

DISEÑO ESTRUCTURAL I

Carrera de **Arquitectura**

Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cuyo



UNCUYO
UNIVERSIDAD
NACIONAL DE CUYO



FACULTAD DE
INGENIERÍA

APOYO TEORICO

APLICACIÓN DISEÑO A FLEXION SIMPLE EN H°A°

- LOSAS MACIZAS,
- LOSAS ALIVIANADAS,
- VIGAS DE H°A°

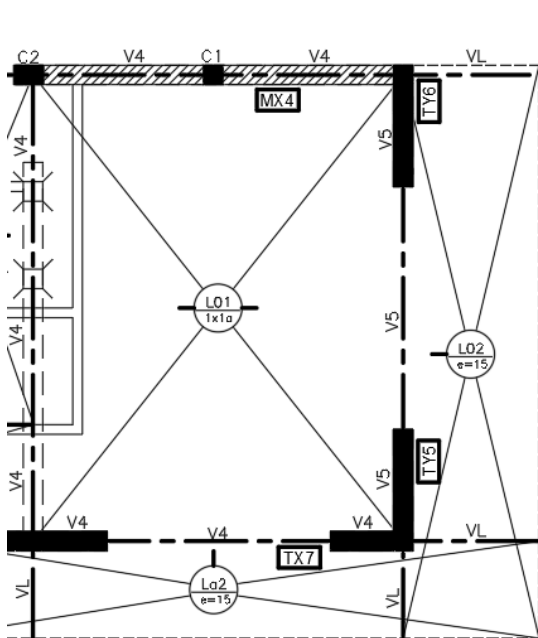
Ing. Civil Daniel C. Videla

2025

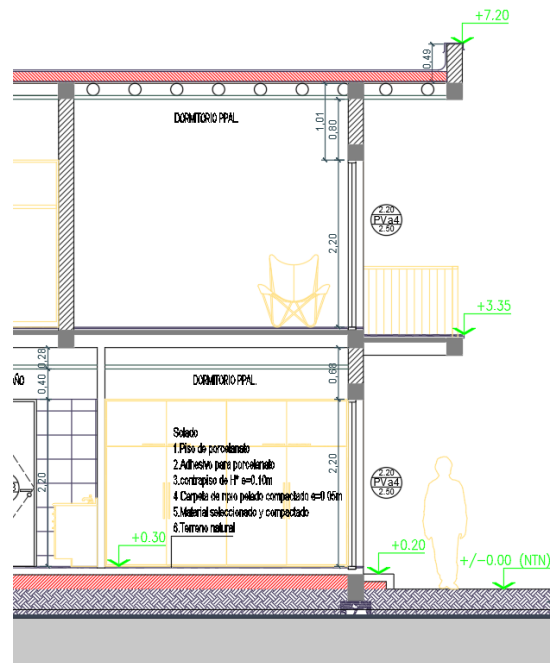
APLICACION

Dado el siguiente esquema estructural, se solicita:

1. Definir Materiales.
2. Definir Geometría: longitudes y altura elementos estructurales: predimensionado por Rigidez.
3. Realizar el Análisis de Cargas: considerar entrepiso de:
 - 3.1. Losas Macizas de HA.
 - 3.2. Alternativa: Losa Cerámica L01.
4. Representar el Esquema Estructural y DCL de cada elemento a dimensionar (losas y vigas).
5. Determinar Reacciones.
6. Calcular Solicitaciones y representar los Diagramas de M y V.
7. Dimensionar las losas:
 - 7.1. Losas Macizas de HA.
 - 7.2. Alternativa: Losa Cerámica L01.
8. Dimensionar la viga de hormigón armado V5.
9. Realizar detalles a Escala de la sección y corte de la Losas Macizas L01-L02 (Alternativa Losa Cerámica L01) y Viga V5.



PLANTA ESTRUCTURA



VISTA EN CORTE

1. Materiales:

Hormigón H20: $f'c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ kg/cm}^2$ (tensión característica de rotura por compresión).
Acero ADN 420: $f_y = 420 \text{ MPa} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (tensión de fluencia).

2. Geometrías y Predimensionamiento por Rigidez:

La losa L01, se apoya en la viga V4 y V5 (realizar esquema estructural), tiene dimensiones 3.20 m x 6.50 m por lo que la relación de lados es:

$L_{max} / L_{min} = 6.5 \text{ m} / 3.2 \text{ m} = 2.03 > 2$, y por lo tanto será armada en una dirección.

El espesor en este caso (según Tabla 9.5.a – CIRSOC 201 – 2005), es:
 $h = L / 24 = 3.2 \text{ m} / 24 = 0.13 \text{ m}$, (no debe ser menor a 0.10m).

APLICACION

Para el caso de la losa L02, ésta se apoya a lo largo de la viga V5, es decir es una losa en voladizo de 1.5m de longitud, por ende, se considera armada en una dirección (se dimensionará como una viga de 1m de ancho).

El espesor en este caso (según Tabla 9.5.a – CIRSOC 201 – 2005), es: $h = L / 10 = 1.50 / 10 = 0.15 \text{ m}$.

