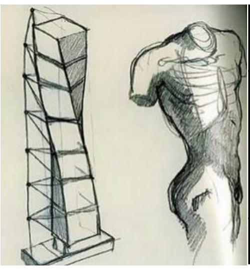
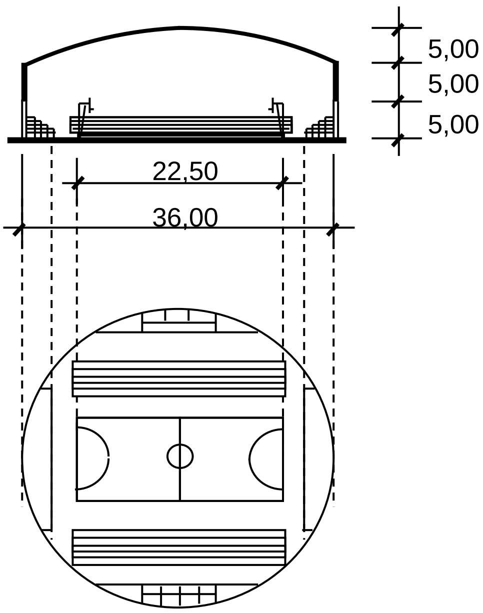


UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA - FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO				
DNC	Cátedra: **ESTRUCTURAS - NIVEL III**			
	Taller Vertical I: DELALOYE - NICO - CLIVIO (DNC)			
TP8	**Trabajo Práctico 8a y 8b: Láminas Sinclásticas- Cúpulas**			
Curso 2019	Elaboró: JTP Ing. Angel Maydana	Revisión: Ing. Delaloye	Fecha: julio 2019	

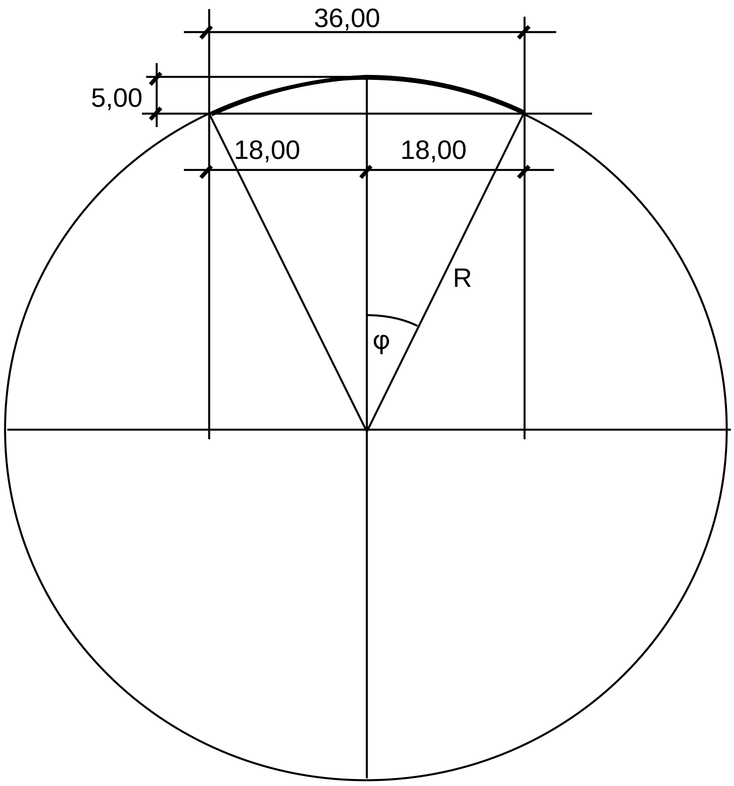
CÚPULA DE ROTACIÓN

EJERCICIO Nº 1 : Predimensionar el casquete esférico, de diámetro 36,00 m, sometido a peso propio, con destino a centro de deportes con capacidad para albergar una cancha de básquet de dimensiones mínimas reglamentarias : 12,80 x 22,50 m

VISTA



PLANTA



PREDIMENSIONADO: de la Tabla N° 1 sacamos que f/D = 1/8 para cúpulas de D = 30 m, que aproximadamente es nuestro caso.

$$D = 36{,}00\ \text{m} \qquad f = \frac{36{,}00}{8} = 4{,}50\ \text{m} \qquad \text{Adopto: } f = 5{,}00\ \text{m}$$

