (cm)	Aps (cm ²)	As (cm ²)	As (cm ²)
C	32.82	60	44	42.5	8.30	7.00	6.00	3Ø5/8"
Centro	34.59	60	44	42.5	8.30	7.00	6.00	3Ø5/8"
D	44.17	60	44	42.5	9.13	7.00	8.84	1Ø3/4" + 3Ø5/8"

4.4.3 Losa maciza armada en dos direcciones con vigas postensadas

El diseño de la losa maciza en dos direcciones es la misma que en el acápite 4.3.2. Mientras que las dimensiones de las vigas y el elemento de análisis son las mismas que en la figura 4.21. El perfil es el presentado en la figura 4.22 del acápite anterior.

Al igual que en el caso anterior, el número de tendones se calcula mediante iteraciones hasta obtener una sección de clase U. De las iteraciones realizadas, se obtiene que una cantidad óptima de torones son ocho.

El resultado de la verificación de los esfuerzos en servicio se muestra en la tabla 4.31, donde la sección más crítica se ubica en la fibra superior, dado que se generan tracciones; sin embargo, este esfuerzo no sobrepasa el límite establecido por la norma, mientras que las demás secciones se encuentran en compresión.

Tabla 4.31: Verificación de los esfuerzos en estado de servicio del sistema de losa nervada en dos direcciones con vigas postensadas.

Eje		σ_{Bal} (MPa)	σ_{CV} (MPa)	σ_{CM} (MPa)	Esfuerzo Total (MPa)	Límite de Esfuerzos (MPa)	Estado
C	Fibra superior	13.55	-2.78	-9.38	1.39	12.6	Compresión
	Fibra inferior	-4.88	2.78	9.38	7.28	12.6	Compresión
Centro	Fibra superior	-3.21	2.32	7.75	6.85	12.6	Compresión
	Fibra inferior	11.88	-2.32	-7.75	1.82	12.6	Compresión
D	Fibra superior	15.82	-4.02	-13.61	-1.81	-3.28	Clase U
	Fibra inferior	-6.41	5.99	7.95	7.54	12.6	Compresión

Tabla 4.32: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en dos direcciones con vigas postensadas.

Eje	Mu (Ton-m)	Ancho (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	a (cm)	Aps (cm ²)	As (cm ²)	As (cm ²)
C	44.35	60	44	42.5	11.91	11.20	6.00	3Ø5/8"
Centro	40.44	60	44	42.5	11.91	11.20	6.00	3Ø5/8"
D	58.76	60	44	42.5	12.50	11.20	8.00	4Ø5/8"

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE COSTOS

En el presente capítulo se analizarán los costos de las alternativas de techado utilizando el análisis de precios unitarios. El capítulo está dividido en tres secciones.

En la primera sección se muestran los criterios empleados para seleccionar los dos techados más económicos. En la segunda se presenta el análisis de costos de las alternativas de techado para el sistema de concreto armado y postensado. Finalmente se exponen los techados escogidos en el tercer apartado.

5.1 Criterios empleados en el análisis

Las principales variables de análisis son: el concreto, el acero corrugado, el encofrado y desencofrado, los bloques de relleno de ladrillo cerámico o poli-estireno expandido y los cables del postensado.

En el caso de las primeras tres variables, los precios unitarios han sido tomados de la revista costos: construcción, arquitectura e ingeniería, edición 259 octubre 2015 (Costos: construcción, arquitectura e ingeniería, 2015). En el caso del precio del poli-estireno expandido, este ha sido cotizado a la empresa Tecnolima S.A.C, encargada de la distribución de tecnopor para diversos fines, entre ellos la construcción. Del mismo modo, los valores del acero postensado han sido suministrados por la empresa CCLPeruSA dedicada a suministrar e instalar el sistema postensado no adherido en losas y vigas. En la tabla 5.01 se registran los precios unitarios.

Tabla 5.01: Precios unitarios de las partidas.

Partidas	Unidades	Precio Unitario (S/.)
Concreto premezclado $f'c=280\text{Kg/cm}^2$	m3	303.87
Acero de refuerzo corrugado	Kg	4.03
Encofrado y desencofrado	Vigas	65.05
	Aligerado	41.53
	Losa	50.05
Bloques de relleno	Ladrillo cerámico 15x30x30m	2.41
	Tecnopor 0.35x0.5x1m	56.00
	Tecnopor 0.30x0.55x0.55m	27.30
	Tecnopor 0.25x0.48x1m	36.08
Cables del postensado	Kg	24.74

5.2 Análisis de las alternativas de techado

En la tabla 5.02 se registran los metrados del sistema en concreto armado y concreto postensado de las partidas citadas en la sección anterior.

Tabla 5.02: Metrado de las partidas por piso típico.

	Encofrado (m²)	Concreto (m³)	Acero (Kg)	Bloques (und)	Torones (Kg)
Aligerado	779	89	7747	4949	-
Losa maciza	720	157	12780	-	-
Nervada una dirección	694	96	6876	990	-
Nervada dos direcciones	702	105	7629	1475	-
Nervada en una dirección postensada y vigas de concreto armado	709	81	3552	1047	1245
Losa maciza en dos direcciones y viga postensada	691	156	10131	-	716
Nervada en dos direcciones y viga postensada	673	104	6637	1402	447

En la tabla 5.03 se muestran los costos de cada partida de los diferentes sistemas de techados. Adicionalmente, se visualiza el costo total de cada propuesta.

Tabla 5.03: Costo de las partidas por piso típico.

	Encofrado (S/.)	Concreto (S/.)	Acero (S/.)	Bloques (S/.)	Torones (S/.)	Total (S/.)
Aligerado	36 659	26 998	31 219	11 927	-	106 802
Losa maciza	37 472	47 696	51 503	-	-	136 670
Nervada una dirección	30 499	29 143	27 710	55 419	-	142 769
Nervada dos direcciones	30 962	31 648	30 742	40 245	-	133 596
Nervada en una dirección postensada y vigas de concreto armado	31 424	24 607	14 314	37 769	30 801	138 915
Losa maciza en dos direcciones y viga postensada	35 823	47 163	40 826	-	17 694	141 506
Nervada en dos direcciones y viga postensada	29 435	31 487	26 746	38 265	11 059	136 992

En la figura 5.01 se registra gráficamente los costos de las partidas, con la finalidad de mostrar qué factores se incrementan en un techado frente a otros. Mientras que en la figura 5.02 se comparan los costos totales para identificar las alternativas más viables económicamente. Por otro lado, en la figura 5.03 se registran el costo por metro cuadrado de las diferentes alternativas de techados.

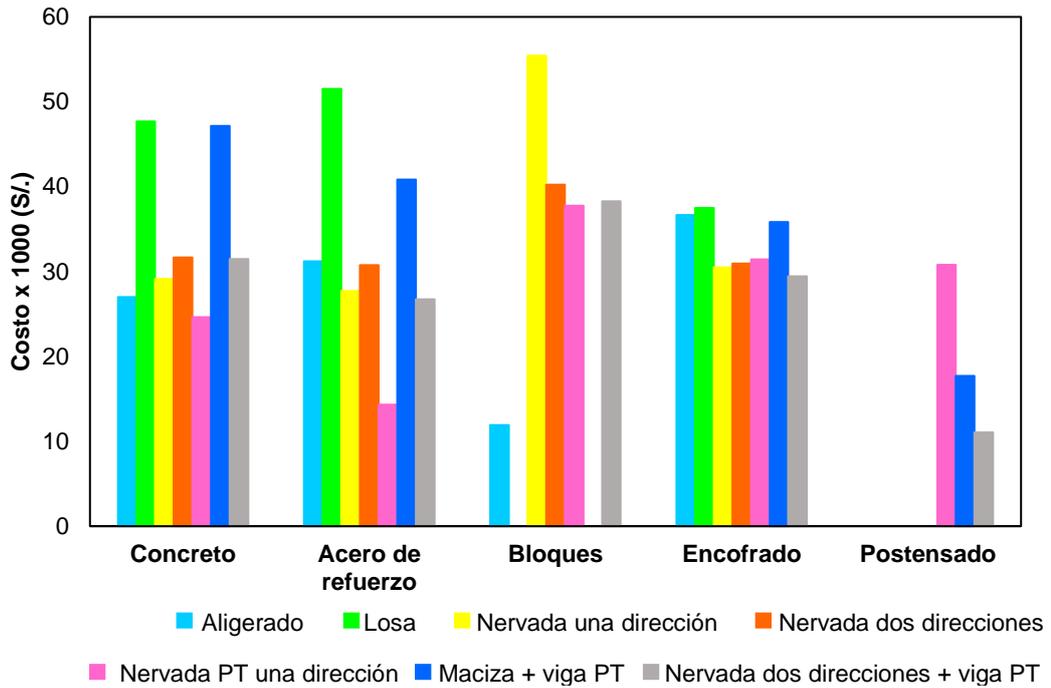


Figura 5.01: Diagrama de costos de las partidas para el análisis por piso típico.

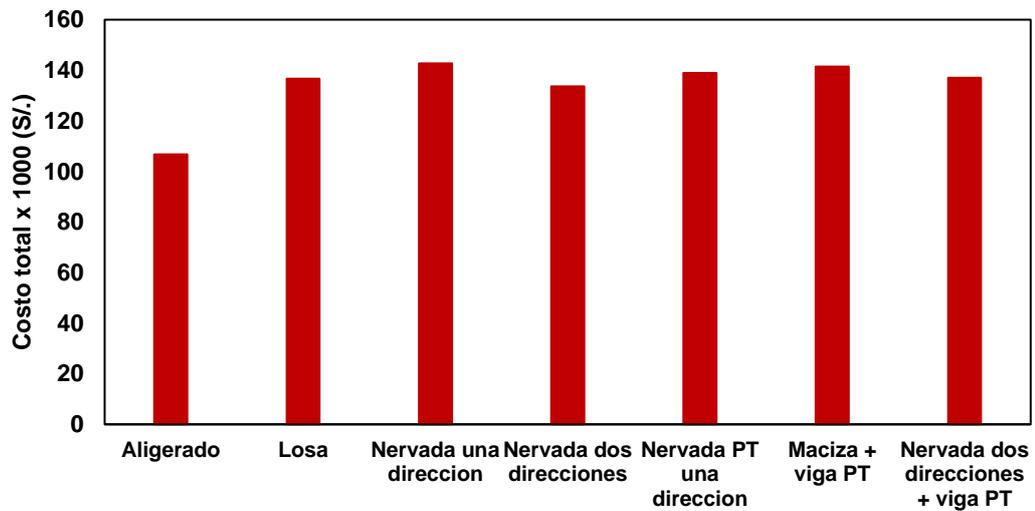


Figura 5.02: Diagrama de costos de las diferentes alternativas de techado por piso típico.

