

EJERCICIO N° 1

Diseñar la estructura de una cubierta de techo horizontal, correspondiente al módulo de un sector comercial. Superficie de 4,80 m x 6,00 m (distancias entre ejes de vigas). Determinar paquete estructural según corresponda. Dimensionar correas en acero (F24). Realizar esquema estructural.

Se considerará el dimensionamiento en Estado de Servicio

Las cargas de servicio son las que surgen directamente de la determinación de las fuerzas y efectos mencionados (no mayoradas), según resulta de la aplicación de los Proyectos de Reglamento CIRSOC 201-2005 que se mencionan en siguiente Tabla:

Tabla: Distintas cargas de servicio a considerar para determinar la resistencia requerida.

Tipo de carga	Símbolo	Proyecto de Reglamento para su determinación
Carga muerta o permanente (<i>dead</i>)	D	CIRSOC 101 – Capítulo 3
Cargas vivas o sobrecarga (<i>live</i>)	L	CIRSOC 101 – Capítulo 4
Sobrecargas en las cubiertas	Lr	CIRSOC 101– Capítulo 4
Cargas de lluvia (<i>rain</i>)	R	No se tiene Reglamento específico
Fuerzas del viento (<i>wind</i>)	W	CIRSOC 102 – 2001
Cargas de nieve (<i>snow</i>)	S	CIRSOC 104
Fuerzas sísmicas (<i>earthquake</i>)	E	IMPRES - CIRSOC 103-2000
Cargas debidas al peso y presión de los fluidos	F	No se tiene Reglamento específico
Cargas debidas al peso y presión del suelo o del agua en el suelo	H	No se tiene Reglamento específico
Solicitaciones de coacción y efectos que provienen de contracción o expansión de temperatura, fluencia lenta de los materiales, cambios de humedad, asentamientos diferenciales y sus combinaciones.	T	Se deben fundamentar en una evaluación realista de la ocurrencia de tales efectos durante la vida útil de la estructura.

Acero – E.L.S. (Estado Límite de Servicio)

1- Análisis de Cargas:

Acciones Permanentes tipo D

Descripción	Peso	Unidades
Membrana aluminizada	5.00	Kg/m ²
Mortero alivianado p/pendiente ($\gamma=900 \text{ kg/m}^3$; esp. prom.=0.10m)	90.00	Kg/m ²
Machimbre ($630 \text{ kg/m}^3 \cdot \frac{3}{4}'' \text{ esp.}$)	12.00	Kg/m ²
Total adoptado	D=107.00	Kg/m²

Acciones Accidentales tipo L

Descripción	Peso	Unidades
Azotea Inaccesible	100.00	Kg/m ²
Total adoptado	L=100.00	Kg/m²

$$q = D + L = 107 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 = 207 \text{ kg/m}^2$$

Se considera una separación entre correas de 60cm (distancia entre ejes).

$$q_1 = q \cdot \text{sep} = 207 \text{ kg/m}^2 \cdot 0.6 \text{ m} = 124.2 \text{ kg/m}$$

Considerando en esta oportunidad, correas metálicas de sección IPN (perfiles normales) y CER (caño estructural rectangular).

1- Predimensionado (condición de RIGIDEZ)

$$f_{adm} = L / 300 = 480 \text{ cm} / 300 = 1.6 \text{ cm}$$

$$f = 5 \cdot q_1 \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I_x)$$

$$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (módulo elasticidad acero)}$$

Para la determinación del momento de inercia necesario, despejamos de la ecuación anterior $I_{x nec}$.

$$I_{x nec} = 5 \cdot q_1 \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot f_{adm}) = 5 \cdot 1.24 \text{ kg/cm} \cdot 480^4 / (384 \cdot 2100000 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.6 \text{ cm}) = 255 \text{ cm}^4$$

Teniendo en cuenta el momento de Inercia necesario, adoptamos según tablas, los siguientes datos:

IPN 120	CER 70x150x3.2
$I_x = 328 \text{ cm}^4$	$I_x = 385 \text{ cm}^4$
$S_x = 54.7 \text{ cm}^3$	$S_x = 51.27 \text{ cm}^3$
$D_{co} = 11.1 \text{ kg/m}$	$D_{co} = 10.52 \text{ kg/m}$
$Z_x = 63.6 \text{ cm}^3$	$Z_x = 63.92 \text{ cm}^3$

Entonces la carga a considerar es:

$$\text{IPN} \quad q_1 + D_{co} = 124.2 \text{ kg/m} + 11.1 \text{ kg/m} = 135.3 \text{ kg/m}$$

$$\text{CER} \quad q_1 + D_{co} = 124.2 \text{ kg/m} + 10.52 \text{ kg/m} = 134.72 \text{ kg/m}$$

2- Determinación de Solicitaciones:

IPN

$$\text{Momento flector:} \quad M = q_1 \cdot L^2 / 8 = 135.3 \text{ kg/m} \cdot (4.80 \text{ m})^2 / 8 = 390 \text{ kgm} = 39000 \text{ kgcm}$$

$$\text{Corte:} \quad V = q_1 \cdot L / 2 = 135.3 \text{ kg/m} \cdot 4.80 \text{ m} / 2 = 325 \text{ kg}$$

CER

$$\text{Momento flector:} \quad M = q_1 \cdot L^2 / 8 = 134.72 \text{ kg/m} \cdot (4.80 \text{ m})^2 / 8 = 388 \text{ kgm} = 38800 \text{ kgcm}$$

$$\text{Corte:} \quad V = q_1 \cdot L / 2 = 134.72 \text{ kg/m} \cdot 4.80 \text{ m} / 2 = 323 \text{ kg}$$

3- Verificación de Tensiones (condición de RESISTENCIA):

$$\text{IPN:} \quad f_{max} = M / S_x = 39000 \text{ kgcm} / 54.7 \text{ cm}^3 = 713 \text{ kg/cm}^2 < f_{adm} = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{CER:} \quad f_{max} = M / S_x = 38800 \text{ kgcm} / 51.27 \text{ cm}^3 = 760 \text{ kg/cm}^2 < f_{adm} = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

La adopción de una u otra sección, dependerá no sólo de lo establecido por Proyecto, sino también de la evaluación económica de cada alternativa.

En esta segunda parte, se considerará el dimensionamiento en Estado Último (Estados Límites).

Se aplican factores mayores a uno, que incrementan las cargas de servicio con objeto de considerar la probable variación de las mismas. Los factores de carga se pueden aplicar a las cargas de servicio directamente, o a los efectos internos de las cargas calculados a partir de las cargas de servicio.

1- Análisis de Cargas:

$$D = 107 \text{ Kg/m}^2$$

$$L = 100 \text{ Kg/m}^2$$

Se consideró una separación entre correas de 60cm (distancia entre ejes).

$$D1 = D \cdot \text{sep} = 107 \text{ kg/m}^2 \cdot 0.6 \text{ m} = 64.2 \text{ kg/m}$$

$$L1 = L \cdot \text{sep} = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot 0.6 \text{ m} = 60.0 \text{ kg/m}$$

Se considerará solamente la sección, correspondiente al IPN. Queda para que realice el alumno, la verificación de las demás secciones. El peso propio de la sección IPN es: $D_{co} = 11.1 \text{ kg/m}$

2- Combinación de Cargas:

Con el objeto de determinar la condición de diseño más crítica, se deben considerar las diversas combinaciones de carga (Según CIRSOC 201 – 2005). Esto resulta particularmente válido, cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, como en el caso de la resistencia a la flexión y carga axial combinadas, o la resistencia al esfuerzo de corte en elementos con carga axial.

$$\text{IPN} \quad q_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.2 \cdot (64.2 \text{ kg/m} + 11.10 \text{ kg/m}) + 1.6 \cdot 60 \text{ kg/m} = 186.36 \text{ kg/m}$$

3- Determinación de Solicitaciones:

IPN

Momento flector: $M_u = q_u \cdot L^2 / 8 = 186.36 \text{ kg/m} \cdot (4.80\text{m})^2 / 8 = 536.72 \text{ kgm}$