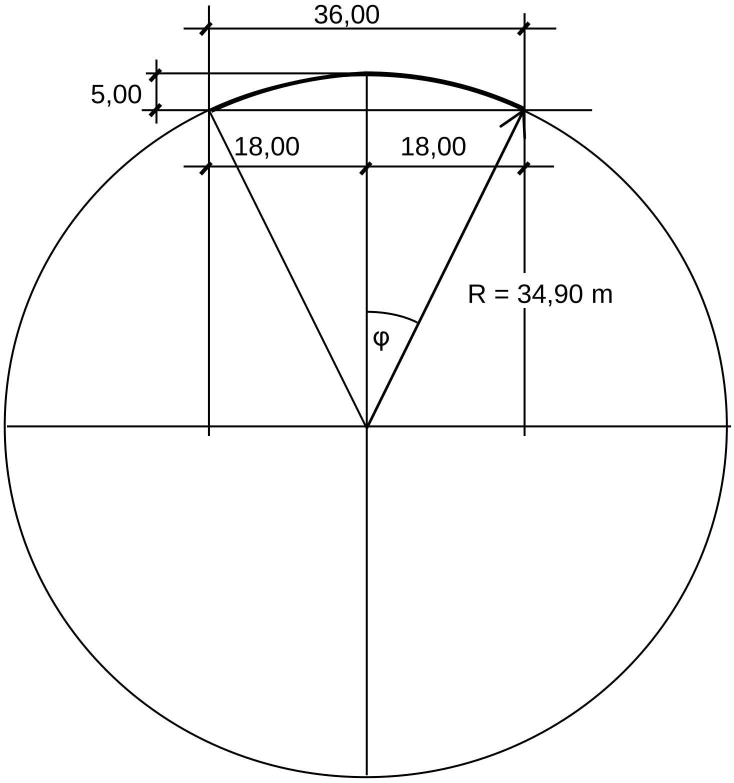
Verifico la relación flecha adoptada con el diámetro D

$$\frac{D = 36{,}00\ \text{m}}{f = 5{,}00\ \text{m}} = \frac{1}{7{,}2}$$

Aceptable, se encuentra entre: 1/8 ≤ f/D ≤ 1/7

Calculamos el radio R:

$$R = \frac{D^2}{8 \cdot f} + \frac{f}{2} \qquad R = \frac{36^2}{8 \times 5{,}00} + \frac{5{,}00}{2} = 34{,}90\ \text{m}$$



$$\text{sen } \varphi = \frac{18{,}00}{34{,}90} = 0{,}51576$$

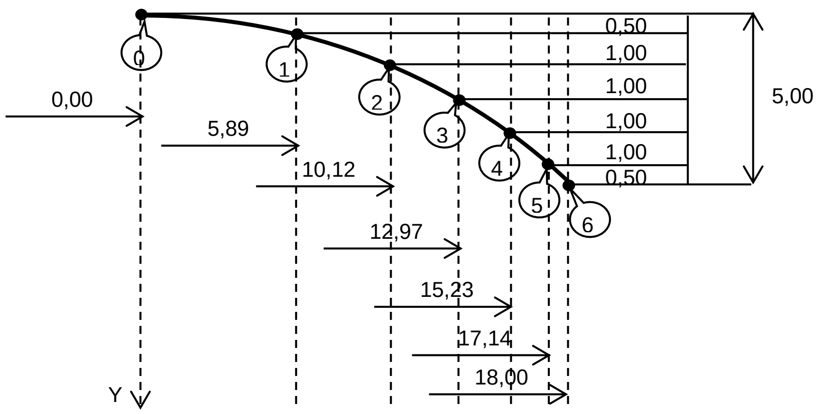
$\varphi = 31{,}05º$

φ : concuerda con el valor de tabla

El espesor t (cm) entre 6 y 10 cm, puede tomarse como R/500

t (cm) = 34,90/500 = 7 cm

GEOMETRÍA



De la fórmula de cálculo de R, despejamos D

$$D = \sqrt{8 \cdot Y \left(R - \frac{Y}{2} \right)}$$

$$\text{sen } \varphi = \frac{Di / 2}{34{,}90}$$

Punto	Y	Di	Di/2	φ
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,50	11,77	5,89	9,71
2	1,50	20,24	10,12	16,86
3	2,50	25,94	12,97	21,82
4	3,50	30,47	15,23	25,88
5	4,50	34,28	17,14	29,42
6	5,00	36,00	18,00	31,05

ANÁLISIS DE CARGAS

Peso Propio: P.e. (hormigón) = 2.400 kg/m^3

g = t (m) x P.e. (kg/m^3) = 0,07 (m) x 2.400 kg/m^3 = 168 kg/m^2

impermeabilizaciones, aislaciones, etc. = 32 kg/m^2

g = 200 kg/m^2

ESFUERZOS

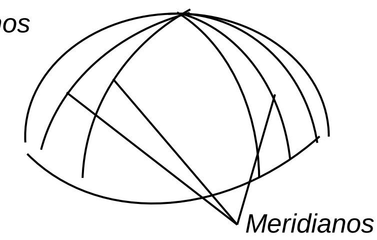
ESFUERZO N1 (según meridiano)