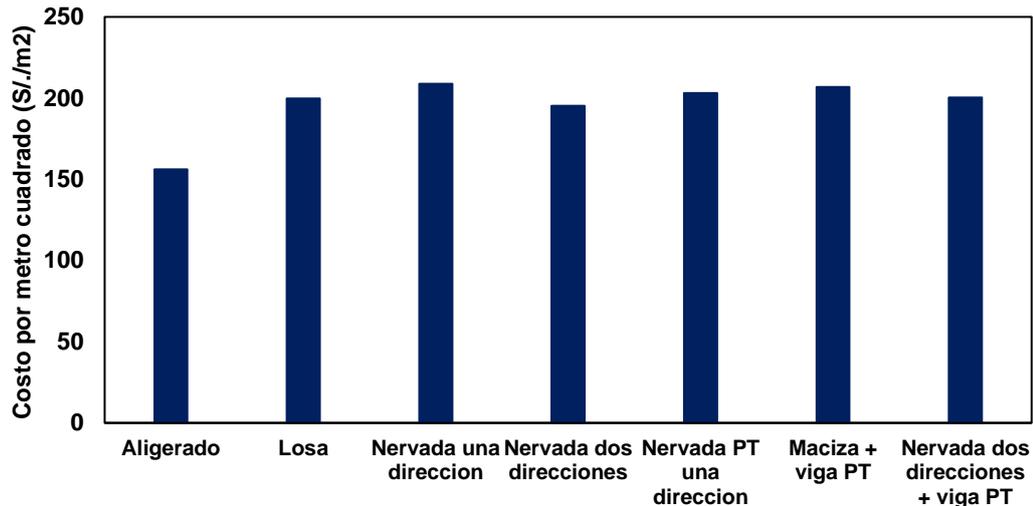


Figura 5.03: Diagrama de costos por metro cuadrado de las diferentes alternativas de techado por piso típico.

5.3 Elección de los sistemas de techado

Los sistemas de losas macizas necesitan mayores cantidades de volúmenes de concreto y acero de refuerzo, ya sea para los techados de concreto armado o concreto postensado. Caso contrario sucede en el sistema de losa nervada postensada en una dirección, ya que el concreto es ligeramente menor al sistema aligerado con vigas secundarias y el acero requerido es menor a los otros sistemas.

Los costos de encofrados son menores en las losas nervadas en comparación con las losas macizas y el aligerado. En el caso de los sistemas nervados, el peralte es mayor lo que reduce el encofrado de las vigas principales. En los aligerados, la presencia de vigas intermedias eleva el costo de la partida.

Si bien los sistemas aligerados y nervados son los que presentan menor costo en concreto, acero y encofrado, la inclusión de bloques de relleno de poli-estireno expandido eleva en gran medida del segundo sistema.

En caso de los aligerados, el bajo precio de los bloques de arcilla permite sacar gran ventaja respecto a los otros sistemas, a diferencia del elevado precio de los bloques de poli-estireno expandido. El costo elevado de la utilización de este material en el sistema nervado de concreto armado en una dirección genera que este sistema sea económicamente el menos viable.

En el caso de los techados postensados, la adición del sistema no adherido compensa las ventajas del postensado en las partidas de concreto y acero. En

conclusión las diferencias entre ambos sistemas no son relevantes en esta estructura, donde el sistema más viable es el aligerado con vigas intermedias.

Por otro lado, comparando el precio por metro cuadrado, el costo del sistema aligerado (S/.150/m²) con respecto al promedio del costo de las demás alternativas (S/.200/m²) representa un 25% menos.

En conclusión, los sistemas con menor costo son el aligerado en una dirección con vigas intermedias y la losa nervada en dos direcciones, siendo el primer sistema de techado el de menor costo. Se realizará el diseño estructural de ambos sistemas en los posteriores capítulos.



CAPÍTULO 6

ANÁLISIS SÍSMICO

En el presente capítulo se presenta el análisis sísmico de dos edificios económicamente más viables los cuales son el aligerado con vigas intermedias y la losa nervada en dos direcciones. Los criterios de análisis son tomados de la norma técnica peruana de sismo E.030 del año 2003. Además, de ser necesario, se incrementaría la rigidez de la estructura si este no cumple con los desplazamientos límites dictaminados en la norma.

El capítulo está dividido en cuatro secciones. En la primera, se presentan los parámetros empleados para el análisis sísmico. En la segunda, el análisis estático de los dos edificios cada uno con el sistema de techado escogido en el capítulo anterior. En la tercera, el análisis dinámico de tres grados de libertad y traslación pura, finalmente se presenta la comprobación de los desplazamientos laterales y torsionales, así como la comprobación de irregularidades.

6.1 Parámetros sísmicos

Son coeficientes que permiten definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño (NTE E.030, 2003), cuyos valores dependen de varios factores, tales como el lugar o tipo de la estructura. A continuación se presentará las definiciones de los cinco parámetros:

6.1.1 Factor de Zona

El territorio nacional se encuentra zonificado en tres zonas, según la norma técnica peruana de sismo E.030 del año 2003. La edificación a evaluar se encuentra ubicado en la zona 3 al que le corresponde un factor de zona (Z) de 0.4.

6.1.2 Factor de uso o importancia

Las edificaciones son clasificadas en categorías en función a su importancia; hospitales, cuarteles de bomberos entre otros son enmarcados en la categoría A, ya que su función es vital después de ocurrido un evento sísmico. En este caso, la edificación a analizar cae en la categoría de edificaciones comunes "C", con un factor de uso (U) de 1.0.

6.1.3 Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica (C) define la amplificación de la respuesta de las estructuras frente a las aceleraciones del suelo en el que se encuentran. Lo expuesto es presentado en la ecuación 6.01 donde T_p es el periodo de corte del suelo y T el periodo de la estructura. Dado que la edificación a analizar se ubica en el distrito de Miraflores se puede asumir un periodo de corte 0.4 segundos.

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

Ecuación 6.01: Fórmula del factor de amplificación sísmica.

6.1.4 Factor de suelo

La norma E.030 permite utilizar factores de suelos para diferentes tipos de perfiles para los suelos, cuando las propiedades del suelo no sean muy conocidas por el especialista. El suelo de la estructura es asumido como rígido, por lo cual el factor de suelo (S) correspondiente es 1.0.

6.1.5 Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas

Dependiendo del tipo de la estructura en la edificación, la fuerza sísmica puede ser reducida. En este caso, la estructura es considerada de muros estructurales, ya que más del 80% de las fuerzas cortantes son tomadas por las placas de ascensores. El factor de reducción (R) para este tipo de sistemas es 6.

6.2 Análisis estático

Es un método de análisis sísmico que consiste en la imposición de solicitaciones direccionadas horizontalmente y que están en función al peso de cada nivel de la estructura. La norma acepta el análisis con este método en edificios regulares de no más de 45m de altura. En caso de la presente estructura, se asume una configuración regular (comprobada en la sección 6.3), con una altura medida desde la base hasta el último nivel de 35m.

6.2.1 Periodo fundamental

La norma propone la fórmula empírica 6.02 para estimar el periodo fundamental de la estructura que relaciona la altura de la edificación con un coeficiente de periodo. Para estructuras aporticadas en la dirección de análisis, la norma estipula un valor de C_t de 35, mientras que para elementos resistentes a base de pórticos y cajas de

ascensores, el coeficiente llega a ser 45. En el caso que los muros tomen la mayor parte del sismo, el valor de C_t es 60.

$$T = \frac{Hn}{C_t}$$

Ecuación 6.02: Fórmula de la estimación del periodo de la estructura.

En este caso, los elementos resistentes en ambas edificaciones son las placas de ascensores. Es por ello que C_t toma un valor de 60 en ambas direcciones. En la tabla 6.01 se presentan los valores obtenidos para ambos sistemas de techados. Adicionalmente, se muestran los periodos fundamentales en ambas direcciones obtenidas del análisis modal considerando traslación pura y tres grados de libertad. Se observa que la estimación del periodo con la fórmula propuesta por la norma es aceptable en la dirección x-x, mientras que en la dirección y-y la diferencia llega a ser del 20% para ambos sistemas. Esto se debe a que en dicha dirección, los pórticos contribuyan en la toma de las cortantes sísmicas. Adicionalmente, se aprecia que los periodos obtenidos del análisis en traslación pura y en tres grados de libertad son parecidos, debido a la simetría de la estructura, lo que genera que las rotaciones de la estructura no sean importante. Los valores empleados para el análisis estático son los obtenidos del análisis considerando tres grados de libertad.

Tabla 6.01: Comparación de periodos fundamentales del análisis dinámico.

	Norma Hn/Ct	Traslación pura		Tres grados de libertad	
		Aligerado	Nervada dos direcciones	Aligerado	Nervada dos direcciones
T x-x (seg)	0.583	0.588	0.584	0.588	0.584
T y-y (seg)	0.583	0.778	0.787	0.766	0.782

6.1.2 Metrado de cargas

En la figura 6.01 se muestra parte de la planta con las zonas de influencia de las columnas COL-01, COL-02, COL-03 y PLACA para el sistema de losas aligeradas con vigas intermedias. En el caso de las losas nervadas en dos direcciones, la distribución de zonas es la misma, con la diferencia que no se consideran las vigas intermedias.

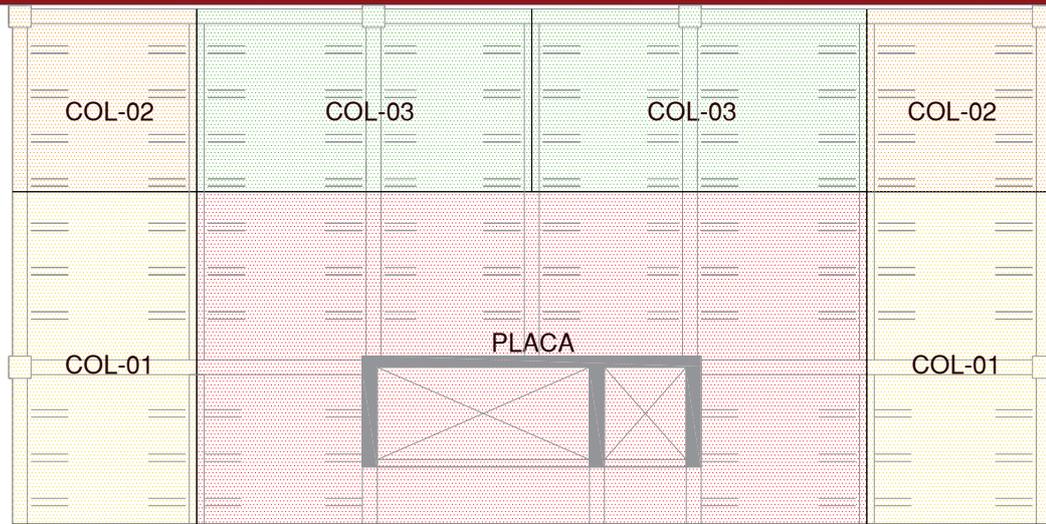


Figura 6.01: Distribución de las zonas de influencia de los elementos verticales.