Considerando la materialización de ambas losas (mismo encofrado para el fondo de losa), se adoptará para ambas losas una altura $h = 15 \text{ cm}$.

Para la viga V5, que tiene una longitud de 4.5 m y por Condición de Rigidez, se estima una altura:

$h = L / 10 = 4.50 \text{ m} / 10 = 0.45 \text{ m}$.

Se podría adoptar una viga de 45 cm ó 50 cm de alto, pero por Proyecto (ver vista en corte), se observa que el dintel en dicho sector, debería tener unos 70 cm incluido el espesor de la losa. Entonces se adoptará una viga de dimensiones: (20 x 70) cm

3. Análisis de Cargas:

3.1. Losa Maciza (ELU: Estado Límite Último)

Descripción	Peso	Unidades
Piso + Pegamento	40.00	Kg/m ²
Carpeta Niveladora	60.00	Kg/m ²
Aislaciones	5.00	Kg/m ²
Losa maciza (esp. = 15 cm)	375.00	Kg/m ²
Cielorraso de yeso aplicado	20.00	Kg/m ²
Total, adoptado	D=500.00	Kg/m²

Acciones Accidentales tipo L

Descripción	Peso	Unidades
Dormitorios	200.00	Kg/m ²
Balcones	300.00	Kg/m ²

3.2. Alternativa Losa Cerámica L01 (ELS: Estado Límite de Servicio)

Acciones Permanentes tipo D

Descripción	Peso	Unidades
Piso + Pegamento	40.00	Kg/m ²
Carpeta Niveladora	60.00	Kg/m ²
Losa cerámica (capa compresión: 5 cm, altura ladrillo $h = 12 \text{ cm}$)	250.00	Kg/m ²
Cielorraso de yeso aplicado	20.00	Kg/m ²
Total, adoptado	D=370.00	Kg/m²

Acciones Accidentales tipo L

Descripción	Peso	Unidades
Entrepiso Dormitorios	200.00	Kg/m ²

$Q_s = D + L = 370 \text{ kg/m}^2 + 200 \text{ kg/m}^2 = 570 \text{ kg/m}^2$

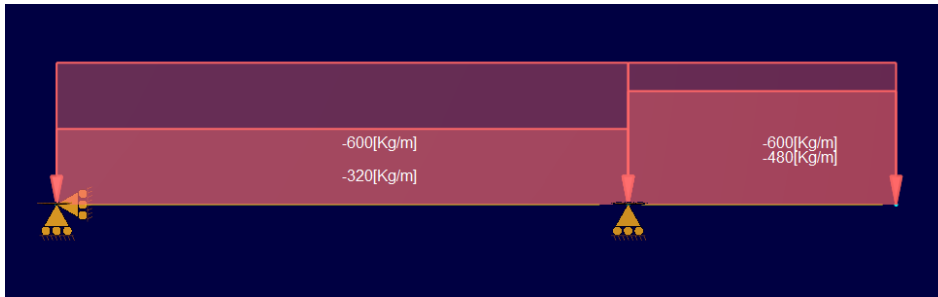
APLICACION

4. Esquema Estructural y DCL

4.1. Losas

$$Qu_1 = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.2 \cdot 500 \text{ kg/m}^2 + 1.6 \cdot 200 \text{ kg/m}^2 = 920 \text{ kg/m}^2$$

$$Qu_2 = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.2 \cdot 500 \text{ kg/m}^2 + 1.6 \cdot 300 \text{ kg/m}^2 = 1080 \text{ kg/m}^2$$

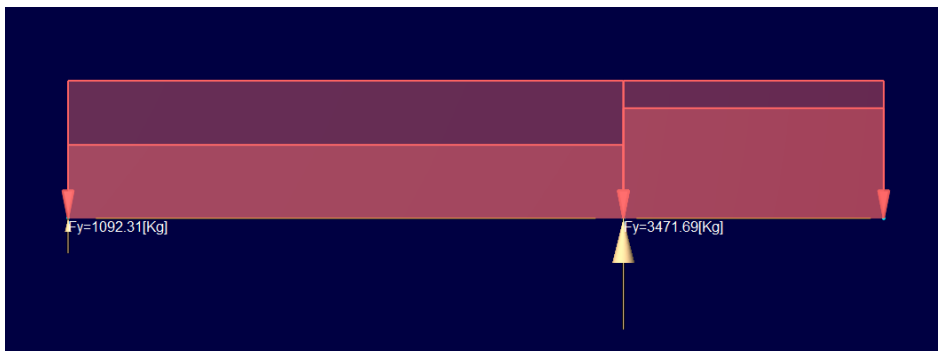


4.2. Viga



5. Determinación de Reacciones: DCL

5.1. Losas



Como se está trabajando con una losa de 1m de ancho, dichas reacciones son por metro de ancho, es decir:

$$R_A = 1092.31 \text{ kg/m} \quad \text{y} \quad R_B = 3471.69 \text{ kg/m}$$

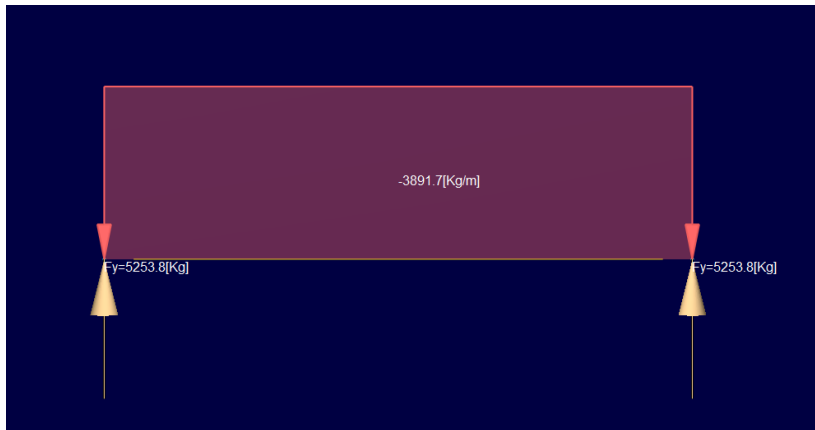
Se solicita al alumno, que verifique dichos valores a mano.

5.2. Viga

$$q_u = R_{B\text{losa}} + 1.2 \cdot D \text{ (peso propio viga)}$$

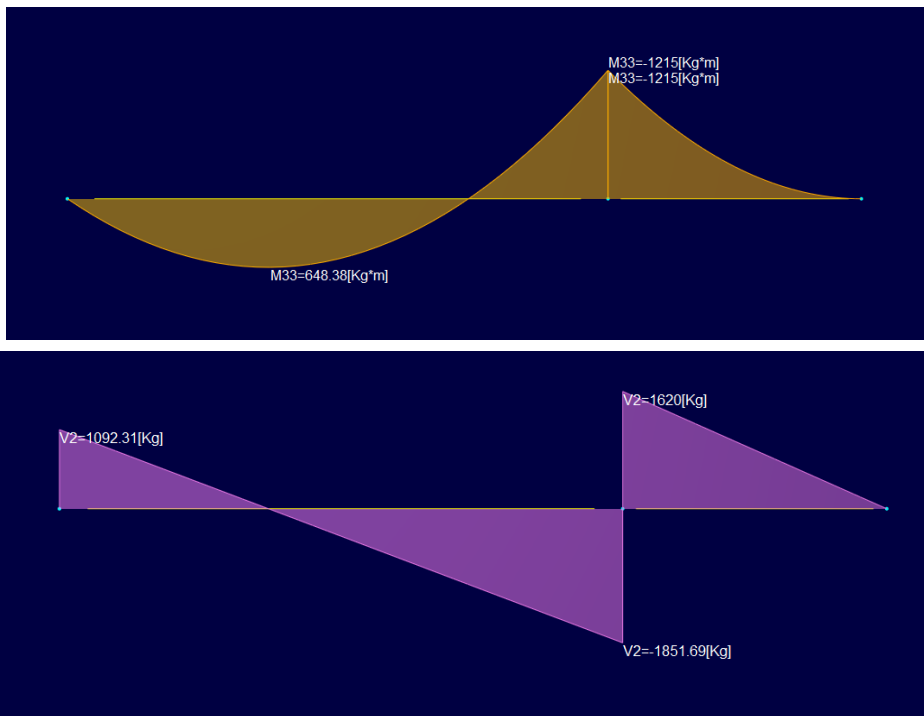
$$D_{\text{viga}} = 0.20 \text{ m} \cdot 0.70 \text{ m} \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 350 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 3471.69 \text{ kg/m} + 1.2 \cdot 350 \text{ kg/m} = 3891.7 \text{ kg/m}$$



6. Determinación de Solicitaciones:

6.1. Losas



Diagramas de Momento y Corte Respectivamente.

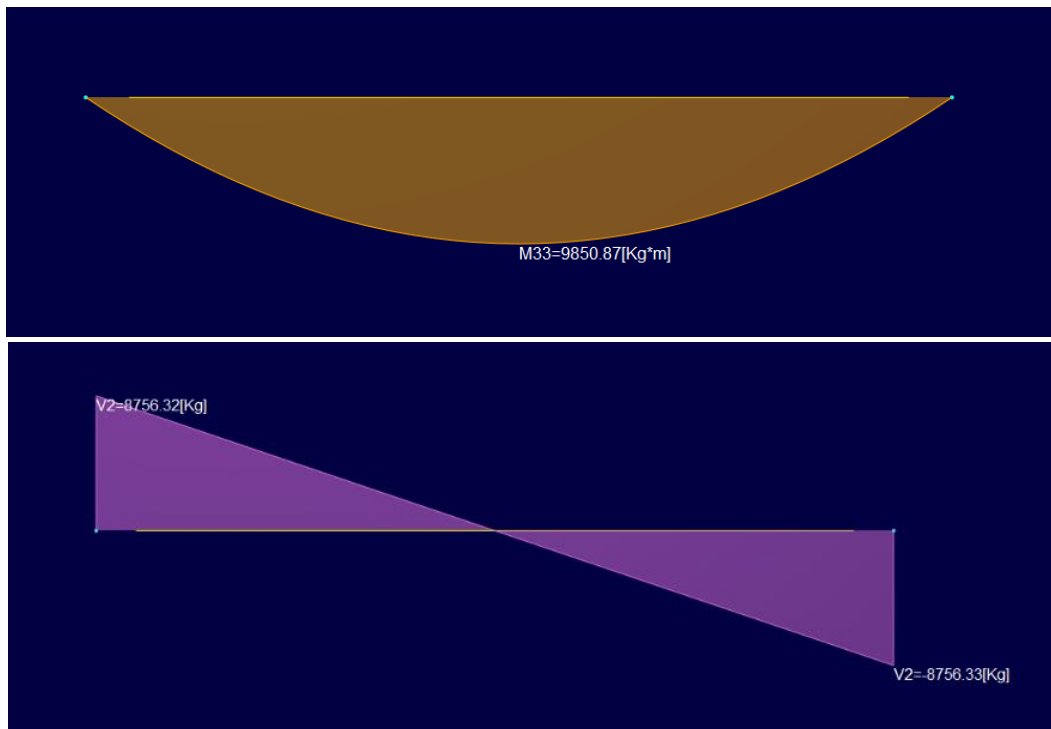
$$M_{\max(-)} = 1215.00 \text{ kgm/m} = 1.22 \text{ tnm/m}$$