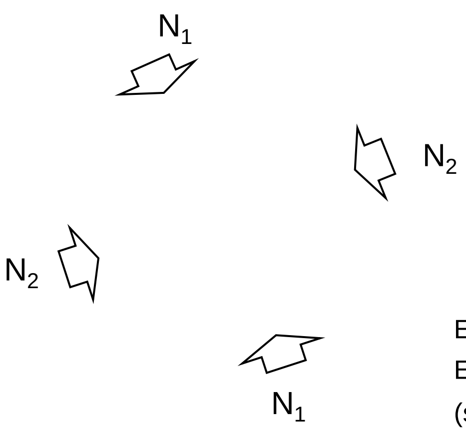
$$N_1 = -\frac{R \cdot g}{1 + \cos\varphi}$$

ESFUERZO N2 (según paralelo)

$$N_2 = -R.g\left(\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi}\right)$$

Punto	Y	φ	cos φ	N1	N2
0	0,00	0,00	1,0000	-3490	-3490
1	0,50	9,71	0,9857	-3515	-3365
2	1,50	16,86	0,9570	-3567	-3113
3	2,50	21,82	0,9284	-3620	-2860
4	3,50	25,88	0,8997	-3674	-2606
5	4,50	29,42	0,8711	-3731	-2349
6	5,00	31,05	0,8567	-3759	-2221

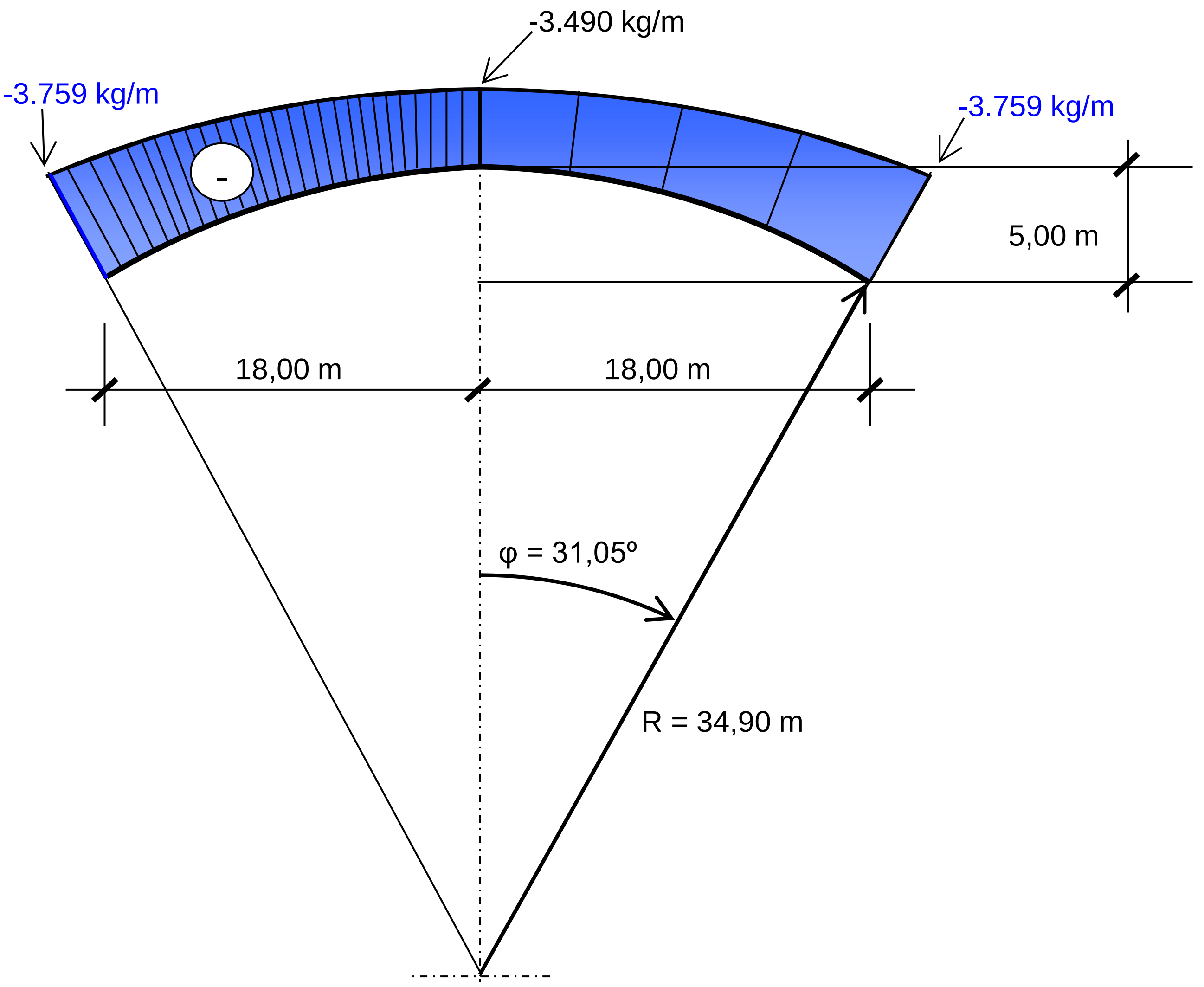




ESFUERZOS

Estan dibujadas los esfuerzos N1 y N2 (según meridianos y paralelos respectivamente, valores negativos de compresión)

