



CAPÍTULO DOS

LOSAS NERVURADAS DE HORMIGÓN ARMADO

2.1 ANÁLISIS DE CARGAS Y COMBINACIONES

Al realizar el análisis de cargas, se tiene en cuenta la influencia del nervado, como así también del contrapiso de pendiente, tomando para el cálculo un valor medio del mismo. Otra hipótesis que se tomó, es que se analizaran fajas de ancho igual a la distancia entre ejes de simetría de la nervadura, con motivo de simplificar el análisis. Los valores de carga permanente y sobrecarga fueron obtenidos del CIRSOC 101. Interesa particularmente el valor de E_v , el cual se obtiene del análisis de la acción sísmica, lo cual se determina en un capítulo posterior. Las combinaciones de carga a estudiar son las siguientes.

$$U=1,4D$$

$$U=1,2D+1,6Lr$$

$$U=1,2D +1,00E_v+ f_1Lr \quad (f_1 = 0)$$

$$U=0,9D -1,00E_v$$

Siendo $E_v= 0,117D$, las combinaciones resultantes a estudiar son las siguientes.

1. $U=1,4D$
2. $U=1,2D+1,6Lr$
3. $U=1,2D +0,117E_v=1,31D$ (No es crítica)
4. $U=0,9D -1,00E_v= 0,78D$ (No es crítica)





2.1.1 Losas L1-L2-L3

Ancho de fajas= 0,5846 m

$q_{Lr} = 1 \text{ KN/m}^2$

$q_{Lr} = 0,5846 \text{ KN/m.Faja}$

Material	γ KN/m ³	γ KN/m ²	Espesor m	Volumen m ³	Área m ²	Peso KN/m.Faja
Suelo	21	-	0,2	0,11692	-	2,46
Contrapiso	16	-	0,11	0,064306	-	1,03
H°A°	25	-	-	0,121	-	2,63
Cielorrasos	-	0,5	-	-	0,5846	0,29

▲ Tabla 2.1

$q_D = 6,80 \text{ KN/m.Faja}$

$q_D = 11,63 \text{ KN/m}^2$

Combinaciones de Carga

$q_u = 1,4 * q_D = 9,52 \text{ KN/m.Faja}$

$q_u = 1,2 * q_D + 1,6 * L_r = 9,10 \text{ KN/m.Faja}$

$q_u = 9,52 \text{ KN/m.Faja}$

$q_u = 16,29 \text{ KN/m}^2$

2.1.2 Losa L4-L5-L6

Ancho de fajas= 0,59 m

$q_{Lr} = 1 \text{ KN/m}^2$

$q_{Lr} = 0,59 \text{ KN/m.Faja}$

Material	γ KN/m ³	γ KN/m ²	Espesor m	Volumen m ³	Área m ²	Peso KN/m.Faja
Suelo	21	-	0,2	0,118	-	2,48
Contrapiso	16	-	0,13	0,0767	-	1,23
H°A°	25	-	-	0,139	-	3,48
Cielorrasos	-	0,5	-	-	0,59	0,30

▲ Tabla 2.2

$q_D = 7,48 \text{ KN/m.Faja}$

$q_D = 12,67 \text{ KN/m}^2$

Combinaciones de Carga

$q_u = 1,4 * q_D = 10,47 \text{ KN/m.Faja}$

$q_u = 1,2 * q_D + 1,6 * L_r = 9,91 \text{ KN/m.Faja}$

$q_u = 10,47 \text{ KN/m.Faja}$

$q_u = 17,74 \text{ KN/m}^2$





2.1.3 Losas en Voladizo L.V. 1 - L.V. 2

Ancho de fajas= 0,5846 m

$q_L = 1 \text{ KN/m}^2$

$q_L = 0,5846 \text{ KN/m.Faja}$

Material	γ KN/m ³	γ KN/m ²	Espesor m	Volumen m ³	Área m ²	Peso KN/m.Faja
Suelo	21	-	0,2	0,11692	-	2,46
Contrapiso	16	-	0,08	0,046768	-	0,75
H°A°	25	-	-	0,095	-	2,15
Cielorrasos	-	0,5	-	-	0,5846	0,29