$$M_{\max(+)} = 648.38 \text{ kgm/m} = 0.65 \text{ tnm/m}$$

$$V_{\max} = 1851.69 \text{ kg/m} = 1.85 \text{ tn/m}$$

Se solicita al alumno, que verifique dichos valores a mano.

6.2. Viga (se considera simplemente apoyada)



Diagramas de Momento y Corte Respectivamente.

$$M_{\max(+)} = 9850.87 \text{ kgm} = 9.85 \text{ tnm}$$

$$V_{\max} = 8756.32 \text{ kg} = 8.76 \text{ tn}$$

Se solicita al alumno, que verifique dichos valores a mano.

7. Dimensionamiento Losas

7.1. Macizas L01 y L02.

7.2. Cerámicas.

El Método de Diseño por Resistencia Última, exige que la resistencia de diseño de un elemento en cualquier sección, debe ser igual o superior a la resistencia requerida calculada según las combinaciones de carga mayoradas especificadas en el Reglamento, según se expresa a continuación:

$$\begin{aligned} &\text{Suministro} \geq \text{Demanda} \\ &\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida} \\ &\mathbf{Lo\ que\ puede\ resistir \geq Lo\ que\ debe\ resistir} \end{aligned}$$

$$R_d = \phi \cdot R_n \geq R_r = R_u$$

Este criterio provee un margen de seguridad estructural de dos maneras diferentes:

1. Disminuye la resistencia del elemento estructural, multiplicando la resistencia nominal R_n por el factor de reducción de la resistencia ϕ (**flexión, $\phi = 0.90$; corte $\phi = 0.75$**).
2. Aumenta la resistencia requerida usando cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas mayoradas.

APLICACION

En la siguiente Tabla, se especifica el criterio para los distintos tipos de solicitaciones.

Tabla: Criterio de diseño para los distintos tipos de solicitación.

Solicitación	Criterio de diseño
Flexión	$\phi M_n \geq M_u$
Corte	$\phi V_n \geq V_u$
Carga axial	$\phi P_n \geq P_u$
Torsión	$\phi T_n \geq T_u$

Aplicando lo indicado anteriormente:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

$$R_d = \phi \cdot R_n \geq R_u$$

$$M_d = \phi \cdot M_n \geq M_u$$

Md: Momento de diseño.

Mn: Momento nominal.

Mu: Momento último.

7.1.1. Losas Macizas: Cálculo de la Armadura A_s (inferior) y A_s' (superior)

$$A_s = M_{ui} / [0.9 \cdot f_y \cdot (d-d')]$$

$$A_s = 0.65 \text{ tm} / (0.9 \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 \cdot (0.12 \text{ m} - 0.03 \text{ m})) \quad d' = 3 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$A_s = 1.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s' = M_{us} / [0.9 \cdot f_y \cdot (d-d')]$$

$$A_s' = 1.22 \text{ tm} / (0.9 \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 \cdot (0.12 \text{ m} - 0.03 \text{ m})) \quad d' = 3 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$A_s' = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Antes de elegir el diámetro de la barra a usar, se debe verificar la cuantía mínima por temperatura y contracción, relación entre sección total de acero y sección de hormigón bruta, $\rho = A_s / (b \cdot h)$, es decir, la $A_{s\text{mín}}$ que se debe colocar.

$$A_{s\text{mín}} \geq 0.18 \% \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se aprecia que esta armadura, es mayor a la armadura necesaria inferior calculada, entonces se adopta la mayor: en la cara inferior $A_s = A_{s\text{mín}} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$ y en la cara superior $A_s' = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Se determina el número de barras/m, dividiendo la armadura necesaria, por la sección de la barra elegida

Armadura Inferior

Para $\phi = 8\text{mm}$ ($A_s \phi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$)

$$\text{Nro.} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m} / 0.5 \text{ cm}^2 = 5.4 \text{ barras/m}$$