DIAGRAMA N1 (según meridiano)



ESFUERZO N1 (según meridiano)

$$N_1 = -\frac{R \cdot g}{1 + \cos \varphi}$$

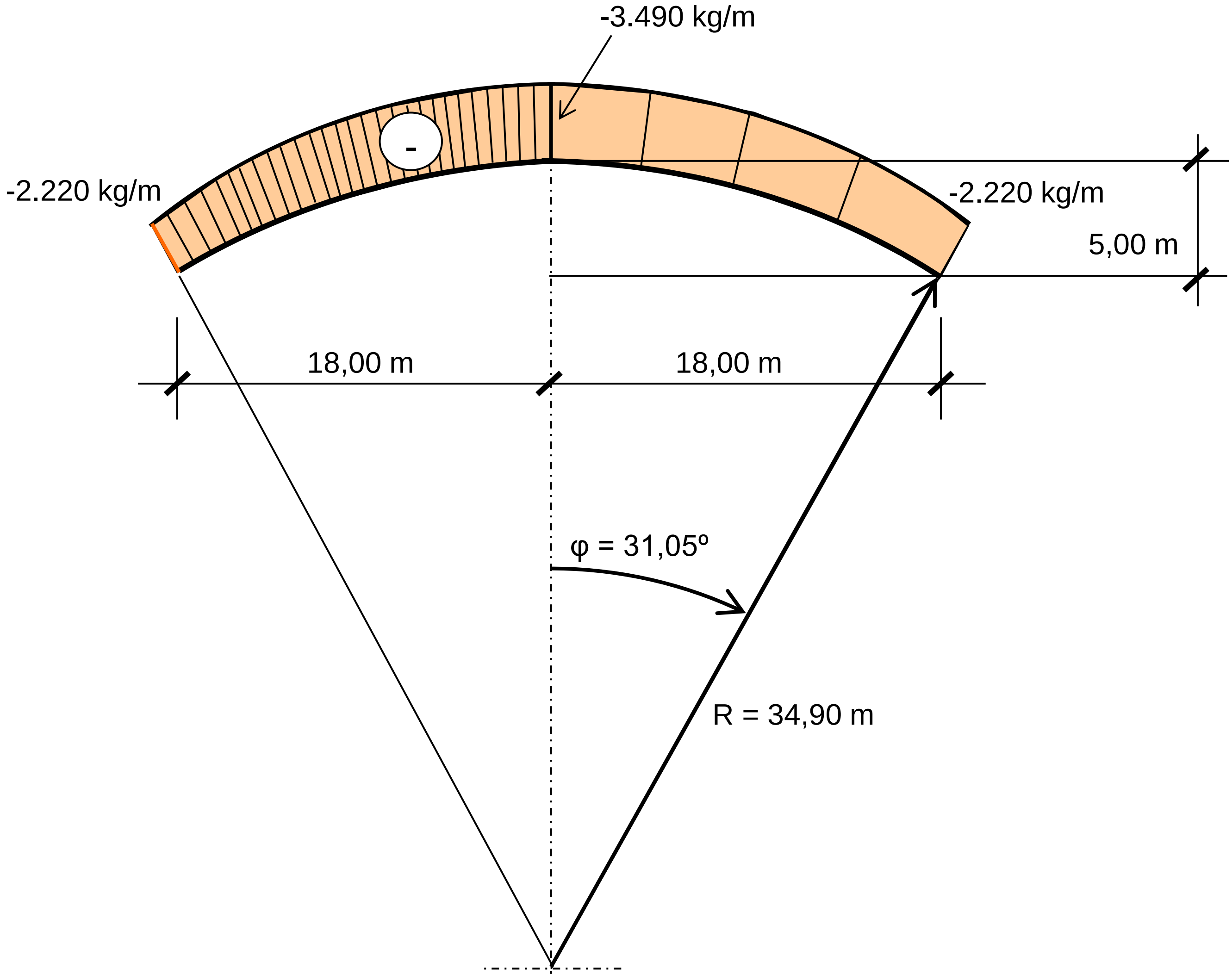
Para φ = 0 cos 0 = 1

$$N_1 = -\frac{34{,}90 \times 200}{1 + 1} = -3.490 \text{ kg/m}$$

Para φ = 31,05° cos 31,05° = 0,8567

$$N_1 = -\frac{34{,}90 \times 200}{1 + 0{,}8567} = -3.759 \text{ kg/m}$$

DIAGRAMA N2 (según paralelo)