En las tablas 6.02 y 6.03 se pueden observar el metrado de las columnas COL-01, COL-02, COL-03 y PLACA de los sistemas de techo, pues estos se repiten en la siguiente mitad del nivel. La viga sísmica y-y corresponde a los elementos estructurales que conectan las placas de ascensores opuestas, mientras que las vigas sísmicas x-x conectan a las alas de las placas. Se evidencia que ambos sistemas presentan casi el mismo peso de techado, la diferencia porcentual del sistema nervado en dos direcciones con el aligerado es apenas del 3%. Analizando los pesos por metro cuadrado se observa que la losa nervada en dos direcciones es ligeramente más liviana que el aligerado con vigas intermedias.

Tabla 6.02: Metrado de cargas del sistema aligerado con vigas intermedias.

elemento	carga	Col-1		Col-2		Col-3		Placa		
		Área	Peso (Ton)							
Aligerado	Ton/m ²	0.30	37.41	11.22	19.79	5.94	37.31	11.19	108.28	32.48
Contrapiso	Ton/m ²	0.15	44.55	6.68	24.50	3.68	44.55	6.68	134.70	20.21
Viga secundaria	Ton/m	0.58	4.3	2.48	2.28	1.31	4.55	2.62	26.10	7.52
Viga perimetral	Ton/m	0.67	8.40	5.64	8.90	5.98	8.40	5.64	-	-
Viga principal	Ton/m	0.67	4.45	2.99	-	-	4.45	2.99	17.80	11.96
Losa hall	Ton/m ²	0.48	-	-	-	-	-	-	12.25	5.88
Viga sísmica y-y	Ton/m	0.67	-	-	-	-	-	-	9.30	6.25
Viga sísmica x-x	Ton/m	0.34	-	-	-	-	-	-	7.90	2.65
Columna	Ton	-	-	3.02	-	3.02	-	3.02	-	-
Placa	Ton	-	-	-	-	-	-	-	-	50.15
S/C típico	Ton/m ²	0.30	44.55	13.37	24.50	7.35	44.55	13.37	134.70	40.41
S/C azotea	Ton/m ²	0.10	44.55	4.46	24.50	2.45	44.55	4.46	134.70	13.47
CM típico/azotea	Ton			32.04		19.93		32.16		137.10
CV típico	Ton			13.37		7.35		13.37		40.41
CV azotea	Ton			4.46		2.45		4.46		13.47

0.25CV típico	Ton	3.34	1.84	3.34	10.10
0.25CV azotea	Ton	1.12	0.61	1.12	3.37
Peso total típico	Ton		665		
Peso total azotea	Ton		629		
Peso típico por m²	Ton/ m²		0.85		
Peso azotea por m²	Ton/ m²		0.81		
Masa total típico	Tons⁻²/m		68		
Masa total azotea	Tons⁻²/m		64		

Tabla 6.03: Metrado de cargas del sistema de losas nervadas en dos direcciones.

elemento	carga	Col-1		Col-2		Col-3		Placa		
		Área	Peso (Ton)							
Aligerado	Ton/m ²	0.33	40.89	13.33	20.69	6.74	40.89	13.33	113.48	36.99
Contrapiso	Ton/m ²	0.15	40.89	6.13	20.69	3.10	40.89	6.13	113.48	17.02
Viga secundaria	Ton/m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Viga perimetral	Ton/m	0.73	8.40	6.15	8.9	6.51	8.4	6.15	-	-
Viga principal	Ton/m	0.73	4.45	3.26	-	-	4.45	3.26	17.8	13.03
Losa	Ton/m ²	0.63	-	-	-	-	-	-	12.25	7.71
Viga sísmica 1	Ton/m	0.73	-	-	-	-	-	-	2.33	1.70
Viga sísmica 2	Ton/m	0.37	-	-	-	-	-	-	7.9	2.89
Columna	Ton	-	-	3.02	-	3.02	-	3.02	-	-
Placa	Ton	-	-	-	-	-	-	-	-	50.15
S/C típico	Ton/m ²	0.30	44.25	13.28	24.25	7.28	44.25	13.28	134.70	40.41
S/C azotea	Ton/m ²	0.10	44.25	4.43	24.25	2.43	44.25	4.43	134.70	13.47
CM típico/azotea	Ton			31.89		19.39		31.89		129.50
CV típico	Ton			13.28		7.28		13.28		40.41
CV azotea	Ton			4.43		2.43		4.43		13.47
0.25CV típico	Ton			3.32		1.82		3.32		10.10
0.25CV azotea	Ton			1.11		0.61		1.11		3.37
Peso total típico	Ton					646				
Peso total azotea	Ton					610				
Peso típico por m²	Ton/ m²					0.83				
Peso azotea por m²	Ton/ m²					0.78				
Masa total típico	Tons⁻²/m					66				
Masa total azotea	Tons⁻²/m					62				

6.1.3 Cortante Basal

El valor de la cortante basal estática se cuantifica en función a los parámetros expuestos en la sección 6.1 y al peso de la estructura; para el cálculo de la fuerza cortante basal se utiliza la ecuación 02-b presentada en la sección 3.1.

Los valores de los factores de zona, uso, suelo y coeficiente de reducción son 0.4, 1.0, 1.0 y 6 respectivamente. En el caso del factor de amplificación sísmica, la tabla 6.04 registra el cálculo en ambas direcciones para cada tipo de sistema de techado.

Tabla 6.04: Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica.

	Tp (seg)	T x-x (seg)	T y-y (seg)	C x-x	C y-y
Aligerado	0.4	0.588	0.766	1.701	1.305
Nervada 2 direcciones	0.4	0.584	0.782	1.713	1.278

Además, en la tabla 6.05 se muestran los valores de masa y peso de la estructura de ambas edificaciones. Es apreciable que ambos techados presentan masas y pesos de estructura parecidos.

Tabla 6.05: Registro de masas y pesos de los techados.

Nivel	Aligerado		Nervada en dos direcciones	
	Masa (Ton s²/m)	Peso (Ton)	Masa (Ton s²/m)	Peso (Ton)
1	68	665	66	646
2	68	665	66	646
3	68	665	66	646
4	68	665	66	646
5	68	665	66	646
6	68	665	66	646
7	68	665	66	646
8	68	665	66	646
9	68	665	66	646
10	64	629	62	610
Total	676	6614	656	6424

Finalmente, en la tabla 6.06 se registran los valores de la cortante basal estática, donde se observa la similitud en los valores de ambos sistemas de techado.

Tabla 6.06: Cálculo de la cortante basal estática.

	ZUCS/R x-x	ZUCS/R y-y	Peso (Ton)	Vx-x (ton)	Vy-y (ton)
Aligerado	11.3%	8.7%	6625	751	576
Nervada 2 direcciones	11.4%	8.5%	6520	745	556

6.1.3 Distribución de la fuerza sísmica

En la tabla 6.07 se registra la distribución de la fuerza cortante sísmica a lo alto de la edificación. Es necesario precisar que el periodo de la estructura en la dirección y-y es mayor a 0.7 en ambos sistemas de techados. En estos casos, la norma indica la aplicación de una carga concentrada “Fa” (tabla 6.08) como fracción de la cortante basal en el último nivel de la edificación (NTE E.030, 2003).

El cortante remanente debe ser distribuido entre los diferentes niveles de la edificación. Las expresiones presentadas en la ecuación 6.03 describen lo mencionado anteriormente.

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} (V_{\text{estático}} - F_a) \quad (a)$$

$$F_a = 0.07 T V_{\text{estático}} \quad (b)$$

Ecuación 6.03: (a) Fórmula de distribución de cortante basal. (b) Fórmula del valor de la fuerza F_a .

Tabla 6.07: Distribución de la cortante sísmica para las dos propuestas de techados según método estático.

Nivel	Aligerado					Nervada en dos direcciones			
	h_i (m)	P_i (Ton)	$h_i P_i$ (Ton-m)	F_i x-x (Ton)	F_i y-y (Ton)	P_i (Ton)	$h_i P_i$ (Ton-m)	F_i x-x (Ton)	F_i y-y (Ton)
1	3.5	665	2330	14	10	661	2314	14	10
2	7	665	4660	28	20	661	4627	27	19
3	10.5	665	6990	41	30	661	6941	41	29
4	14	665	9320	55	40	661	9254	55	39
5	17.5	665	11649	69	50	661	11568	68	48
6	21	665	13979	83	60	661	13881	82	58
7	24.5	665	16309	97	70	661	16195	97	68
8	28	665	18639	110	80	661	18508	109	77
9	31.5	665	20969	124	90	661	20822	123	87
10	35	629	22082	131	126	625	21875	129	122
	Total		126927			Total	125983		

Tabla 6.08: Cálculo de la fuerza F_a para el último nivel.

	T (seg)	V (Ton)	F piso 10 (Ton)	F_a y-y (Ton)	F_{10} (Ton)
Aligerado	0.766	576	95	31	126
Losa nervada 2 direcciones	0.782	560	91	30.	122

6.1.4 Cortante tomado por los elementos verticales

Inicialmente se plantea la idea de considerar que las fuerzas cortantes eran tomadas principalmente por las placas, es decir, se consideró un coeficiente de reducción 6. En la tabla 6.09 se aprecia que las placas en ambas direcciones y en los distintos sistemas de techados toman más del 90%, lo que corrobora la hipótesis planteada inicialmente.