La separación de las barras: $1 / \text{nro. barras} = 1 / 5.4 \text{ barras/m} \sim 18.5 \text{ cm}$

Se puede adoptar $\phi 8 @ 18 \text{ cm}$ ($A_{s\text{real}} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$)

APLICACION

Armadura Superior

Para $\phi = 8\text{mm}$ ($A_s \phi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$)

Nro. = $3.6 \text{ cm}^2/\text{m} / 0.5 \text{ cm}^2 = 7.2 \text{ barras/m}$

La separación de las barras: $1 / \text{nro. barras} = 1 / 7.2 \text{ barras/m} \sim 13.8 \text{ cm}$

Se puede adoptar $\phi 8 @ 12 \text{ cm}$ ($A_{sreal} = 4.16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

O también se puede considerar, colocar superiormente un $\phi 8 @ 18 \text{ cm}$ y agregar una barra más de $\phi 8 @ 36 \text{ cm}$, entonces la sección de armadura total en la zona del empotramiento quedaría: $\phi 8 @ 18 \text{ cm} + \phi 8 @ 36 \text{ cm}$ ($A_{sreal} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m} + 1.38 \text{ cm}^2/\text{m} = 4.08 \text{ cm}^2/\text{m} > 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Se debe colocar en la dirección transversal a la armadura principal, una armadura secundaria o de repartición:

$$A_{sec} = 1/3 \cdot A_s = 1/3 \cdot 4.08 \text{ cm}^2/\text{m} = 1.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para $\phi = 6\text{mm}$ ($A_s \phi 6 = 0.28 \text{ cm}^2$)

Nro. = $1.36 \text{ cm}^2/\text{m} / 0.28 \text{ cm}^2 = 4.86 \text{ barras/m}$

La separación de las barras: $1 / \text{nro. barras} = 1 / 4.86 \text{ barras/m} \sim 20 \text{ cm}$

Se adopta $\phi 6 @ 20 \text{ cm}$ ($A_{sreal} = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m}$)

7.1.2. Disposiciones Reglamentarias:

Separaciones máximas de barras $s \leq 2.5 \cdot h$
 $s \leq 25 \cdot db$ db: diámetro de la barra de menor diámetro
 $s \leq 30 \text{ cm}$

Para este ejemplo, se adopta barras de $\phi 8 \text{ mm}$ $s \leq 2.5 \cdot h = 2.5 \cdot 15 \text{ cm} = 37.5 \text{ cm}$
 $s \leq 25 \cdot db = 25 \cdot 0.8 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$
 $s \leq 30 \text{ cm}$

Con esto se verifican las separaciones máximas a cumplir, ya que las barras están separadas: la armadura inferior a 18 cm y la armadura superior en la zona de empotramiento a $18 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ respectivamente.

7.1.3. Verificación Resistencia de Diseño:

$$M_d = \phi \cdot M_n \geq M_u$$

Armadura Superior

$$M_n = A_s' \cdot f_y \cdot (d-d') = 4.08 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 \cdot (0.12 \text{ m} - 0.03 \text{ m}) = 1.54 \text{ tnm/m}$$

$$M_d = 0.9 \cdot 1.54 \text{ tnm/m} = 1.39 \text{ tnm/m} > M_u = 1.22 \text{ tnm/m} \quad \text{[VERIFICA]}$$

Armadura Inferior

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d-d') = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 \cdot (0.12 \text{ m} - 0.03 \text{ m}) = 1.02 \text{ tnm/m}$$

$$M_d = 0.9 \cdot 1.02 \text{ tnm} = 0.92 \text{ tnm/m} > M_u = 0.65 \text{ tnm/m} \quad \text{[VERIFICA]}$$

APLICACION

7.1.4. Verificación al Corte:

En las losas se debe verificar, que el esfuerzo de corte, lo resista directamente la sección de hormigón, para no colocar armadura de corte (estribos o barras dobladas), es inconveniente por razones constructivas.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_{u\max} = 1851.7 \text{ kg/m} = 18.52 \text{ KN/m}$$

$$V_n = V_u / \phi = 1851.7 \text{ kg/m} / 0.75 = 2468.93 \text{ kg/m} = 24.7 \text{ KN/m}$$

$$V_c = 1/6 \cdot v(f'c) \cdot b \cdot d = 1/6 \cdot v(20\text{MPa}) \cdot 1\text{m} \cdot (0.12\text{ m} - 0.03\text{ m})$$

$$V_c = 0.745 \text{ MPa} \cdot (1/\text{MPa} \cdot 10 \text{ kg/cm}^2) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 9 \text{ cm} = 6705 \text{ kg/m} = 67.05 \text{ KN/m}$$

$$V_c = 67.05 \text{ KN/m} > 24.7 \text{ KN/m}$$

$$V_c > V_n$$

[Verifica]