ESFUERZO N2 (según paralelo)

$$N_2 = -R.g\left[\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi}\right]$$

Para $\varphi = 0$ $\cos 0 = 1$

$$N_2 = -\ 34{,}90 \times 200 \left[1 - \frac{1}{1+1}\right] = -3.490 \text{ kg/m}$$

Para $\varphi = 31{,}05°$ $\cos 31{,}05° = 0{,}8567$

$$N_2 = -\ 34{,}90 \times 200 \left[0{,}8567 - \frac{1}{1+0{,}8567}\right] = -2.220 \text{ kg/m}$$

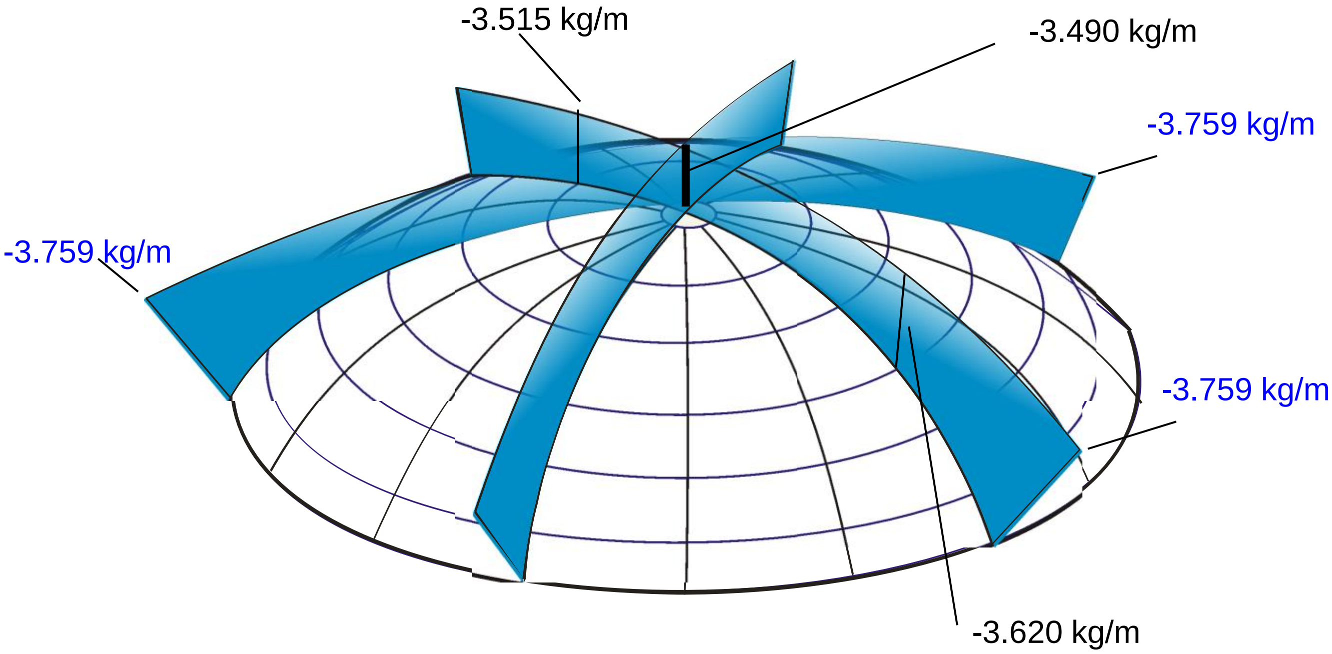


DIAGRAMA N1 (según meridiano)