▲ Tabla 2.3

$q_D = 5,87 \text{ KN/m.Faja}$

$q_D = 10,04 \text{ KN/m}^2$

2.1.4 Losa en Voladizo L.V. 3- L.V. 4 -L.V. 5

Ancho de fajas= 0,59 m

$q_L = 1 \text{ KN/m}^2$

$q_L = 0,59 \text{ KN/m.Faja}$

Material	γ KN/m ³	γ KN/m ²	Espesor m	Volumen m ³	Área m ²	Peso KN/m.Faja
Suelo	21	-	0,2	0,118	-	2,48
Contrapiso	16	-	0,08	0,0472	-	0,76
H°A°	25	-	-	0,107	-	2,68
Cielorrasos	-	0,5	-	-	0,59	0,30

▲ Tabla 2.4

$q_D = 6,20 \text{ KN/m.Faja}$

$q_D = 10,51 \text{ KN/m}^2$

2.2 CALCULO DE SOLICITACIONES EN LOSAS NERVURADAS

2.2.1 Calculo de Momentos en apoyos y tramos

Para realizar el cálculo de momentos en apoyos y tramo, se utilizó el método elástico usando las tablas de Marcüs - Löser, realizando la compatibilización de momentos en tramos continuos y el efecto de alivianamiento que los momentos de apoyo generan en los tramos.

Al analizar las plantas estructurales, se observa continuidad de las losas nervuradas, ya sea por otra losa contigua y apoyada en sus cuatro bordes, o por un voladizo. Es importante mencionar que al considerar el efecto de alivianamiento, que los voladizos le producen a las losas nervadas cruzadas, solo se tiene en cuenta la carga permanente y sin mayorar (Hipótesis del lado de la seguridad). En la tabla 2.5 se muestra el procedimiento de cálculo.





Variable	Unidad	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9
Dimensiones y cargas										
Faja	m	0,5846	0,5846	0,5846	0,59	0,59	0,59	0,5846	0,5846	0,5846
Fajas	Cant. Teorica	14,37	14,37	14,37	21,36	21,36	21,36	14,37	14,37	14,37
q _u	KN/m.Faja	9,52	9,52	9,52	10,47	10,47	10,47	9,52	9,52	9,52
L _y	m	8,4	8,4	8,4	12,6	12,6	12,6	8,4	8,4	8,4
L _x	m	8,4	8,4	8,4	12,6	12,6	12,6	8,4	8,4	8,4
L _y L _x	Adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Momentos en apoyos sin compatibilizacion de borde										
χ	Adim.	0,33330	0,50000	0,33330	0,28570	0,33330	0,33330	0,28570	0,28570	0,00000
ρ	Adim.	0,66670	0,50000	0,66670	0,71430	0,66670	0,66670	0,71430	0,71430	0,00000
X _{teorico}	KN.m/Faja	-27,986	-41,983	-27,986	0,000	-69,252	-69,252	0,000	0,000	0,000
Y _{teorico}	KN.m/Faja	-3,550	-3,550	-3,550	-3,750	-3,750	-3,750	-59,977	-59,977	0,000
Momentos en apoyos compatibilizados - Definitivos										
X	KN.m/Faja	-34,984	-34,984	-34,984	0,000	-69,252	-69,252	0,000	0,000	0,000
Y	KN.m/Faja	-3,550	-3,550	-3,550	-3,750	-3,750	-3,750	-59,977	-59,977	0,000
Solicitaciones Momentos en tramo considerando bordes simplemente apoyado										
α	Adim.	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646
β	Adim.	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646	0,03646
M' _x	KN.m/Faja	24,491	24,491	24,491	60,604	60,604	60,604	24,491	24,491	24,491
M' _y	KN.m/Faja	24,491	24,491	24,491	60,604	60,604	60,604	24,491	24,491	24,491
M _y /M _x	Adim.	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ΣM _{Apoyos}	KN.m	-604,697	-1107,375	-604,697	-80,085	-1639,113	-1639,113	-861,800	-861,800	0,000
ΔM	KN.m	-7,825	-14,329	-7,825	-0,691	-14,140	-14,140	-11,152	-11,152	0,000
Solicitaciones de Momentos en tramo - Definitivas										
M _x	KN.m/Faja	16,667	10,162	16,667	59,914	46,464	46,464	13,340	13,340	24,491
M _y	KN.m/Faja	16,667	10,162	16,667	59,914	46,464	46,464	13,340	13,340	24,491

▲ Tabla 2.5

2.2.2 Calculo de Reacciones en vigas y Esfuerzo cortante para diseño

Para calcular el esfuerzo cortante de diseño y la carga por faja que cada losa transfiere a las vigas perimetrales se sigue el procedimiento de cálculo propuesto por el Ing. Luis Facchin (Diseño de estructuras de Hormigón Armado y Pretensado - U.N.C.), este procedimiento consiste en dividir a la losa en triángulos y trapecios según la condición de vinculo de los bordes. El procedimiento de cálculo se muestra en la tabla 4.6. La carga se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$q_i(\text{KN/Faja}) = \frac{A_i * q \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)}{l_i} * \text{Ancho de faja} \left(\frac{\text{m}}{\text{Faja}} \right)$$