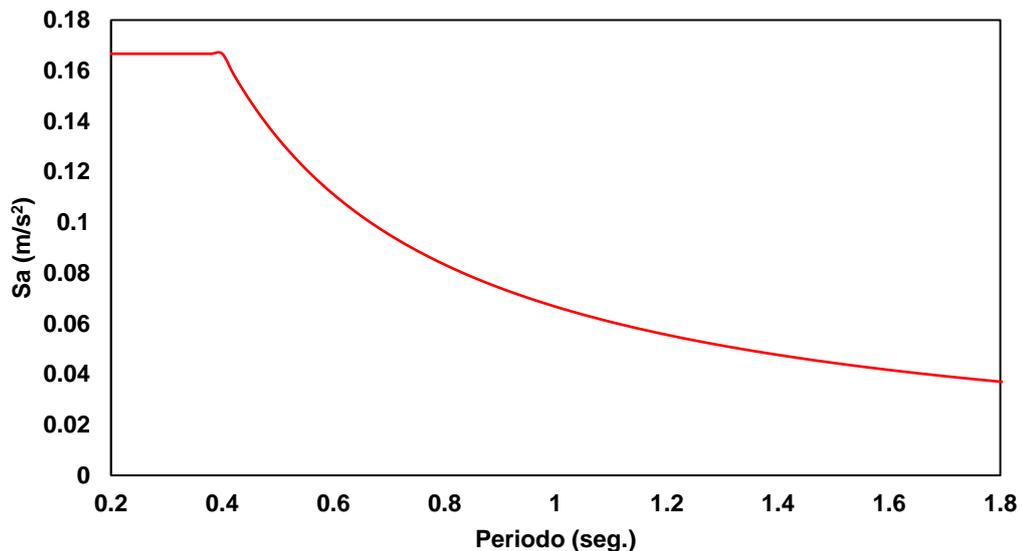
Tabla 6.09: Cortante tomada por las placas durante el análisis estático.

	Vest basal x-x (Ton)	Vest basal y-y (Ton)	Vest placas x-x (Ton)	Vest placas y-y (Ton)	% placa x-x	% placa y-y
Aligerado	751.39	576.16	722.01	543.78	96%	94%
Nervada 2 direcciones	750.89	560.24	725.99	533.66	96%	95%

6.2 Análisis dinámico

6.2.1 Espectro de Pseudo-aceleraciones

En la figura 6.02 se presenta el espectro de aceleraciones empleado para el análisis dinámico. Dado que los parámetros son iguales en ambas direcciones, el espectro es el mismo en ambos sentidos.


Figura 6.02: Espectro de pseudo-aceleraciones.

6.2.2 Comparación cortante basal estática y dinámica

En la tabla 6.10 se presentan los valores de la fuerza cortante basal estática y dinámica sin escalar del sistema aligerado y nervado en dos direcciones. Se aprecia que el valor de la fuerza cortante generada en el análisis dinámico en la dirección x-x no sufre variaciones; por otro lado, la cortante basal y-y presenta un ligero aumento en un análisis de traslación pura respecto al de tres grados de libertad. En general, el tipo de análisis no influye en gran medida en el valor de las cortantes basales, debido a la simetría de la edificación.

Tabla 6.10: Cortantes basales de los sistemas estructurales.

Caso de estudio	Aligerado		Nervada en dos direcciones	
	V x-x (Ton)	V y-y (Ton)	V x-x (Ton)	V y-y (Ton)
Estático	751	576	751	560
Din. Traslación pura	564	450	568	439
Din. 3 grados de libertad	564	437	568	428

Para el escalamiento se ha optado por emplear los valores de las cortantes obtenidas del análisis dinámico de tres grados de libertad. En la tabla 6.11 se observa que en ambos sistemas, en las dos direcciones, se debe escalar el valor de la cortante dinámica, ya que es menor al 80% del valor de la cortante estática.

Tabla 6.11: Escalamiento del espectro de aceleraciones.

	Vdin/Vest	Vdin/Vest	>80%Vest	>80%Vest	Escalar	Escalar
	x-x (%)	y-y (%)	x-x	y-y	x-x	y-y
Aligerado	75%	76%	No	No	1.07	1.05
Nervado 2 direcciones	76%	78%	No	No	1.06	1.02

6.3 Análisis de resultados

En esta sección se busca que las derivas permanezcan dentro de lo establecido por la norma E.030.

Es importante precisar que la edificación no muestra irregularidades en altura, ya que no presenta irregularidades de piso blando, de masa, de geometría vertical y en los sistemas resistentes. En lo referente a irregularidades en planta, el proyecto no cuenta con esquinas entrantes ni muestra aberturas que generen discontinuidad en el diafragma. En cuanto a las irregularidades torsional, la misma simetría corrobora la regularidad de la estructura.

6.3.1 Límites de derivas para translación pura

En las tablas 6.16 y 6.17 se muestran las derivas de los entrepisos en ambas direcciones. Se observa que los valores son menores a los máximos permitidos por la norma E.030, por lo que no se requiera, en un análisis de translación pura, aumento en las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales.

Tabla 6.12: Límite derivas sistema aligerado en traslación pura.

Nivel	Desplaza. x-x	Desplaza. y-y	Altura (m)	Desp. relativ. x-x	Desp. relativ. y-y	Deriva x-x	Deriva y-y
10	0.0635	0.0807	3.50	0.0075	0.0066	0.21%	0.19%
9	0.056	0.0741	3.50	0.0077	0.0074	0.22%	0.21%
8	0.0483	0.0667	3.50	0.0078	0.0083	0.22%	0.24%
7	0.0405	0.0584	3.50	0.0078	0.0092	0.22%	0.26%
6	0.0327	0.0492	3.50	0.0076	0.0098	0.22%	0.28%
5	0.0251	0.0394	3.50	0.007	0.0102	0.20%	0.29%
4	0.0181	0.0292	3.50	0.0064	0.0099	0.18%	0.28%
3	0.0117	0.0193	3.50	0.0053	0.0090	0.15%	0.26%
2	0.0064	0.0103	3.50	0.0041	0.0070	0.12%	0.20%
1	0.0023	0.0033	3.50	0.0023	0.0033	0.07%	0.09%

Tabla 6.13: Límite derivas sistema nervado en 2 direcciones en traslación pura.

Nivel	Desplaza. x-x	Desplaza. y-y	Altura (m)	Desp. relativ. x-x	Desp. relativ. y-y	Deriva x-x	Deriva y-y
10	0.0641	0.0823	3.50	0.0076	0.0069	0.22%	0.20%
9	0.0565	0.0754	3.50	0.0078	0.0077	0.22%	0.22%
8	0.0487	0.0677	3.50	0.0079	0.0087	0.23%	0.25%
7	0.0408	0.059	3.50	0.0079	0.0094	0.23%	0.27%
6	0.0329	0.0496	3.50	0.0076	0.0101	0.22%	0.29%
5	0.0253	0.0395	3.50	0.0071	0.0103	0.20%	0.29%
4	0.0182	0.0292	3.50	0.0064	0.0100	0.18%	0.29%
3	0.0118	0.0192	3.50	0.0054	0.0090	0.15%	0.26%
2	0.0064	0.0102	3.50	0.0041	0.0070	0.12%	0.20%
1	0.0023	0.0032	3.50	0.0023	0.0032	0.07%	0.09%

6.3.2 Límites de derivas para tres grados de libertad

Del mismo modo, las derivas obtenidas del análisis de tres grados de libertad están dentro del límite establecido por la norma (tabla 6.18 y 6.19). Adicionalmente, los valores de desplazamientos laterales son iguales al análisis de traslación pura. Es evidente que para este tipo de edificación, el tipo de análisis no influye en los resultados.

Tabla 6.14: Límite derivas sistema aligerado en 3 grados de libertad.

Nivel	Desplaza. x-x	Desplaza. y-y	Altura (m)	Desp. relativ. x-x	Desp. relativ. y-y	Deriva x-x	Deriva y-y
10	0.0635	0.0787	3.50	0.0075	0.0063	0.21%	0.18%
9	0.0560	0.0724	3.50	0.0077	0.0073	0.22%	0.21%
8	0.0483	0.0651	3.50	0.0078	0.0081	0.22%	0.23%
7	0.0405	0.0570	3.50	0.0078	0.0090	0.22%	0.26%
6	0.0327	0.0480	3.50	0.0076	0.0095	0.22%	0.27%
5	0.0251	0.0385	3.50	0.0070	0.0099	0.20%	0.28%
4	0.0181	0.0286	3.50	0.0064	0.0097	0.18%	0.28%
3	0.0117	0.0189	3.50	0.0053	0.0089	0.15%	0.25%
2	0.0064	0.0100	3.50	0.0041	0.0068	0.12%	0.19%
1	0.0023	0.0032	3.50	0.0023	0.0032	0.07%	0.09%

Tabla 6.15: Límite derivas sistema nervado en 2 direcciones en 3 grados de libertad.

Nivel	Desplaza. x-x	Desplaza. y-y	Altura (m)	Desp. relativ. x-x	Desp. relativ. y-y	Deriva x-x	Deriva y-y
10	0.0641	0.0805	3.50	0.0076	0.0068	0.22%	0.19%
9	0.0565	0.0737	3.50	0.0078	0.0075	0.22%	0.21%
8	0.0487	0.0662	3.50	0.0079	0.0084	0.23%	0.24%
7	0.0408	0.0578	3.50	0.0079	0.0093	0.23%	0.27%
6	0.0329	0.0485	3.50	0.0076	0.0098	0.22%	0.28%
5	0.0253	0.0387	3.50	0.0071	0.0101	0.20%	0.29%
4	0.0182	0.0286	3.50	0.0064	0.0098	0.18%	0.28%
3	0.0118	0.0188	3.50	0.0054	0.0088	0.15%	0.25%
2	0.0064	0.0100	3.50	0.0041	0.0069	0.12%	0.20%
1	0.0023	0.0031	3.50	0.0023	0.0031	0.07%	0.09%

CAPÍTULO 7

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se realiza el diseño de los elementos estructurales considerando las fuerzas generadas por el sismo. El capítulo está dividido en seis secciones. Dado que, como se observará, el diseño es similar, solo se presentarán los planos de sistema aligerado; sin embargo, se realizarán ambos techados.

En la primera sección se muestra el diseño por flexión de las vigas. El diseño por flexo-compresión de las columnas perimetrales es presentado en la segunda sección. En la tercera sección se presenta el diseño de las placas de ascensores. El diseño de las cimentaciones se explica en la cuarta sección. Por último, el diseño de las escaleras y cuarto de máquinas con expuestos en la quinta y sexta sección.

7.1 Diseño de vigas

Tanto el diseño por flexión y cortante consideran la influencia del sismo en la elaboración de las envolventes. La metodología de diseño a flexión por sismo es similar al diseño por gravedad. Caso contrario sucede en la metodología de diseño por cortante donde, adicionalmente, se deben satisfacer los requerimientos sísmicos para el espaciamiento de estribos. Estos consisten en encontrar una cortante de diseño V_u obtenida del menor valor de la suma del cortante producto del desarrollo de los momentos nominales en cada extremo de la luz libre del elemento con la cortante isostática, calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas (ecuación 7.01-a); y la cortante máxima obtenida de las combinaciones de cargas de diseño con un factor de amplificación de 2.5 para el sismo (ecuación 7.01-b).

$$V_{\text{máx}} = \frac{(M_{n1} + M_{n2})}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2} \quad \begin{array}{l} U = 1.25 (CM + CV) \pm 2.5CS \\ U = 0.9CM \pm 2.5CS \end{array}$$

(a)
(b)

Ecuación 7.01: (a) Fórmula de la cortante 1 de diseño de vigas y (b) las combinaciones de cargas para la elección de la cortante 2 de diseño de vigas.