Corte: $V_u = q_u \cdot L / 2 = 186.36 \text{ kg/m} \cdot 4.80\text{m} / 2 = 447.26 \text{ kg}$

4- Predimensionado a flexión (CONDICIÓN DE RESISTENCIA):

IPN 120

$$I_x = 328\text{cm}^4$$

$$S_x = 54.7\text{cm}^3$$

$$D_{co} = 11.1 \text{ kg/m}$$

$$Z_x = 63.6 \text{ cm}^3$$

$$Z_{x\text{nec}} = M_u / (\phi \cdot F_y) = 53672 \text{ kgcm} / (0.9 \cdot 2400 \text{ kg/cm}^2) = 24.85 \text{ cm}^3$$

Se aclara, que el $Z_{x\text{nec}}$ determinado por la condición de resistencia, es menor al determinado por la condición de Rigidez, se adopta el valor mayor.

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 63.6 \text{ cm}^3 \cdot 2400 \text{ kg/cm}^2 = 152640 \text{ kgcm} = 1526.4 \text{ kgm} = 1.53 \text{ tnm}$$

$$M_y = S_x \cdot F_y = 54.7 \text{ cm}^3 \cdot 2400 \text{ kg/cm}^2 = 131280 \text{ kgcm} = 1312.8 \text{ kgm} = 1.31 \text{ tnm}$$

$$M_p \leq 1.5 \cdot M_y$$

$$1.53 \text{ tnm} \leq 1.96 \text{ tnm}$$

(VERIFICA)

5- Verificación Resistencia de Diseño:

IPN 120: $M_d = \phi \cdot M_p \geq M_u$

$$M_d = 0.9 \cdot 1.53 \text{ tnm} = 1380 \text{ kgm} > M_u = 536.72 \text{ kgm} \quad (\text{VERIFICA})$$

6- Verificación al Corte:

IPN 120: $h_w = 9.2 \text{ cm}$; $t_w = 0.51 \text{ cm}$

$$V_n = A_w \cdot F_{vy} \quad A_w = t_w \cdot h_w \quad F_{vy} = 0.6 \cdot F_y$$

$$V_n = (9.2 \text{ cm} \cdot 0.51 \text{ cm}) \cdot 0.6 \cdot 2400 \text{ kg/cm}^2 = 6756 \text{ kg}$$

$$V_d = \phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$V_d = 0.9 \cdot V_n = 0.9 \cdot 6756 \text{ kg} = 6080 \text{ kg} > V_u = 447 \text{ kg} \quad (\text{VERIFICA})$$

EJERCICIO N° 2

Dimensionar la estructura de cubierta de techo del ejercicio anterior, considerando losa maciza apoyada en vigas de hormigón armado.

Se considerará el dimensionamiento en Estado Último.

Se aplican factores, mayores a uno, que incrementan las cargas de servicio con objeto de considerar la probable variación de las mismas. Los factores de carga se pueden aplicar a las cargas de servicio directamente, o a los efectos internos de las cargas calculados a partir de las cargas de servicio.

LOSA MACIZA DE HORMIGÓN ARMADO

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- Predimensionado (condición de RIGIDEZ)

Espesor de losa: $h = L / 20 = 480 \text{ cm} / 20 = 24 \text{ cm}$, se adopta $h = 24 \text{ cm}$

3- Análisis de Cargas:

Acciones Permanentes tipo D

Descripción	Peso	Unidades
Membrana aluminizada	5.00	Kg/m ²
Mortero alivianado p/pendiente (esp. prom. = 0.10m)	90.00	Kg/m ²
Losa maciza (esp = 24 cm)	576.00	Kg/m ²
Cielorraso de yeso aplicado	20.00	Kg/m ²
Total adoptado	D=691.00	Kg/m²

Acciones Accidentales tipo L

Descripción	Peso	Unidades
Azotea Inaccesible	100.00	Kg/m ²
Total adoptado	L=100.00	Kg/m²

4- Combinación de Cargas:

Con el objeto de determinar la condición de diseño más crítica, se deben considerar las diversas combinaciones de carga (Según CIRSOC 201 – 2005). Esto resulta particularmente válido, cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, como en el caso de la resistencia a la flexión y carga axial combinadas, o la resistencia al esfuerzo de corte en elementos con carga axial.