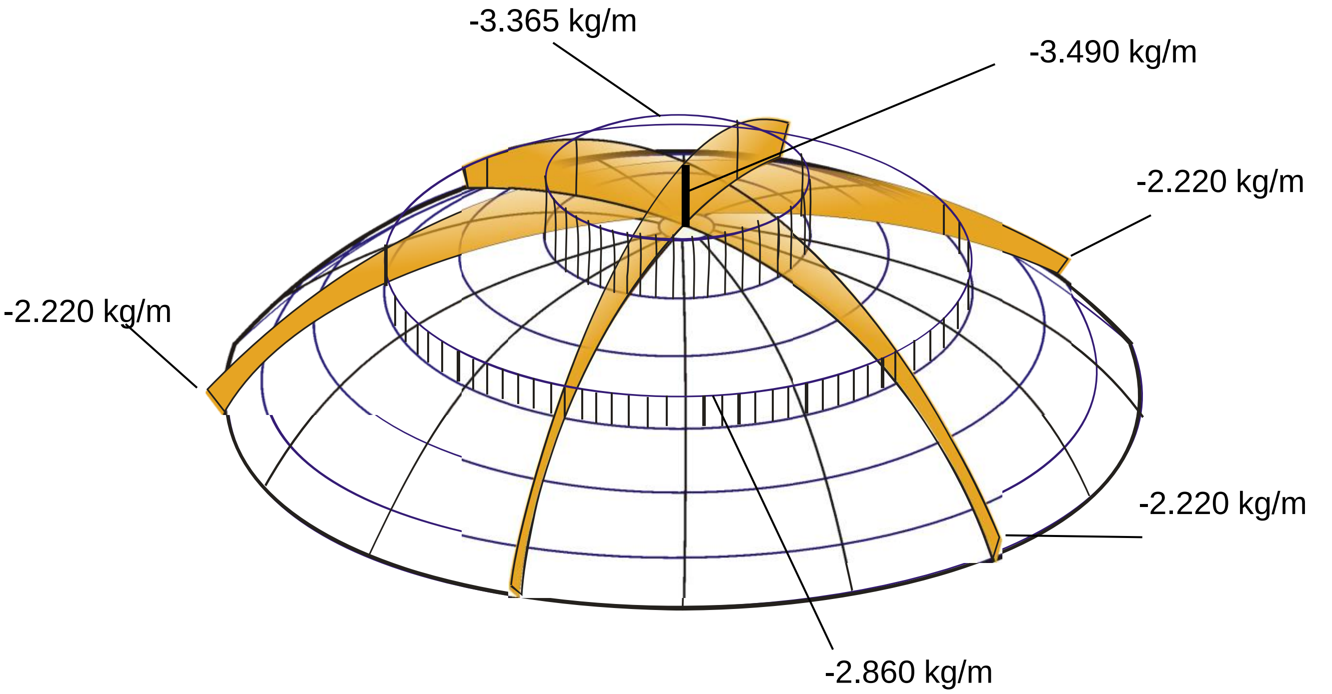


DIAGRAMA N2 (según paralelo)

Una vez calculados los esfuerzos N_1 y N_2, debemos verificar que las máximas tensiones de compresión $\sigma'b$, que se originan con la mayor de las fuerzas, no sobrepase las tensiones admisibles del material.

$$\sigma'b_1 = \frac{N_1}{t\,(cm) \times 100\,cm} < \sigma'b_{adm} \qquad \sigma'b_2 = \frac{N_2}{t\,(cm) \times 100\,cm} < \sigma'b_{adm}$$

$$\sigma'b_1 = \frac{3.759\,kg}{7\,(cm) \times 100\,cm} = 5{,}37\,kg / cm^2 < \sigma'b_{adm}$$

$$\sigma'b_2 = \frac{3.490\,kg}{7\,(cm) \times 100\,cm} = 4{,}99\,kg / cm^2 < \sigma'b_{adm}$$

VERIFICA

VERIFICACIÓN AL PANDEO

$$\sigma b_{adm} = \frac{\sigma_{crít}}{\gamma} = 0{,}025 \,.\, E \,.\, \frac{t}{R} < \sigma'b_{adm}$$

R = 34,90 m
E = 300.000 kg/cm²
t = 7 cm

$$\sigma b_{adm} = 0{,}025 \,.300.000\,kg/cm^2 \,.\, \frac{0{,}07\,m}{34{,}90\,m} = 15\,kg/cm^2 \,.$$

ARMADURAS

Según meridianos: se deberá colocar una armadura con una cuantía mínima de $\omega_0 = 0{,}5\%$ para absorber los esfuerzos de tracción por variaciones de temperatura, contracciones de fragüe, flexiones debidas a eventuales cargas concentradas o perturbaciones de bordes.

$$Fe\,(cm^2) = 0{,}005 \times 7\,(cm) \times 100\,cm = 3{,}50\,cm^2$$

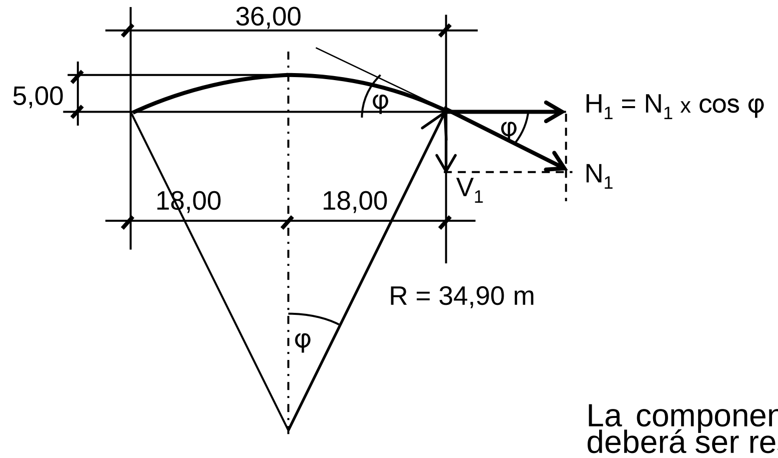
Ø 10 c/ 22 cm

Según paralelos: se deberá absorber los esfuerzos de tracción según los paralelos, (que no es este caso). Esta armadura nunca inferior a una cuantía del 0,6%

$$Fe\,(cm^2)_{anular} = 0{,}006 \times 7\,(cm) \times 100\,cm = 4{,}20\,cm^2$$

Ø 10 c/ 18 cm

Esfuerzo en el borde del casquete:



N_1 = 3.759 kg/m

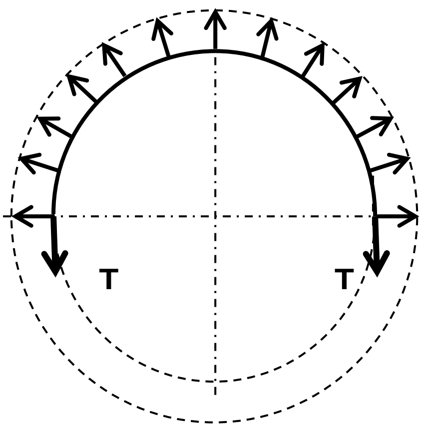
cos 31,05° = 0,8567

H_1 = 3.220 kg/m

sen 31,05° = 0,5158

V_1 = 1.939 kg/m

La componente H1, es un esfuerzo radial que deberá ser resistido por el anillo a tracción.
La solicitación de tracción vale:



$T\ (kg) = H_1\ (kg/m) \times D / 2\ (m)$

$T\ (kg) = 3.220\ (kg/m) \times 36,00 / 2\ (m)$

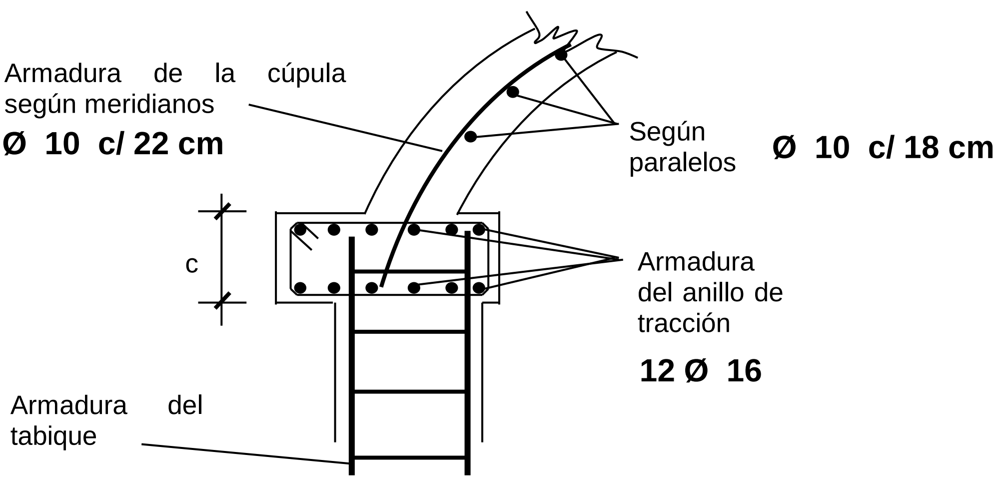
$T\ (kg) = 57.960\ (kg)$

PLANTA

Como el hormigón tiene poca resistencia a la tracción, se colocará armadura para tomar esa fuerza.

$$Fe_3\ (cm^2) = \frac{T\ (kg)}{\sigma e_{adm}\ (kg/cm^2)} = \frac{57.960\ (kg)}{2.400\ (kg/cm^2)} = 24,15\ cm^2$$

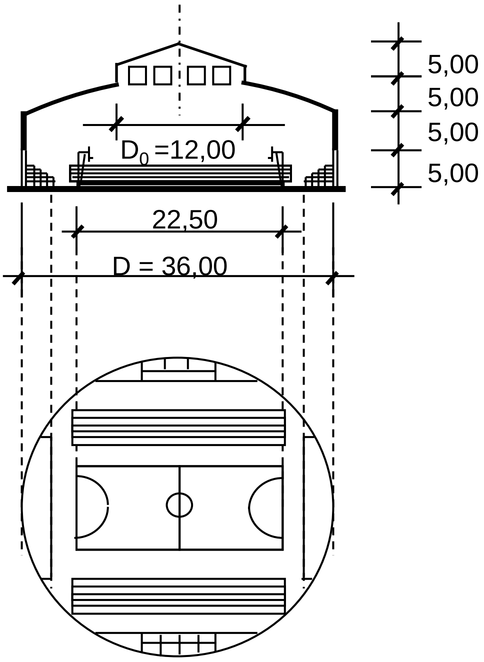
12 Ø 16



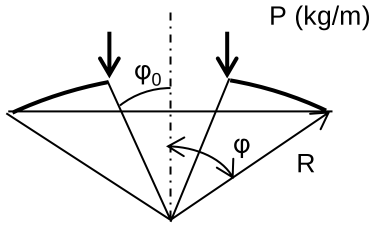
TRABAJO PRÁCTICO Nº8b

Predimensionar el casquete esférico, de diámetro 36,00 m, sometido a peso propio, con destino a centro de deportes con capacidad para albergar una cancha de básquet de dimensiones mínimas reglamentarias : 12,80 x 22,50 m, con una abertura cenital donde se apoya verticalmente un lucernario.