Así mismo, la norma establece espaciamientos máximos en las zonas de confinamiento y centrales. En caso de la zona de confinamiento, los estribos deben espaciarse a $d/4$ o 15cm, 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada del menor diámetro, 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento o 30cm. Por otro lado, la zona central debe presentar estribos espaciados una distancia máxima de

0.5d. Evidentemente, la separación de estribos no debe ser mayor que la demandada por la fuerza cortante de diseño.

El elemento a analizar para ambas alternativas es la viga VPr-01 ubicada entre los ejes A y B, a lo largo del eje 2 y presentada en la figura 7.01.

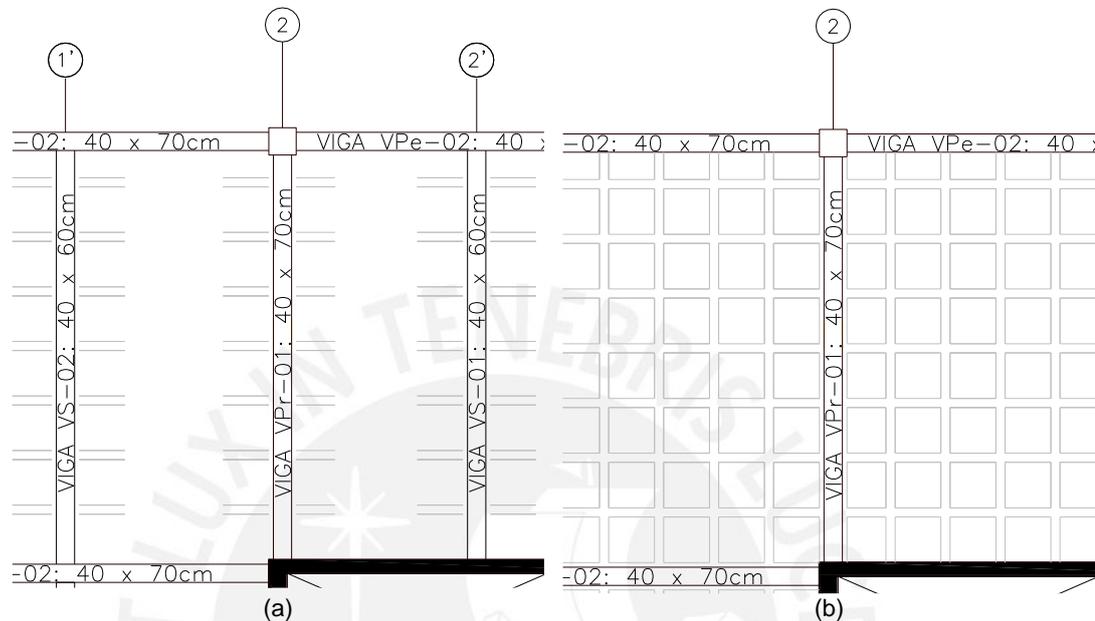


Figura 7.01: Viga para el análisis del (a) aligerado con vigas intermedias, y (b) losa nervada en dos direcciones.

7.1.1 Diseño por flexión

En la figura 7.02 se muestran las envolventes del elemento en cuestión para las diferentes propuestas de techados, donde es apreciable un aumento en la magnitud de los momentos alcanzados en los extremos libres en el sistema de losas nervadas en dos direcciones. Del mismo modo, en la tabla 7.01 se registran los aceros calculados de la viga analizada en ambos sistemas.

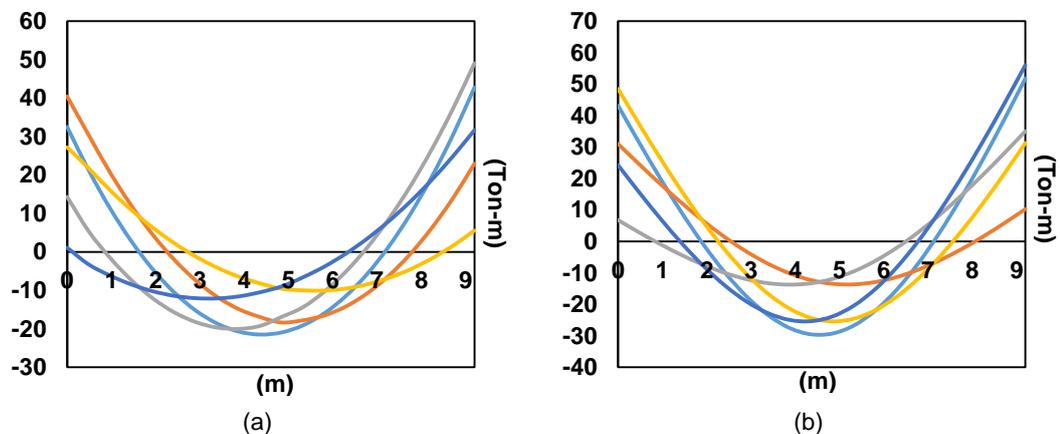


Figura 7.02: Diagrama de envolventes de momentos de (a) aligerado con vigas intermedias, y (b) losa nervada en dos direcciones.

Tabla 7.01: Cuadro de aceros de los sistemas estructurales.

	Mu (Ton-m)	B (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm²)	As (cm²)
Aligerado	36.61	40	64	7.07	16.02	4Ø3/4" + 1Ø1"
	21.51	40	64	4.05	9.18	4Ø3/4"
	49.04	40	64	9.67	21.93	2Ø1" + 4Ø3/4"
Nervada 2 direcciones	41.41	40	64	9.00	20.40	4Ø1"
	29.56	40	64	5.75	13.04	2Ø1" + 1Ø3/4"
	56.02	40	64	11.25	25.50	5Ø1"

7.1.2 Diseño por cortante

En la tabla 7.02 se registra la selección de la cortante de diseño para la viga VPr-01 con las ecuaciones presentadas anteriormente.

Tabla 7.02: Cuadro de selección de la cortante de diseño para vigas.

	Cortante de diseño 1			Cortante de diseño 2		Vu escogido
	Mn₁	Mn₂	Ln	Vu1	Vu2	
Aligerado	41.73	53.65	8.90	31.62	25.59	25.59
Nervada dos direcciones	56.27	30.12	8.90	33.12	30.05	30.05

Con las fuerzas cortantes escogidas se obtienen, en el sistema aligerado, que los estribos deben espaciarse una distancia aproximada de 50cm, mientras que en la nervada en dos direcciones, se necesita 30cm. En ambos casos, se imponen los requerimientos mínimos dictaminados por norma en la zona de confinamiento. En la tabla 7.03 se registran los espaciamientos máximos entre estribos de 3/8" para las zonas de confinamiento y central.

Tabla 7.03: Diseño por cortante de vigas de los sistemas estructurales.

	Zona de confinamiento					Zona central
	Longitud	Smax1	Smax2	Smax3	Smax4	Smax
Aligerado	1.40	15	19	22	30	32
Nervada dos direcciones	1.40	15	25	22	30	32

Se observa en ambos sistemas los estribos de 3/8" están espaciados en la zona de confinamiento una distancia de 15cm, mientras que en la zona central, una distancia de 30cm.

7.2 Diseño de columnas

Las columnas mantienen la misma sección a todo lo alto de la edificación, lo que genera que la única variación se de en la cuantía de acero. Esta variación se presenta cada dos niveles, con la finalidad de optimizar la sección en los niveles superiores.

Por otro lado, las doce columnas ubicadas a lo largo de la planta pueden ser clasificadas en esquineras (cuatro columnas) y centrales (ocho columnas), cada una con un diseño distinto. Por tanto, el diseño de un tipo de columna involucra el análisis de todas las columnas del mismo tipo.

El diseño por flexo-compresión toma en cuenta la elaboración de los diagramas de iteración para la armadura de una sección. Los efectos de las solicitaciones sobre el elemento en cuestión no deben exceder las fronteras establecido por los diagramas de iteración. En este caso, se emplean los cortes de nivel a un intervalo de carga axial ($\emptyset P_n$), a fin de ubicar las solicitaciones (P_u , M_u) pertenecientes ha dicho intervalo.

Para el diseño por cortante, del mismo modo que el diseño por flexión, se pretende encontrar la cortante de diseño en base a los momentos nominales en los extremos de la luz libre asociados a la fuerza axial P_u que da el mayor valor (ecuación 7.02), y las combinaciones de sismo (ecuación 7.01-b).

$$V_{\text{máx}} = \frac{(M_{n1} + M_{n2})}{L_n}$$

Ecuación 7.02: Fórmula de la cortante de diseño de columnas.

El elemento a analizar es la columna esquinera ubicada en los niveles 1 y 2 para el sistema aligerado y el sistema nervado en dos direcciones.

7.2.1 Diseño por flexo-compresión

En la figura 7.03 se propone la armadura de la sección que consiste en 12 fierros de pulgada distribuidos de forma simétrica. La cuantía obtenida del 1.7% satisfacen lo mínimo dictamino por la norma E.060. Esta distribución es aplicada para ambos sistemas.

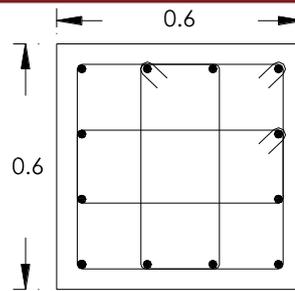


Figura 7.03: Sección de columna de los dos primeros pisos.

Por otro lado, en la figura 7.04-a y 7.04-b se muestran las curvas de nivel para valores de carga de 254 Ton a 362 Ton para el primer diagrama y 189 Ton a 254 Ton para el segundo diagrama. Así mismo, se presentan los valores de P_u y M_u de las diferentes columnas ubicadas en las esquinas localizadas en los primeros dos niveles para las diferentes condiciones de carga, incluyendo sismo, del sistema aligerado y sistema de losa nervada en dos direcciones.