Variable	Unidad	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9
Áreas, Lados y Cargas de las losas										
q_u	KN/m ²	16,29	16,29	16,29	17,74	17,74	17,74	16,29	16,29	16,29
A_1	m ²	14,46	22,92	24,86	35,82	55,95	32,55	12,71	12,71	17,86
A_2	m ²	15,60	12,34	15,60	47,22	35,07	35,07	16,47	28,62	17,86
A_3	m ²	15,60	12,34	15,60	39,77	32,55	55,95	12,71	12,71	17,86
A_4	m ²	24,86	22,92	14,46	35,82	35,07	35,07	28,62	16,47	17,86
L_1	m	8,40	8,40	8,40	12,60	12,60	12,60	8,40	8,40	8,40
L_2	m	8,40	8,40	8,40	12,60	12,60	12,60	8,40	8,40	8,40
L_3	m	8,40	8,40	8,40	12,60	12,60	12,60	8,40	8,40	8,40
L_4	m	8,40	8,40	8,40	12,60	12,60	12,60	8,40	8,40	8,40
Carga en vigas por fajas										
q_1	KN/m	28,04	44,45	48,21	50,43	78,77	45,83	24,65	24,65	34,64
q_2	KN/m	30,25	23,93	30,25	66,48	49,38	49,38	31,94	55,50	34,64
q_3	KN/m	30,25	23,93	30,25	55,99	45,83	78,77	24,65	24,65	34,64
q_4	KN/m	48,21	44,45	28,04	50,43	49,38	49,38	55,50	31,94	34,64
q_1	KN/Faja	16,39	25,98	28,18	29,76	46,48	27,04	14,41	14,41	20,25
q_2	KN/Faja	17,69	13,99	17,69	39,22	29,13	29,13	18,67	32,45	20,25
q_3	KN/Faja	17,69	13,99	17,69	33,04	27,04	46,48	14,41	14,41	20,25
q_4	KN/Faja	28,18	25,98	16,39	29,76	29,13	29,13	32,45	18,67	20,25
Solicitud de corte de diseño										
V_u	KN/Faja	28,18	25,98	28,18	39,22	46,48	46,48	32,45	32,45	20,25

▲ Tabla 2.6

2.3 CALCULO DE SOLICITACIONES DE LOSAS EN VOLADIZO

Las solicitaciones de corte y momento se determinan en los voladizos mediante las expresiones de la estática, considerándolo al mismo empotrado en el apoyo. Además el voladizo es un elemento sensible a vibraciones verticales inducidas por la acción sísmica, por lo tanto se deben verificar teniendo en cuenta el reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Tomo I. Para el cálculo de solicitaciones se tuvo en cuenta la viga de borde. En la figura 2.1 se muestra el esquema de cálculo y en la tabla 2.7 el procedimiento de cálculo.