7.2.1. Alternativa Losa Cerámica. Selección de Serie de Viguetas.

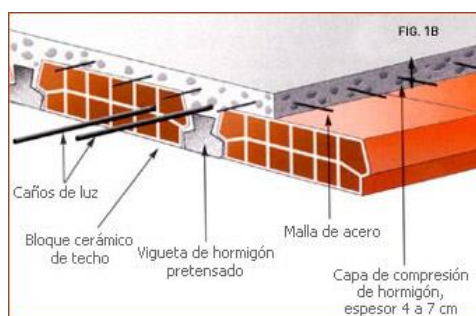
$$\text{E.L.S.:} \quad Q_s = D + L = 370 \text{ kg/m}^2 + 200 \text{ kg/m}^2 = 570 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Solicitaciones:} \quad M_{\max} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 570 \text{ kg/m}^2 \cdot (3.2 \text{ m})^2 / 8 = 729.6 \text{ kgm/m}$$

De Tablas se determina el Momento Admisible y la serie de la vigueta: ingresando por la columna viguetas simples, altura del ladrillo 12.5 cm, capa de compresión 5 cm (mínimo exigido en zona sísmica); se busca el Momento Admisible superior al M_{\max} de servicio.

$$M_{\text{adm}} = 803 \text{ kgm/m} > M_{\max} = 729.6 \text{ kgm/m}$$

Es decir, que nuestra losa alivianada o cerámica, queda conformada por viguetas Serie 1ª (comercialmente se deben verificar longitudes disponibles para esa serie, en su defecto se elige una serie mayor).

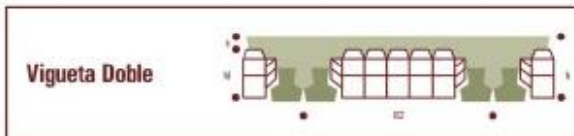
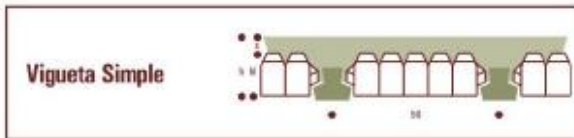


Viguetas Pretensadas

	Viguetas simples		Viguetas dobles	
	12,5	16,5	12,5	16,5
altura ladrillos (cm)	12,5	16,5	12,5	16,5
capa compresión (cm)	5	5	5	5
altura total (cm)	17,5	21,5	17,5	21,5
peso propio (kg/m ³)	250	270	290	310

Momentos admisibles Kgm/m

SERIES	MOMENTOS ADMISIBLES Kgm/m			
	Viguetas simples		Viguetas dobles	
0a	561	708	895	—
1a	803	1026	1278	—
2a	1089	1379	1721	—
3a	1192	1520	1887	—
4a	1362	1726	2160	2743
5a	1605	2046	2523	3233
6a	1859	2374	2910	3743
7a	2001	2553	3101	4021
8a	2349	3011	3106	4504
9a	2603	3340	3114	4514



Volumen de hormigón y cantidad de elementos por m²

Cálculos de:	Viguetas simples	Viguetas dobles
Cantidad de viguetas PREAR	2m/m ²	3,17 m/m ²
Cantidad de ladrillos	8 u/m ²	6,3 u/m ²
Hormigón capa comp. 5 cm.		
para ladrillos h: 12,5 cm.	0,061 m ³ /m ²	
para ladrillos h: 16,5 cm.	0,076 m ³ /m ²	0,092 m ³ /m ²

Longitudes normales de fabricación y armaduras

SERIES	Desde	Hasta	Armadura mm ²
0a	1,00	2,60	15,90
1a	2,50	4,00	23,85
2a	3,00	4,60	31,80
3a	3,50	5,00	35,80
4a	4,00	5,40	39,75
5a	4,50	5,80	47,70
6a	5,00	6,30	55,65
7a	5,50	7,00	59,65
8a	6,00	7,50	71,55
9a	7,00		79,50

Pueden fabricarse medidas especiales, en cada una de las series, consulte con nuestra Oficina Técnica.

Si no logra entrar en el rango de viguetas normales, utilice viguetas dobles y (al mismo costo) evitará demoras.

Corte esquemático de viguetas



8. Dimensionamiento Viga V5:

8.1. Cálculo de la Armadura (A_s), condición de RESISTENCIA:

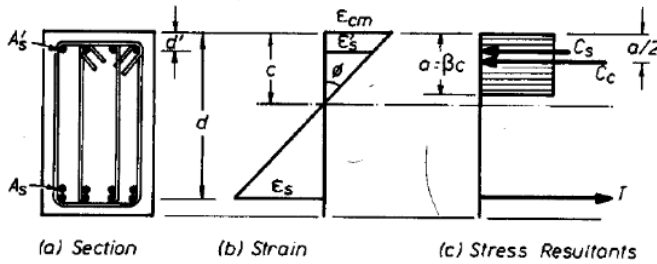


Fig. 3.16 Equilibrio de una sección de viga en el desarrollo de la resistencia a flexión.

$$A_s = M_u / [0.9 \cdot f_y \cdot (d-d')]$$

$$A_s = 9.85 \text{ tnm} / (0.9 \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 \cdot (0.67\text{m} - 0.03\text{m})) \quad d' = 3 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$A_s = 4.07 \text{ cm}^2$$

Antes de elegir el diámetro de la barra a usar, se debe verificar la cuantía mínima, relación entre sección total de acero y sección útil de hormigón, $\rho = A_s / (b \cdot d)$, es decir, la armadura mínima que se debe colocar.

$$A_{smin} \geq 0.0033 \cdot b \cdot d = 0.0033 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 67 \text{ cm} = 4.42 \text{ cm}^2$$

Se aprecia que esta armadura, es mayor a la armadura necesaria calculada, entonces se adopta la armadura mínima.