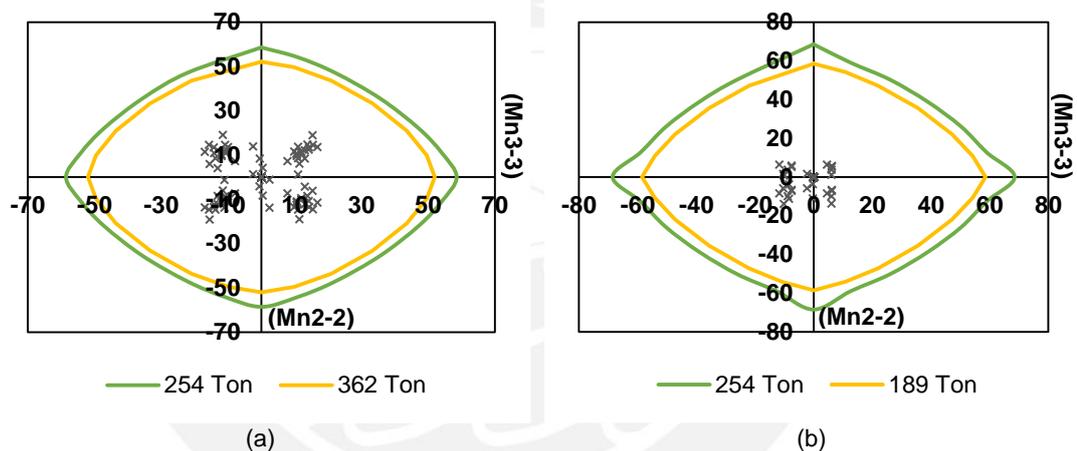


Figura 7.04: (a) Corte de nivel para un intervalo de carga de 254Tn-362Tn. (b) Corte de nivel para un intervalo de carga de 189Tn-254Tn.

7.2.2 Diseño por cortante

En la tabla 7.04 se presenta la elección de la cortante de diseño para el caso de la columna en cuestión.

Tabla 7.04: Cuadro de selección de cortante de diseño para columnas de los dos primeros niveles.

	Cortante de diseño 1				Cortante de diseño 2	Vu escogido
	Mn ₁	Mn ₂	Hn	Vu1	Vu2	
Aligerado	57.41	57.41	2.80	41.01	17.23	17.23
Nervada dos direcciones	68.78	68.78	2.80	49.13	12.77	12.77

Como se observa en la figura 7.05, existen dos zonas a lo largo de una columna: la zona de confinamiento y la zona central. Del mismo modo, en la tabla 7.05 se

presenta el espaciamiento de los estribos a lo largo del elemento de análisis. Se aprecia que en la zona central debe colocarse estribos mínimos, ya que, producto del análisis, el elemento no requiere estribaje. Debido al mismo armado en los dos sistemas, el estribaje es el mismo.

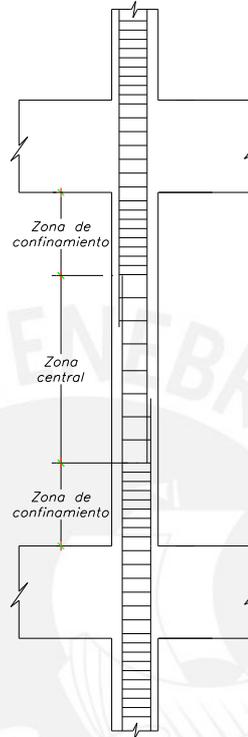


Figura 7.05: Zona de confinamiento y zona central a lo largo de una columna.

Tabla 7.05: Cuadro de aceros del sistema de losa nervada en dos direcciones.

Longitud (cm)	Zona de confinamiento			Zona central
	Smax1 (cm)	Smax2 (cm)	Smax3 (cm)	Smax (cm)
60	20	30	10	25

7.3 Diseño de placas

Las placas son diseñadas de la siguiente manera: un diseño para las tres primeras alturas y otro para las alturas restantes (4to a la 10mo piso). Adicionalmente, dada la simetría de la planta, ambas placas ubicadas en el mismo nivel presentan el mismo armado.

El diseño por flexo-compresión es realizado con ayuda de los diagramas de iteración de la placa tanto en la dirección del eje X como del eje Y. En este caso, para el análisis de la placa en la dirección X no se considera el aporte del ala central, mientras que en la dirección Y, el diseño de cada alma toma en cuenta sus

respectivas alas efectivas (figura 7.06). La distribución de aceros a lo largo del alma y ala, así como el concentrado en los extremos, es asumida con la finalidad de satisfacer las demandas de resistencia. Las dimensiones presentadas en las figuras están en metros.

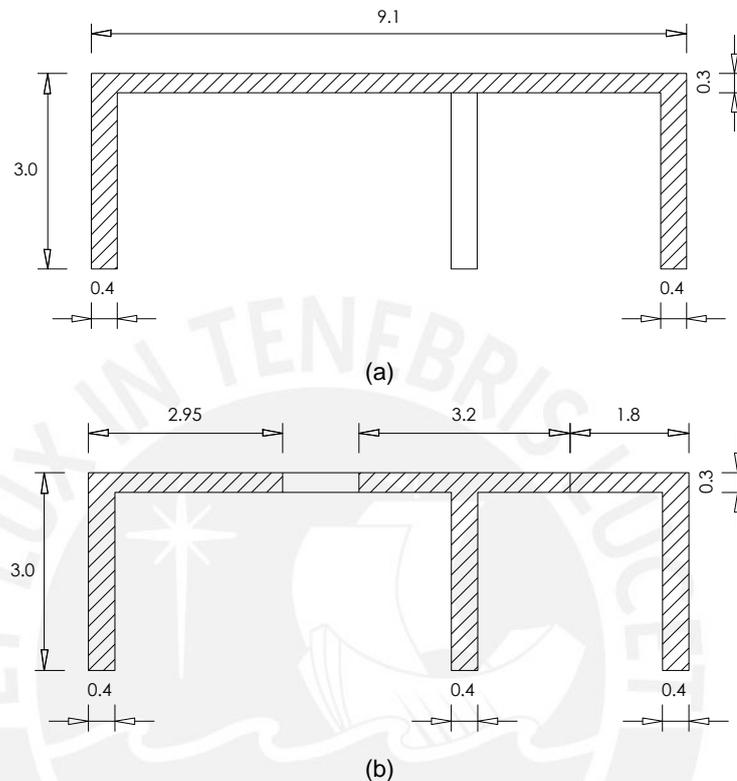


Figura 7.06: Análisis de la placa en (a) la dirección X-X y (b) la dirección Y-Y.

Para el diseño por cortante se pretende encontrar la cortante de diseño en base a los momentos nominales en los extremos de la luz libre asociados a la fuerza axial P_u que da el mayor valor (ecuación 7.03), y las combinaciones de sismo.

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Ecuación 7.03: Fórmula de la cortante de diseño de la placa.

Como ejemplo se toma el diseño de la placa de los niveles uno y dos.

7.3.1 Diseño por flexo-compresión

En la figura 7.07 se muestra la distribución de acero de la placa, donde se observa que la longitud de los núcleos es de 80cm en el sentido vertical y de 70cm en el sentido horizontal. A lo largo de las almas se han colocado acero de 1/2" a 25cm, mientras que en los núcleos, se han empleado 10 barras de 1" en las zonas inferiores,

12 barras de 1" en núcleos superiores derecha e izquierda y 14 barras de 1" en el núcleo superior central (figura 7.07).

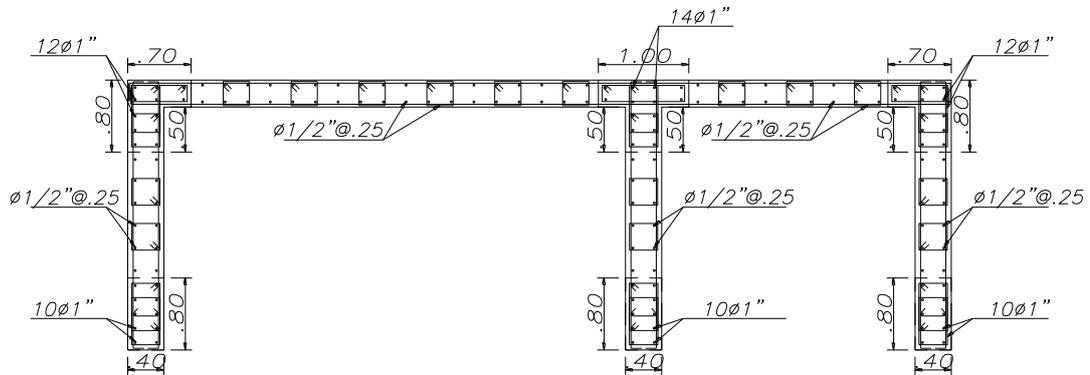


Figura 7.07: Distribución de la armadura en placa.

En la tabla 7.06 se registran los valores de carga axiales y momentos en estado último obtenidos para los diferentes casos de cargas presentados en la tabla 4.02. Se toma como ejemplos para el análisis el modelo de placa en dirección x-x y el modelo con ala efectiva de 2.95m en la dirección y-y. Dado que el análisis es parecido producto de la similitud en masas, solo se presentará el análisis de la propuesta de aligerado en dos direcciones. Por tanto, en la figura 7.08 se aprecian los diagramas de iteración obtenidos de la armadura propuesta anteriormente. En las figuras se visualiza el análisis en la dirección x-x, mientras que en la figura 7.08-b el análisis es en la dirección y-y. Es apreciable que todos los puntos caen dentro de los diagramas de iteración, por lo que el armado asumido es adecuado.

Tabla 7.06: Cuadro de cargas axiales y momentos de las diferentes propuestas de techados para el primer piso para la propuesta nervada en dos direcciones.

	Combinación	Pu (Ton)	Mu2-2 (Ton m)	Mu3-3 (Ton m)
Dirección x-x	1.4CM+1.7CV	2715	437	
	1.25(CM+CV)+CS	2312	6588	
	1.25(CM+CV)-CS	2315	7316	
	0.9CM+CS	1292	6776	
	0.9CM-CS	1295	7128	
Dirección y-y	1.4CM+1.7CV	952		22
	1.25(CM+CV)+CS	472		572
	1.25(CM+CV)-CS	1149		535
	0.9CM+CS	111		563
	0.9CM-CS	787		544

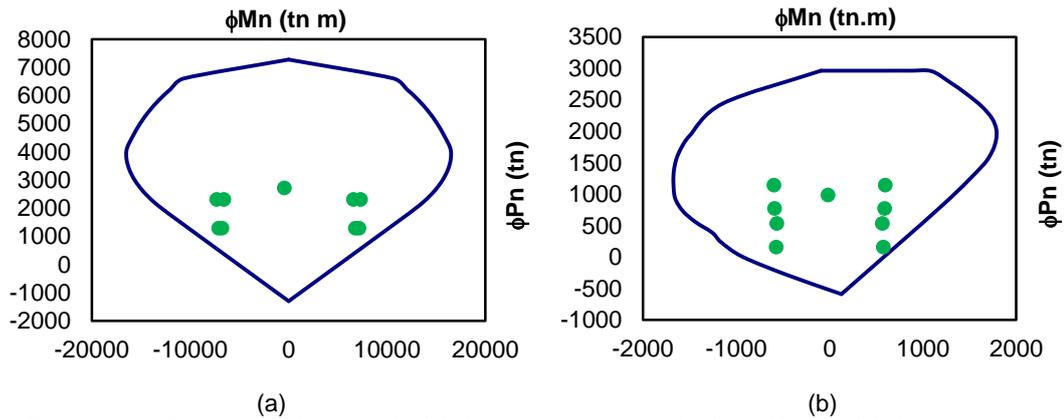


Figura 7.08: Diagramas de iteración (a) del momento 2-2 en la dirección x-x. (b) del momento 3-3 en la dirección y-y.