$$q_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.2 \cdot 691 \text{ kg/m}^2 + 1.6 \cdot 100 \text{ kg/m}^2 = 989.2 \text{ kg/m}^2$$

5- Determinación de Solicitaciones:

Momento flector: $M_u = q_u \cdot L^2 / 8 = 989.2 \text{ kg/m}^2 \cdot (4.80 \text{ m})^2 / 8 = 2849 \text{ kgm/m}$
Corte: $V_u = q_u \cdot L / 2 = 989.2 \text{ kg/m}^2 \cdot (4.80 \text{ m}) / 2 = 2374 \text{ kg/m}$

Dimensionamiento:

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:

$$\begin{aligned} & \text{Suministro} \geq \text{Demanda} \\ & \text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida} \\ & \text{Lo que puede resistir} \geq \text{Lo que debe resistir} \\ & R_d = \phi \cdot R_n \geq R_r = R_u \end{aligned}$$

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.

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

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

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

M_d : Momento de diseño.

M_n : Momento nominal resistente.

M_u : Momento último.

6- Cálculo de la Armadura (A_s), condición de RESISTENCIA:

$$M_n = T (d - d') = A_s \cdot f_y \cdot (d - d')$$

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

$$A_s = 2.85 \text{ tm} / (0.9 \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 \cdot (0.21 \text{ m} - 0.03 \text{ m})) \quad d' = 3 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$A_s = 4.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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 $A_{s\text{mínima}}$ que se debe colocar.

$$A_{s\text{mín}} \geq 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm} = 4.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se aprecia que esta armadura, es mayor a la armadura necesaria calculada, entonces se adopta la mayor. Se determina el número de barras/m, dividiendo la armadura necesaria, por la sección de la barra elegida (se han considerado tres alternativas):

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

$$\text{nro} = 4.32 \text{ cm}^2/\text{m} / 0.5\text{cm}^2 = 8.64 \text{ barras/m}$$

$$\text{La separación de las barras: } 1 / \text{nro barras} = 1 / 8.64 \text{ barras/m} \sim 11\text{cm}$$

Se puede adoptar $\phi 8 @ 11\text{cm}$ ($A_{s\text{real}} = 4.54 \text{ cm}^2/\text{m}$)

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

$nro = 4.32 \text{ cm}^2/\text{m} / 0.79 \text{ cm}^2 = 5.47 \text{ barras/m}$

La separación de las barras: $1 / nro \text{ barras} = 1 / 5.47 \text{ barras/m} \sim 18\text{cm}$

Se puede adoptar **$\phi 10 @ 18\text{cm}$ ($A_{s\text{real}} = 4.38 \text{ cm}^2/\text{m}$)**

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

$nro = 4.32 \text{ cm}^2/\text{m} / 1.13 \text{ cm}^2 = 3.82 \text{ barras/m}$

La separación de las barras: $1 / nro \text{ barras} = 1 / 3.82 \text{ barras/m} \sim 26\text{cm}$

Se puede adoptar **$\phi 12 @ 26\text{cm}$ ($A_{s\text{real}} = 4.34 \text{ cm}^2/\text{m}$)**

7- Disposiciones Reglamentarias:

Separaciones mínimas 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 **$\phi 10\text{mm}$** $s \leq 2.5 \cdot h = 2.5 \cdot 24\text{cm} = 60 \text{ cm}$
 $s \leq 25 \cdot db = 25 \cdot 1.0 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$
 $s \leq 30 \text{ cm}$

Con esto verifica las separaciones mínimas a cumplir, ya que las barras están separadas $18 \text{ cm} < 25\text{cm}$

8- Verificación Resistencia de Diseño:

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

$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d-d') = 4.38 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 \cdot (0.21 \text{ m} - 0.03 \text{ m}) = 3.31 \text{ tnm}$

$M_d = 0.9 \cdot 3.31 \text{ tnm} = 2.98 \text{ tnm} = 2980 \text{ kgm/m} > M_u = 2849 \text{ kgm/m}$ (VERIFICA)

Queda como ejercitación para el alumno, realizar el detalle de la sección transversal de la losa.