$$F_V = C_a * Y_r * W_i \quad (\text{Fuerza Hacia Abajo})$$

$$F_V = 0,23 * D \quad (\text{No es critica})$$

$$F_{Vup} = -C_a * W_i \quad (\text{Fuerza Hacia Arriba})$$

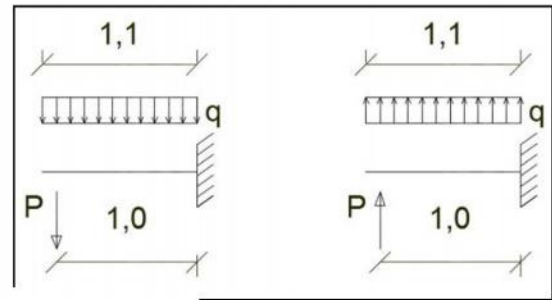
$$F_{Vup} = -0,18 * D$$





Variables	Voladizo	LV1-2	LV3-4-5
Dimensiones			
Faja	m	0,5846	0,59
Fajas	Cant. Teorica	7,18	7,12
Largo por viga	m	4,20	4,20
Análisis de cargas			
q_{Lr}	KN/m.Faja	1,00	1,00
q_d	KN/m.Faja	5,87	6,20
$L_{de\ qd-q_{lr}}$	m	0,90	0,90
$h_{viga\ borde}$	m	0,30	0,35
P_d - viga de borde	KN/Faja	0,88	1,03
L_a viga de borde	m	1,00	1,00
P_d -Mamposteria	KN/Faja	0,80	0,80
$L_{viga\ de\ borde\ y\ Mamp.}$	m	1,00	1,00
P_d	KN/Faja	1,67	1,83
Cargas por Vibración sísmica			
q_{VUP}	KN/m.Faja	1,057	1,116
P_{VUP}	KN/Faja	0,301	0,330
$q_U = 1,4q_{vup}$	KN/m.Faja	1,479	1,562
$P_U = 1,4P_{vup}$	KN/m.Faja	0,421	0,462
M_U	KN.m/Faja	0,870	0,930
Estados de carga sin acción Sísmica			
$q_U (1,2D+1,6Lr)$	KN.m/Faja	8,644	9,040
$P_U (1,2D+1,6Lr)$	KN/Faja	2,006	2,202
$q_U (1,4D)$	KN.m/Faja	8,218	8,680
$P_U (1,4D)$	KN/Faja	2,341	2,569
Solicitaciones sin Acción Sísmica			
$M_U (1,2D+1,6Lr)$	KN.m/Faja	-5,507	-5,863
$M_U (1,4D)$	KN.m/Faja	-5,669	-6,084
$V_U (1,2D+1,6Lr)$	KN/Faja	9,786	10,338
$V_U (1,4D)$	KN/Faja	9,737	10,381
Solicitaciones de Diseño			
M_U	KN.m/Faja	0,870	0,930
M_U	KN.m/Faja	-5,669	-6,084
V_U	KN/Faja	9,786	10,381
Reacciones			
q_d	KN/m ²	10,040	10,510
q_{Lr}	KN/m ²	1,000	1,000
R_D	KN/m	10,708	11,294
R_{Lr}	KN/m	0,900	0,900

▲ Tabla 2.7



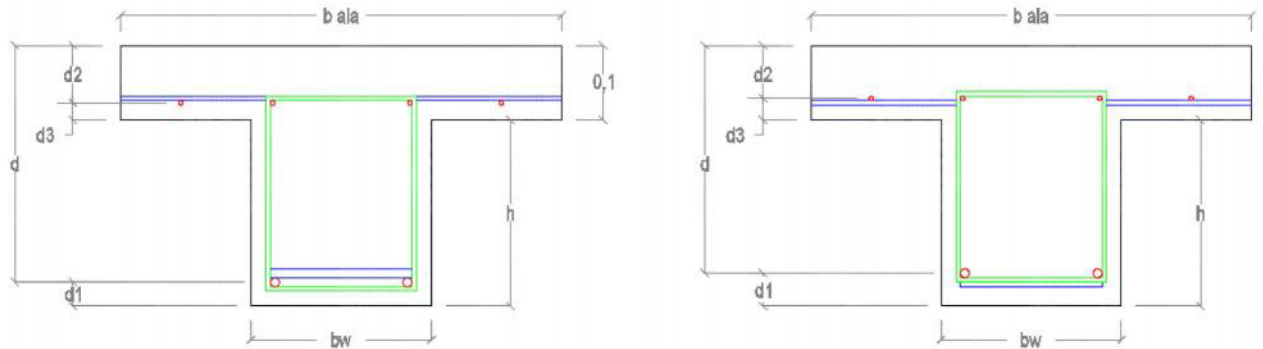
▲ Figura 2.1



2.4 DIMENSIONADO DE ARMADURA A FLEXIÓN

2.4.1 Momento en tramo (Positivo)

Se calcula la armadura siguiendo los lineamientos del CIRSOC 201-2005, se respetaron los valores de recubrimiento y separación entre barras estipulados en el reglamento y se calculó teniendo en cuenta el aporte de la armadura de repartición colocada en el tablero de la losa nervurada. En la figura 2.2 se muestra la nomenclatura que se utilizó para el dimensionado de la armadura a tracción. Como son dos las direcciones de análisis, las distancias d_1 , d_2 y d_3 cambian según la dirección de estudio.