7.3.2 Diseño por cortante

En la tabla 7.07 se aprecia el cálculo de la fuerza cortante de diseño con la ecuación 7.03.

Tabla 7.07: Cuadro de cálculo de fuerza cortante del sistema de losa nervada en dos direcciones.

	Pu (Ton)	Mn (Ton m)	Mua (Ton m)	Vua (Ton)	Vu (Ton)
Dirección x-x	2312	19930	6588	362	1094
Dirección y-y	472	1923	572	92	309

Como refuerzo horizontal se han empleado barras de acero de 5/8", cuyo espaciamiento obedece al cálculo mostrado en la tabla 7.08.

Tabla 7.08: Cuadro de espaciamiento del sistema de losa nervada en dos direcciones.

	ØVc (Ton)	Vu (Ton)	Vs (Ton)	S (cm)
Dirección x-x	185	1094	1069	15
Dirección y-y	81	309	267	18

7.4 Diseño de cimentaciones

La estructura en análisis no presenta edificios colindantes, la cual permite emplear zapatas aisladas sin la necesidad de unir las con vigas de cimentación, ya sea para las columnas y para las placas. Además, se verifica que las zapatas no se superpongan unas con otras, de otro modo zapatas combinadas hubieran sido necesarias.

Los análisis previos para el diseño de cimentaciones toman en cuenta el predimensionamiento, verificación de por cargas de gravedad y sismo, así como la determinación de la presión última del suelo.

En el diseño por cortante se realiza la verificación por punzonamiento y el análisis de la zapata aislada como un elemento unidireccional. La verificación por punzonamiento se realiza en estado último a $d/2$ de la cara de la columna mediante la ecuación 7.04-a. Por otro lado, para estimar la resistencia al corte del concreto se escoge al menor valor de los obtenidos por las expresiones 7.04-b, 7.04-c y 7.04-d. B_0 es el perímetro de la sección crítica para cortante en 2 direcciones; β , la relación del lado largo al lado corto de la columna; α_s , 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$$\begin{array}{ll}
 V_u = \sigma_u (L_x L_y - A_o) & V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} B_o d \\
 \text{(a)} & \text{(b)} \\
 V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{B_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} B_o d & V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} B_o d \\
 \text{(c)} & \text{(d)}
 \end{array}$$

Ecuación 7.04: (a) Verificación por punzonamiento a $d/2$ de la cara. (b), (c) y (d) Resistencia al corte del concreto.

En el diseño por flexión, al igual que en los cálculos por cortante, se asume un comportamiento en una dirección. El cálculo se realiza a la cara de la columna, además de satisfacer los requerimientos de acero mínimo.

Se presenta como ejemplo el diseño de la zapata de la columna C1 ubicada en la intersección de los ejes 1 y D.

7.4.1 Dimensionamiento de zapata

El dimensionamiento de la zapata tiene como idea principal que las cargas transmitidas no excedan la presión del terreno. Para ello se consideran las cargas muertas y vivas en servicio. La ecuación 7.05 presenta lo expuesto anteriormente:

$$0.9 \sigma_{adm} = \frac{1.05 (P_{cv} + P_{cm})}{A_{zapata}}$$

Ecuación 7.05: Fórmula de dimensionamiento de zapata.

La suma de carga viva y muerta se incrementa en un 5% para considerar el peso propio de la zapata y del suelo. Asimismo, se reduce la capacidad admisible del suelo en un 10% con el fin de considerar las posibles excentricidades provenientes de los momentos flectores de cargas de gravedad o sismo. Los resultados del cálculo se muestran en la tabla 7.09, donde se opta por elegir una zapata rectangular con el lado mayor en la dirección x-x debido a que el momento de sismo en esta dirección es mayor.

Tabla 7.09: Pre-dimensionamiento de Zapata.

	5%(Pcv+Pcm) (Ton)	0.9 σ_{adm} (Ton/m ²)	Área (m ²)	Lx (m)	Ly (m)
Aligerado	12.40	36	7.29	2.70	2.70
Nervada dos direcciones	11.70	36	6.81	2.70	2.55

7.4.2 Verificación de momentos para carga viva y muerta

Se verifica que los esfuerzos transmitidos al terreno excedan el esfuerzo admisible mediante la ecuación 7.06. Un valor negativo significa que el suelo está sometido a tracciones. Cuando el suelo está sometido a estos esfuerzos, se produce una redistribución de presiones rectangular o triangular.

$$\sigma = \frac{P_t}{A_{zapata}} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2} \leq \sigma_{adm}$$

Ecuación 7.06: Fórmula para verificación de esfuerzos admisibles.

Los resultados se muestran en la siguiente tabla, donde se puede apreciar que todos los valores son menores que la presión admisible y ninguno tiene un valor negativo.

Tabla 7.10: Verificación de la Presión del suelo para Momentos de Gravedad

	L(m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)
Aligerado	Dirección XX	2.70	37.2
	Dirección YY	2.70	37.2
Nervada dos direcciones	Dirección XX	2.70	36.7
	Dirección YY	2.55	36.8

7.4.3 Verificación para combinaciones con sismo

Para este caso se amplifica la resistencia del suelo en un 30%, pues las solicitaciones sísmicas han sido consideradas como cargas temporales (NTE E.060, 2006). Asimismo, se divide las normales y momentos provenientes de análisis sísmico por 1.25. La finalidad es llevar estos valores a estado de servicio, pues este análisis es realizado según los criterios de la NTP-E030, la cual arroja resultados en estado último (NTE E.060, 2006). La fórmula a utilizar es muy similar al punto anterior y presentado a continuación.

$$\sigma = \frac{P_t + P_s}{A_{zapata}} \pm \frac{6 (M_x + M_{sx})}{L_y L_x^2} \pm \frac{6 (M_y + M_{sy})}{L_x L_y^2} \leq 1.3 \sigma_{adm}$$

Ecuación 7.07: Fórmula para verificación de esfuerzos admisibles con la inclusión de sismos.

Los resultados se muestran en la siguiente tabla, donde se aprecia que todos los valores son menores que la presión admisible y ninguno tiene un valor negativo.

Tabla 7.11: Verificación de la Presión del suelo para Cargas de Sismo

	L(m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)
Aligerado	Dirección XX	2.70	40.6
	Dirección YY	2.70	40.6
Nervada en dos direcciones	Dirección XX	2.70	39.9
	Dirección YY	2.55	39.7

7.4.4 Determinación de la presión última del suelo

El cálculo de la presión última del suelo se obtiene de las combinaciones de carga amplificadas para estado último (tabla 7.12). Para el caso del aligerado se escogen los valores de 53.5Ton/m² en la dirección x-x y 53.5Ton/m² en la dirección y-y por ser los más críticos, mientras que en la losa nervada en dos direcciones, 53.0Ton/m² en la dirección x-x y 53.1Ton/m² en la dirección y-y.

Tabla 7.12: Determinación de la Presión Última del Suelo

	σ_{ux} (Ton/m ²)	σ_{uy} (Ton/m ²)
Aligerado	1.4CM+1.7CV	53.5
	1.25(CM+CV)+Sismo	50.8
Nervada dos direcciones	1.4CM+1.7CV	53.0
	1.25(CM+CV)+Sismo	49.7

7.4.5 Verificación por punzonamiento

En la tabla 7.13 se presenta el diseño por punzonamiento.

Tabla 7.13: Verificación de Punzonamiento para Zapata

	Vux (Ton)	Vuy (Ton)	d (cm)	B (cm)	ØVc-a (Ton)	ØVc-b (Ton)	ØVc-c (Ton)	Vu ≤ ØVc
Aligerado	312.8	312.8	60	100	497.7	510.8	651.3	Si
Nervada dos direcciones	288.5	288.9	60	100	497.7	510.8	651.3	Si

7.4.6 Diseño por cortante

Con el peralte anterior se verifica por cortante, para la dirección corta y larga en ambos sentidos, como si la zapata trabajara en un sentido. El cálculo se hace a d de la cara. Para el cálculo de la cortante última y de la resistencia del concreto, se emplean las mismas fórmulas de losas y vigas.

Los resultados se muestran en la siguiente tabla, en la cual se puede observar que la altura de la zapata es suficiente para resistir la cortante.

Tabla 7.14: Verificación de Cortante para Zapata.

		L (m)	Vux (Ton)	Vuy (Ton)	d (cm)	B (cm)	ϕV_c (Ton)	$V_u \leq \phi V_c$
Aligerado								
	Dirección Larga	2.70	40.1	40.1	60	100	45.2	Si
	Dirección Corta	2.70	40.1	40.1	60	100	45.2	Si
Nervada dos direcciones								
	Dirección Larga	2.70	39.7	39.8	60	100	45.2	Si
	Dirección Corta	2.55	37.5	37.6	60	100	45.2	Si

7.4.7 Diseño por flexión

Finalmente, se procede a obtener la cantidad de acero necesario para resistir los momentos últimos mostrados en la tabla 7.15. Es importante mencionar que ambos diseños cumplen con el acero mínimo es cual es 10.80cm^2 .

Tabla 7.15: Cuadro de aceros de la Escalera

		L(m)	Mu (Ton-m)	B (cm)	d (cm)	As (cm^2)	As (cm^2)
Aligerado	Lado largo	2.70	29.48	100	60	14.20	$\phi 3/4'' @ 20\text{cm}$
	Lado corto	2.70	29.48	100	60	14.20	$\phi 3/4'' @ 20\text{cm}$
Nervada 2 direcciones	Lado largo	2.70	29.21	100	60	14.20	$\phi 3/4'' @ 20\text{cm}$
	Lado corto	2.55	5.67	100	60	11.36	$\phi 3/4'' @ 25\text{cm}$

7.5 Diseño de escaleras

La escalera se encuentra al lado de las cajas de ascensores y es la misma para ambos sistemas, ya que se trata de un elemento independiente. El modelo de análisis a considerar es simplemente apoyados en los extremos, con la ubicación de acero principal a lo largo de su eje principal (figura 7.09).