9- Verificación al Corte:

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

$\phi V_n \geq V_u$

$V_u = q_u \cdot L / 2 = 989.2 \text{ kg/m}^2 \cdot (4.80\text{m}) / 2 = 2374 \text{ kg/m} = 23.74 \text{ KN/m}$

$V_n = V_u / \phi = 2374 \text{ kg/m} / 0.75 = 3165 \text{ kg/m} = 31.65 \text{ KN/m}$

$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{(20\text{MPa})} \cdot 1\text{m} \cdot (0.24\text{m}-0.03\text{m})$

$V_c = 0.745\text{MPa} \cdot (1/\text{MPa} \cdot 10 \text{ kg/cm}^2) \cdot 100\text{cm} \cdot 21\text{cm} = 15652.5 \text{ kg/m} = 156.53 \text{ KN/m}$ $V_c > V_n$ (Verifica)

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO

1- Materiales:

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

2- Predimensionado (condición de RIGIDEZ)

Altura de viga: $h = L / 10 = 600 \text{ cm} / 10 = 60 \text{ cm}$, se adopta $h = 60 \text{ cm}$
 $b = 20 \text{ cm}$ ($b \sim h/3$ ó $h/2$)

3- Análisis de Cargas:

Reacción (Corte) de la losa sobre la viga: $RL = Vu = 2374 \text{ kg/m}$
Peso propio de la viga: $Dvi = 0.20 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^2 = 288 \text{ kg/m}$

$qu = RL + 1.2 \cdot Dvi = 2374 \text{ kg/m} + 1.2 \cdot 288 \text{ kg/m} = 2720 \text{ kg/m}$

4- Determinación de Solicitaciones:

Momento flector: $Mu = qu \cdot L^2 / 8 = 2720 \text{ kg/m}^2 \cdot (6.00 \text{ m})^2 / 8 = 12240 \text{ kgm} = 12.24 \text{ tm}$
Corte: $Vu = qu \cdot L / 2 = 2720 \text{ kg/m}^2 \cdot (6.00 \text{ m}) / 2 = 8160 \text{ kg} = 8.16 \text{ tn}$

5- Dimensionamiento:

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:

$$\text{Suministro} \geq \text{Demanda}$$

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

$$Rd = \phi \cdot Rn \geq Rr = Ru$$

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

1. Disminuye la resistencia del elemento estructural, multiplicando la resistencia nominal Rn 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.

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	$\phi Mn \geq Mu$
Corte	$\phi Vn \geq Vu$
Carga axial	$\phi Pn \geq Pu$
Torsión	$\phi Tn \geq Tu$

Aplicando lo indicado anteriormente:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

$$Rd = \phi \cdot Rn \geq Rr = Ru$$

$$Md = \phi \cdot Mn \geq Mr = Mu$$

Md: Momento de diseño
Mn: Momento nominal resistente
Mu: Momento último.

6- Cálculo de la Armadura (As), condición de RESISTENCIA:

$$M_n = T (d - d') = A_s \cdot f_y \cdot (d - d')$$

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

$$A_s = 12.24 \text{tnm} / (0.9 \cdot 4.2 \text{t/cm}^2 \cdot (0.57 \text{m} - 0.03 \text{m}))$$

$$d' = 3 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$A_s = 5.99 \text{ cm}^2$$

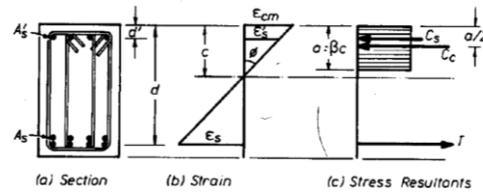


Fig. 3.16
Equilibrio de una sección de viga en el desarrollo de la resistencia a flexión.