▲ Figura 2.2

$$C_{Ala} = b_{Ala} * 0,85 * f'_c * a$$

$$M_n = C_{Ala} * \left(d - \frac{a}{2}\right) - A_{S-Rep} * f_s * (d''' + h - d')$$

El momento nominal fue tomando desde la armadura traccionada del nervio. A continuación se plantea una expresión de segundo grado, dejando en la misma como variable al valor "a".

$$0 = -b_{Ala} * 0,85 * f'_c * \frac{a^2}{2} + b_{Ala} * 0,85 * f'_c * d * a + (A_{S-Rep} * f_s * (d''' + h - d') - M_n)$$

$$A = -b_{Ala} * 0,85 * f'_c * \frac{1}{2}$$

$$B = b_{Ala} * 0,85 * f'_c * d$$

$$C = A_{S-Rep} * f_s * (d''' + h - d') - M_n$$



Se tomó la hipótesis de considerar que el bloque de compresión se ubica totalmente en el ala (efectivamente es así al realizar los cálculos), además se verifica la deformación del acero de repartición, ya que el mismo influye en la posición de "a". Se verifican cuantías mínimas, como así también que la deformación del acero más traccionado sea mayor al 5‰ ($\Phi=0,9$).

2.4.2 Momento en Apoyos (Positivo y Negativo)

Se dimensiona la armadura a tracción utilizando las hipótesis de cálculo utilizadas en la expresión aproximada, planteada por la catedra de Hormigón Armado de la Universidad Nacional de Cuyo, la expresión mencionada también es recomendada por el INPRES, la referencia internacional que plantea esta ecuación es la bibliografía "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings" T. Paulay – J. Priestley.

Cuando la sección alcanza su resistencia nominal, el hormigón estalla por compresión y la profundidad del eje neutro es muy pequeña, la armadura de compresión se ubica en la parte superior. La hipótesis consiste en decir que la resultante de compresión del hormigón pasa por el baricentro de la armadura comprimida. Por ello al plantear las ecuaciones de equilibrio, el término que refleja la resistencia a compresión del hormigón sale de la ecuación, al no tener brazo de palanca. En lo referido a cantidad máxima de armadura en tracción, se toma la especificación base de nuestro reglamento CIRSOC 201.

2.4.3 Dimensionado de armaduras

En las siguientes tablas se muestran las armaduras necesarias para absorber las sollicitaciones de momento y corte. En los planos estructurales se grafica la ubicación de estas armaduras y los detalles necesarios, para su correcta interpretación.

Variable	Unidad	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9
Dimensiones										
h_{nervio}	cm	20	20	20	25	25	25	20	20	20
b_w	cm	18,45	18,45	18,45	19,00	19,00	19,00	18,45	18,45	18,45
Tablero	cm	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Acero de Nervio Longitudinal y Estribos										
$A_{S\text{Nervio}}$	U./Nervio	4 ϕ 8mm	4 ϕ 8mm	4 ϕ 8mm	3 ϕ 16mm	2 ϕ 16mm	2 ϕ 16mm	4 ϕ 8mm	4 ϕ 8mm	3 ϕ 10mm
Estribos	mm	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Sep. Estribos	cm	13	13	13	15	15	15	13	13	13
Acero de Repartición en Tablero										
$A_{S\text{Rep}}$	U./Faja	4 ϕ 6mm	4 ϕ 6mm	4 ϕ 6mm	4 ϕ 6mm	4 ϕ 6mm	4 ϕ 6mm	4 ϕ 6mm	4 ϕ 6mm	4 ϕ 6mm
$A_{S\text{Rep}}$	Sep. en tablero (cm)	13	13	13	13	13	13	13	13	13

▲ Tabla 2.8 – Armadura en Nervios y de Repartición en tablero





Variable	Unidad	L.V.1 - L.V.2	L.V.3	L.V.4- L.V.5
Acero de Nervios				
$A_{S-Sup. Nervio}$	Φ	6mm	6mm	6mm
$A_{S-Sup. Nervio}$	U.	2	2	2
Acero de Adicionales				
A_S	Φ	6mm	6mm	6mm
Cant.	U.	3	3	3
Sep.	cm	19	20	20
Acero Inferior en Nervios				
A_S	Φ	8mm	8mm	8mm
Cant.	U.	3	3	3

▲ Tabla 2.9 - Acero en Nervios y Adicionales de Voladizos

Variable	Unidad	Apoyos Bloque 1	Apoyos Bloque 3	Apoyos Bloque 4
Adicionales Superiores				
A_S	Φ	10mm	10mm	10mm
Cant.	U.	5	8	7
Sep.	cm	12,00	8,00	9,00
Adicionales en Nervios - Sobre armadura continua de tramos				
$A_{S-nervio Adic.}$	Φ	10mm	16mm	16mm
$A_{S-nervio Adic.}$	U.	4	2	3

▲ Tabla 2.10 - Acero Adicional en Nervios sobre armadura continua de tramos