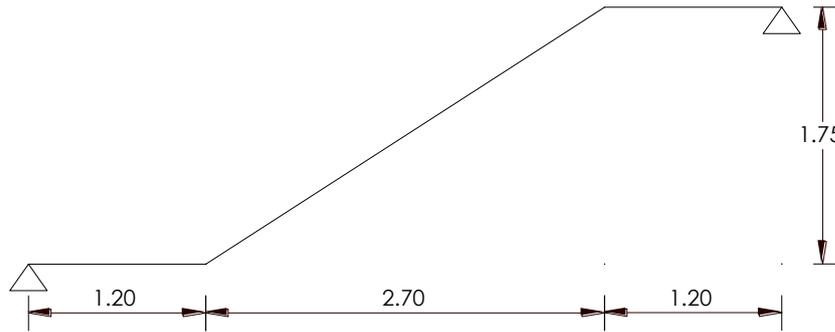


Figura 7.09: Modelo Típico para Escalera

Las características de la escalera a diseñar son las siguientes (tabla 7.16):

Tabla 7.16: Características de la Escalera

f'c	(kg/cm²)	210
Ancho de Escalera	(m)	1.20
Espesor de Garganta	(m)	0.20
Espesor de Descanso	(m)	0.20
Paso	(cm)	30
Contrapaso	(cm)	17.5
Sobrecarga	(Kg/m²)	400

7.5.1 Metrado de cargas

El metrado de cargas se realiza en 1.20m de ancho en los tramos recto e inclinado. Las cargas muertas del tramo recto se calculan de manera similar a las losas; sin embargo, para el tramo inclinado se utiliza la fórmula 7.08. El metrado de cargas para la escalera se presenta en la tabla 7.17.

$$W_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

Ecuación 7.08: Fórmula para metrado de cargas de la escalera

Tabla 7.17: Metrado de Cargas de Escalera

	Tramo Recto (Ton-m)	Tramo Inclinado (Ton-m)
Peso Propio	0.576	1.039
Contrapiso	0.12	0.12
Sobrecarga	0.48	0.48

7.5.2 Diseño por flexión y cortante

Los diagramas de cortantes y momentos de la escalera son mostrados en la figura 7.10, tanto para el tramo inclinado, como para el tramo recto.

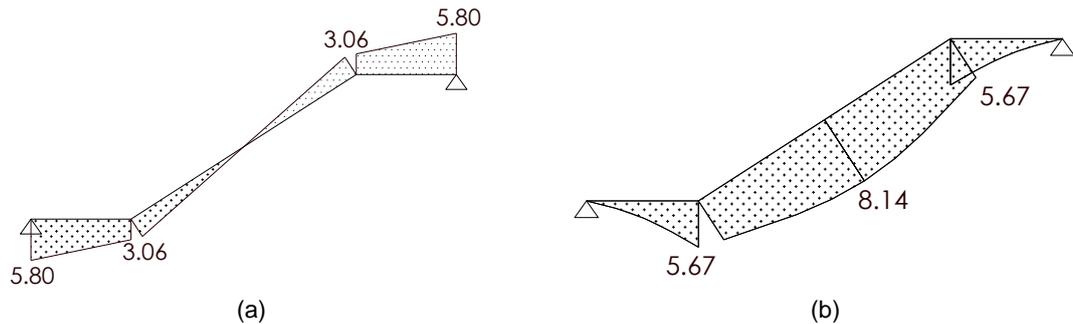


Figura 7.10: (a) Diagrama de cortantes de la Escalera en Ton (b) Diagrama de momentos de la Escalera en Ton-m

En las tablas 7.18 y 7.19 se registran el cálculo de aceros de diseño y la verificación por cortante respectivamente, donde se puede apreciar que la mayor cantidad de refuerzo se encuentra en la parte inferior de la escalera. Asimismo, las dimensiones de esta son suficientes para resistir las fuerzas cortantes.

Tabla 7.18: Cuadro de aceros de la Escalera

	Mu (Ton-m)	B (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm²)	As (cm²)
Tramo Recto	5.67	120	17	2.02	10.32	Ø1/2" @15cm
Tramo Inclinado	8.14	120	17	3.04	15.48	Ø1/2" @10cm
Tramo Recto	5.67	120	17	2.02	10.32	Ø1/2" @15cm

Tabla 7.19: Verificación por cortante de la Escalera

	Vu (Ton)	d (cm)	B (cm)	1.1ØVc (Ton)	Vu ≤ 1.1ØVc
Tramo Recto	5.80	17	120	14.85	Si
Tramo Inclinado	3.06	17	120	14.85	Si

7.6 Diseño del cuarto de máquinas

Producto de la arquitectura, el proyecto cuenta con dos cuartos de máquinas idénticos ubicados sobre la caja de ascensores. Este está conformado por losa de piso y techo, cada una con una sobrecarga diferente. La independencia de la caseta respecto al sistema de techado permite emplear el mismo diseño para ambos sistemas estructurales. Para el análisis, se asume que la losa trabaja en una dirección; por ello, el sistema puede asumirse simplemente apoyado en la dirección más corta.

7.6.1 Metrado de cargas

En la tabla 7.20 se presenta el metrado de cargas de las losas del cuarto de máquinas. Para este caso, el peralte de la losa de piso se asume como 15cm, mientras que el de la losa del techo, 12cm.

Tabla 7.20: Metrado de Cargas del cuarto de máquinas

		Ancho = 1m (Kg/m)		
		Servicio	Último piso	Último techo
Carga muerta	Losa piso	360	504	-
	Losa techo	288	-	403
	Contrapiso	150	210	210
Carga viva	Sobrecarga piso	800	1360	-
	Sobrecarga techo	100	-	170
Carga total			1564	783

7.6.1 Diseño de losa de piso y techo

El diseño para ambas losas es mostrado en la tabla 7.21. Se observa que para ambas losas se emplea un enmallado de fierro de 8mm espaciados 15cm.

Tabla 7.21: Cuadro de aceros del cuarto de máquinas

	Mu (Ton-m)	B (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As (cm ²)
Losa de piso	1.90	100	12	0.57	4.30	3/8" @ 20cm
Losa de techo	0.88	100	9	0.47	2.66	3/8" @ 25cm

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES

Del proyecto presentado se establecen las siguientes conclusiones:

1. La alternativa de techado económicamente más viable es el sistema aligerado con vigas intermedias con bloques de ladrillo como relleno. Este tiene un ahorro del 34% respecto a los cinco sistemas de techados menos económicos. Caso contrario sucede con el sistema nervado en dos direcciones con bloque de poliestireno expandido como relleno, segunda opción más económica, el cual presenta un ahorro de solo 4%.
2. Si bien los sistemas aligerados y nervados son los que presentan menor costo en concreto, acero y encofrado, la inclusión de bloques de relleno de poli-estireno expandido eleva en gran medida el precio de estos sistemas. En caso de los aligerados, el bajo precio de los bloques de arcilla permite sacar gran ventaja respecto a los demás sistemas, a diferencia del elevado precio de los bloques de poli-estireno expandido. El costo elevado en la utilización de este material en el sistema nervado de concreto armado en una dirección genera que este sistema sea económicamente el menos viable.
3. Para este tipo de edificaciones, no existe una diferencia económica remarcable entre los sistemas de concreto armado y concreto postensado. La simplicidad de la estructura no permite desarrollar todo el potencial que puede brindar este sistema.
4. La utilización del sistema postensado en vigas eleva el costo ligeramente un promedio de 3.5%, debido a que el ahorro mínimo obtenido no logra compensar el costo de los cables del postensado; sin embargo, permite reducir el peralte de las vigas que aumenta la altura libre de entrepiso. Caso contrario sucede cuando se postensan los elementos de losas, ya que generan un ahorro del 2%.
5. El tipo de análisis sísmico, es decir considerando un análisis en traslación pura o tres grados de libertad, no influye en gran medida los resultados. Se observa que los periodos son parecidos para los diferentes tipos de análisis; por otro lado, en el análisis dinámico se aprecia que las derivadas son las mismas.

6. Si bien, el sistema aligerado con vigas intermedias presenta una mayor ventaja económica respecto a los demás sistemas, el comportamiento estructural es similar a la losa nervada en dos direcciones.
7. Se recomienda el uso del sistema aligerado con vigas intermedias de bloques de ladrillo como relleno para el techado de edificios debido a su bajo costo y al menor peso que induce a la estructura. Para edificios de oficinas con una altura de entrepiso mayor o igual a 3.5m, las vigas intermedias no representarían ningún inconveniente para la colocación de las instalaciones que van debajo de la losa.



Bibliografía

- ASTM A416 / A416M - 06. (2006). Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete. *American Society for Testing and Materials International*.
- Basto Rojas, P., & Calderón Torres, W. (2010). *Diseño de un edificio de concreto armado de siete niveles*. Lima.
- Blanco Blasco, A. (1990-1991). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil.
- Concrete Society. (2005). *Post-tensioned concrete floors design handbook*. Camberly: The concrete society.
- Costos: construcción, arquitectura e ingeniería. (2015). Precios unitarios de partidas. *Publicación mensual del grupo s10*, 85-92.
- Nilson, A. (2001). *Diseños de estructuras de concreto*. (L. E. Yamín L., Trans.) Mc Graw Hill.
- NTE E.020. (2006). Cargas. *Norma Técnica de Edificación*.
- NTE E.030. (2003). Diseño sísmoresistente. *Norma Técnica de Edificación*.
- NTE E.050. (2006). Suelos y cimentaciones. *Norma Técnica de Edificación*.
- NTE E.060. (2006). Concreto armado. *Norma Técnica de Edificación*.
- Ottazzi Pasino, G. (2013). *Apuntes del curso de concreto armado I* (Decimotercera ed.). Lima, Lima, Perú: Oficina de Publicaciones para la Docencia de la PUCP.
- Pómez Villanueva, D. (2012). *Estudio de alternativas estructurales para el techo de un edificio de oficinas*. Lima.
- Portland Cement Association. (2005). *An Engineers Guide to: Economical Concrete Floor Systems*. Illinois.
- Ramírez de Arellano Agudo, A. (2006). *Presupuestación de obras* (Tercera ed.). Sevilla, España: Universidad de Sevilla.
- T.Y.Lin, N. H. (1981). *Design of Prestressed Concrete Structures*. Canada: John Wiley & Sons.
- Tan Nozawa, N. (2012). *Diseño de un edificio de concreto armado de cinco niveles*. Lima.
- VSLChile. (2015, Noviembre 20). Retrieved from VSL Sistemas Especiales de Construcción S.A.: <http://www.vslchile.cl>