Se determina el número de barras, dividiendo la armadura necesaria, por la sección de la barra elegida Se han considerado tres alternativas:

Para $\phi = 8\text{mm}$ ($A_{s\phi 8} = 0.5 \text{ cm}^2$)

$$\text{nro} = 4.42 \text{ cm}^2 / 0.5 \text{ cm}^2 = 9 \text{ barras} \quad (\text{no entran en el ancho } b, \text{ para colocarla en una capa})$$

Para $\phi = 10\text{mm}$ ($A_{s\phi 10} = 0.79 \text{ cm}^2$)

$$\text{nro} = 4.42 \text{ cm}^2 / 0.79 \text{ cm}^2 = 6 \text{ barras} \quad (\text{no entran en el ancho } b, \text{ para colocarla en una capa})$$

Para $\phi = 12\text{mm}$ ($A_{s\phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$)

$$\text{nro} = 4.42 \text{ cm}^2 / 1.13 \text{ cm}^2 = 4 \text{ barras}$$

Para la armadura traccionada o inferior, se adopta **4 ϕ 12 ($A_{sreal} = 4.52 \text{ cm}^2$)**

Para la armadura comprimida o superior: $A_s' = A_s/2 = 2.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **2 ϕ 12 ($A_{sreal} = 2.26 \text{ cm}^2$).**

Se podría considerar armadura simétrica al estar entre tabiques de hormigón armado.

Al ser la viga tan alta, se debería considerar una armadura distribuida en las caras laterales, por lo menos un ϕ 8mm @ 20cm, para este caso, serían 3 ϕ 8 mm por cara.

APLICACION

8.2. Verificación al Corte:

Evaluar la fuerza de corte demanda última V_u , a partir del análisis estructural directo.

Corte último de la viga: $V_u = 8756.32 \text{ kg} = 8.76 \text{ tn} = 87.56 \text{ KN}$

Para evaluar la resistencia al corte, aportada por el hormigón (que dependa solamente de la geometría de la sección y de la resistencia del hormigón):

$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ se limita la resistencia a $\sqrt{f'c} = 8 \text{ MPa}$, $\sqrt{f'c} = 4.47 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa}$ **[OK]**

$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{20 \text{ MPa}} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot (0.67 \text{ m} - 0.03 \text{ m})$

$V_c = 0.745 \text{ MPa} \cdot (1/ \text{MPa} \cdot 10 \text{ kg/cm}^2) \cdot 20 \text{ cm} \cdot (67 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 9536 \text{ kg} = 95.36 \text{ KN}$

Los elementos estructurales de hormigón armado, sometidos a esfuerzos de corte, deberán verificar la condición resistente dada por:

$V_d = \phi \cdot V_n \geq V_u$ siendo $V_n = V_u / \phi$ $\phi = 0.75$

$V_n = V_u / 0.75 = 8756.32 \text{ kg} / 0.75 = 11675.1 \text{ kg} = 11.68 \text{ tn} = 116.75 \text{ KN}$

El corte nominal se obtiene como la suma de los aportes del H° (V_c) y del A° (V_s), es decir: $V_n = V_c + V_s$

Por lo tanto, el esfuerzo que debe ser resistido por los estribos será:

$V_s = V_n - V_c$

$V_s = 11675.1 \text{ kg} - 9536 \text{ kg} = 2140 \text{ kg} = 21.40 \text{ KN}$

Es conveniente que la falla estructural ocurra por flexión, antes que alcance el límite de la resistencia al corte (falla frágil y no tiene previo aviso). Para evitar la falla de la biela comprimida, se debe cumplir que:

$V_s \leq 2/3 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$

$V_s \leq 2/3 \cdot \sqrt{20 \text{ MPa}} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 0.67 \text{ m}$

$V_s \leq 2.98 \text{ Mpa} \cdot (1/ \text{MPa} \cdot 10 \text{ kg/cm}^2) \cdot 20 \text{ cm} \cdot 67 \text{ cm} = 39951 \text{ kg} = 399.51 \text{ KN}$

Vemos que $V_s = 21.40 \text{ KN} \ll 399.51 \text{ KN}$ **[VERIFICA]**

Si esto no se cumple, se debe aumentar la sección de hormigón o mejorar el tipo de hormigón.

El proceso de cálculo consiste en una iteración, se adopta un diámetro y separación y se hacen las verificaciones reglamentarias:

$V_s = A_v \cdot d \cdot f_y / s$

A_v : área de acero contenida en un plano de estribado = $n \cdot A_{v1}$.

n : número de ramas ($n = 2$ para estribos simples) y A_{v1} : área de una de las ramas del estribo.

s : separación entre planos de estribado, medida sobre el eje del elemento.