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.

$$A_{smin} \geq 0.0033 \cdot b \cdot d = 0.0033 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 57 \text{ cm} = 3.76 \text{ cm}^2$$

Se aprecia que esta armadura, es menor a la armadura necesaria calculada, entonces se adopta la armadura necesaria, determinada con la Condición de Resistencia:

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

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

$$\text{nro} = 5.99 \text{ cm}^2 / 0.5 \text{ cm}^2 = 12 \text{ barras} \quad (\text{no entran en el ancho } b, \text{ para colocarla en una capa})$$

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

$$\text{nro} = 5.99 \text{ cm}^2 / 0.79 \text{ cm}^2 = 8 \text{ barras} \quad (\text{no entran en el ancho } b, \text{ para colocarla en una capa})$$

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

$$\text{nro} = 5.99 \text{ cm}^2 / 1.13 \text{ cm}^2 = 6 \text{ barras}$$

Para la armadura traccionada o inferior, se adopta **6 ϕ 12 (Asreal = 6.78 cm²)**

Para la armadura comprimida o superior: $A_s' = A_s/2 = 2.94 \text{ cm}^2 = 3 \phi 12$ (**Asreal = 3.39 cm²**)

Al ser la viga tan alta, se debería considerar una armadura distribuida en las caras laterales, por lo menos un $\phi 8 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$, para este caso, sería 2 $\phi 8$ mm por cara.

7- Verificación al Corte:

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

$$\text{Corte último de la viga: } V_u = 8160 \text{ kg} = 8.16 \text{ tn} = 81.60 \text{ KN}$$

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):

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \quad \text{se limita la resistencia a } \sqrt{f_c} = 8 \text{ MPa}, \quad \sqrt{f_c} = 4.47 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa (OK)}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{20 \text{ MPa}} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot (0.60 \text{ m} - 0.03 \text{ m})$$

$$V_c = 0.745 \text{ MPa} \cdot (1/ \text{MPa} \cdot 10 \text{ kg/cm}^2) \cdot 20 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 8497 \text{ kg} = 84.97 \text{ KN}$$

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

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad \text{siendo } V_n = V_u / \phi \quad \phi = 0.75$$

$$V_n = V_u / 0.75 = 8160 \text{ kg} / 0.75 = 10880 \text{ kg} = 10.88 \text{ tn} = 108.80 \text{ KN}$$

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:

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = 10880 \text{ kg} - 8497 \text{ kg} = 2383 \text{ kg} = 23.83 \text{ KN}$$

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:

$$V_s \leq 2/3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_s \leq 2/3 \cdot \sqrt{(20\text{MPa})} \cdot 20\text{cm} \cdot 57\text{cm}$$

$$V_s \leq 2.98 \text{ Mpa} \cdot (1/\text{MPa} \cdot 10 \text{ kg/cm}^2) \cdot 20\text{cm} \cdot 57\text{cm} = 33988\text{kg} = 339.88 \text{ KN}$$

$$\text{Vemos que } V_s = 30.48 \text{ KN} < 339.88 \text{ KN}$$

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: $s = 57\text{cm} / 2 = 28.5 \text{ cm}$, se adopta $s = 20\text{cm}$

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 $A_v = n \cdot A_{v1} = 2 \cdot 0.28 \text{ cm}^2 = 0.56 \text{ cm}^2$

$$V_s = 0.56 \text{ cm}^2 \cdot 57\text{cm} \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 / 20\text{cm} = 6.7\text{tn} = 6700 \text{ kg} = 67 \text{ KN} > 30.48 \text{ KN}$$

8- Disposiciones Reglamentarias:

$A_{vmin} = 0.33 \cdot b \cdot s / f_y$ (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: $s \leq d/2 = 57\text{cm} / 2 = 28.5 \text{ cm}$ ó $s \leq 400 \text{ mm}$, verifica, ya que la separación de estribos adoptada, fue de 20 cm.

Si $V_s \geq 0.33 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$,

$$0.33 \cdot \sqrt{(20\text{MPa})} \cdot 0.2\text{m} \cdot 0.57\text{m} = 168.24 \text{ KN}$$

las separaciones se reducen a la mitad.

$$V_s = 67 \text{ KN} < 168.24 \text{ KN}$$

Queda como ejercitación para el alumno, realizar el detalle de la sección transversal de la viga.