Se considera $s \leq d/2$, entonces: $s = 67 \text{ cm} / 2 = 33.5 \text{ cm}$, se adopta $s = 20 \text{ cm} \leq b$ (ancho) = 20 cm

Se adopta diámetro estribo $\phi = 6 \text{ mm}$ ($A_{v1} = 0.28 \text{ cm}^2$), número de ramas para un estribo simple es $n=2$, entonces la sección $A_v = n \cdot A_{v1} = 2 \cdot 0.28 \text{ cm}^2 = 0.56 \text{ cm}^2$

APLICACION

$$V_s = 0.56 \text{ cm}^2 \cdot 67 \text{ cm} \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 / 20 \text{ cm} = 6.7 \text{ tn} = 6700 \text{ kg} = 67 \text{ KN} > 21.40 \text{ KN} \quad \text{[VERIFICA]}$$

8.3. Disposiciones Reglamentarias:

$$A_{vmin} = 0.33 \cdot b \cdot s / f_y \quad (\text{para } f'_c < 30 \text{ Mpa})$$

$A_{vmin} = 0.33 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} / 420 \text{ MPa} = 0.31 \text{ cm}^2$, entonces $A_{v1} = A_{vmin} / 2 = 0.16 \text{ cm}^2$, valor de sección menor, a la sección del estribo adoptado ($A_{v1} = 0.28 \text{ cm}^2$), entonces **[Verifica]**.

Proceder al detalle correcto de los estribos (diámetro mínimo: 6mm).

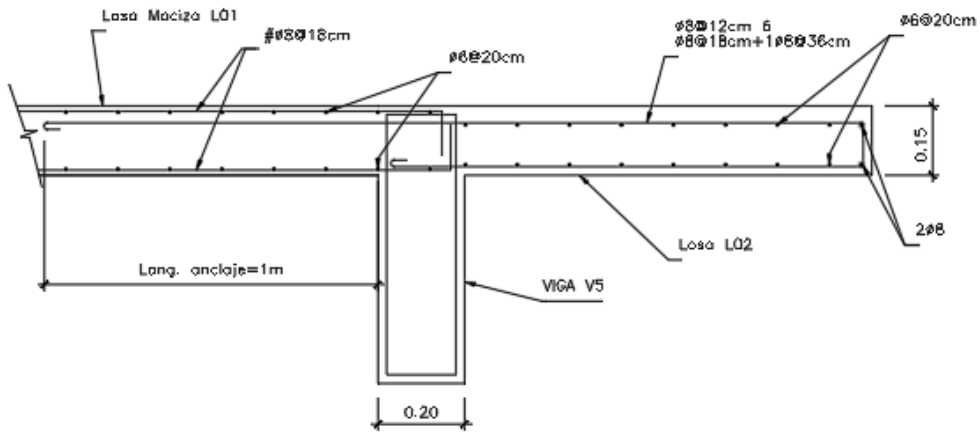
Separación: $s \leq d/2 = 67 \text{ cm} / 2 = 33.5 \text{ cm}$ ó $s \leq 400 \text{ mm}$, verifica, ya que la separación de estribos adoptada, fue de 20 cm.

Si $V_s \geq 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$, las separaciones se reducen a la mitad, verificamos:

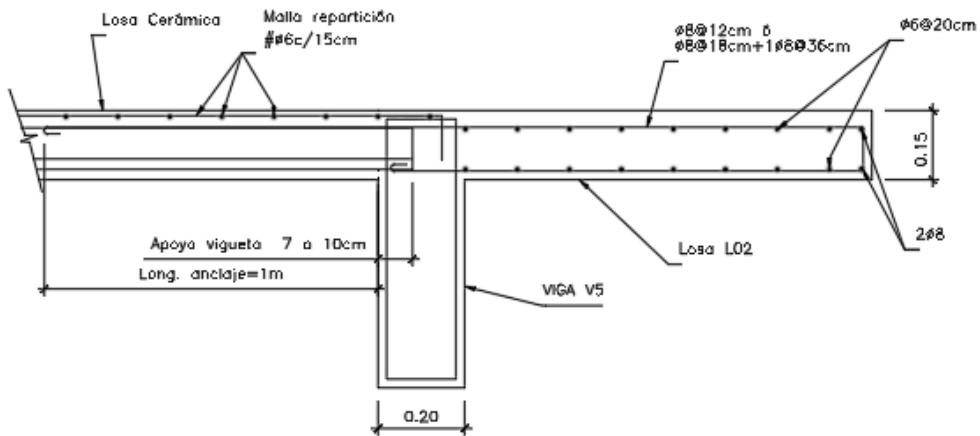
$$0.33 \cdot \sqrt{20 \text{ MPa}} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 67 \text{ cm} = 199.75 \text{ KN} \quad V_s = 21.40 \text{ KN} < 199.75 \text{ KN} \quad \text{[VERIFICA]}$$

9. DETALLES

9.1. Losas L01 y L02



DETALLE APOYO
LOSA L01- L02
Esc: 1:20



DETALLE APOYO
LOSA L01(cerámica) - L02
Esc: 1:20

9.2. Viga V5