VISTA



PLANTA



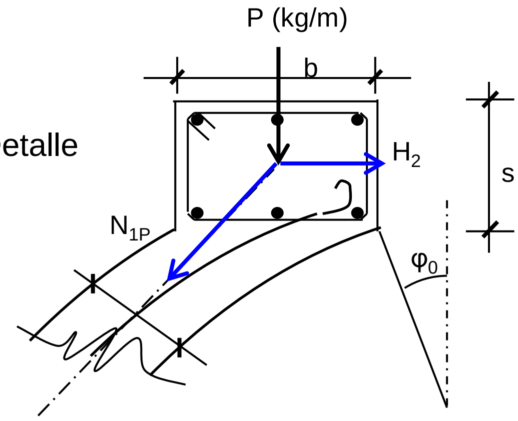
Calculados en la página 1 y 2

φ = 31,05º

R = 34,90 m

t (cm) = 34,90/5000 = 7 cm

Detalle



ANÁLISIS DE CARGAS

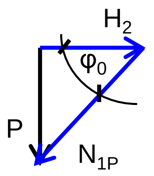
El peso propio del casquete de espesor t = 7 cm ya lo determinamos en 200 kg / m^2

Pensamos en diseñar un lucernario liviano, en estructura metálica y vidrio, de no más de 70 kg/m^2.

Con estas premisas, determinamos P (Kg/m)

Superficie del lucernario: $S_L = \pi \times D_0^2 / 4$	$S_L = \pi \times 12^2 / 4 = 113$ m^2
Por la pendiente del techo tomamos 5% más de carga:	PS_L= 113 m^2 x 70 kg/m^2 x 1,05 = 8305 kg
La superficie del techo apoya lateralmente en el perímetro:	perímetro= π x 12 = 37,7 m
Peso del techo por cada metro lineal:	P_1= 8350 kg / 37,7 m = 220 kg/m
Lateralmente tiene una altura de 3,00 m:	P_2= 70 kg/m^2 x 3,00 m = 210 kg/m
Carga lineal del lucernario:	P = 430 kg/m

En el ejercicio Nº 1 (ver página 2) está definido el ángulo φ_0 = 9,71º para un Di = 11,77 m (que es el caso nuestro D_0 = 12,00 m)



Polígono de fuerzas

sen 9,71° = 0,1687

tan 9,71° = 0,1711

$$N_{1P} = \frac{P}{\operatorname{sen} \varphi_0} = \frac{430}{0{,}1687} = 2.550 \text{ kg / m}$$

$$H_2 = \frac{P}{\tan \varphi_0} = \frac{430}{0{,}1711} = 2.510 \text{ kg / m}$$

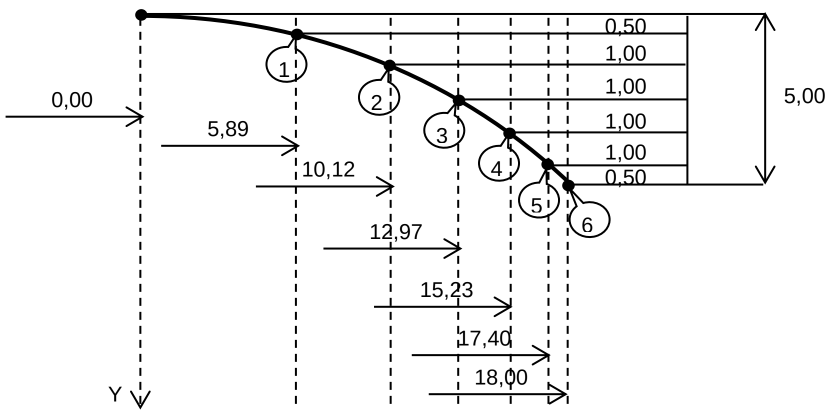
$g = 200$ kg / m^2 peso propio

$P = 430$ kg carga concentrada

ESFUERZOS

ESFUERZO N1 (según meridiano)	ESFUERZO N2 (según paralelo)	CARGAS
$N_1 = - \dfrac{R \cdot g\ (\cos \varphi_0 - \cos \varphi)}{\operatorname{sen}^2 \varphi}$	$N_2 = -N_1 - R.g\ \cos \varphi$	$g = 200$ kg / m^2
$N_1 = - \dfrac{P}{\operatorname{sen} \varphi}$	$N_2 = N_1$	$P = 430$ kg

GEOMETRÍA

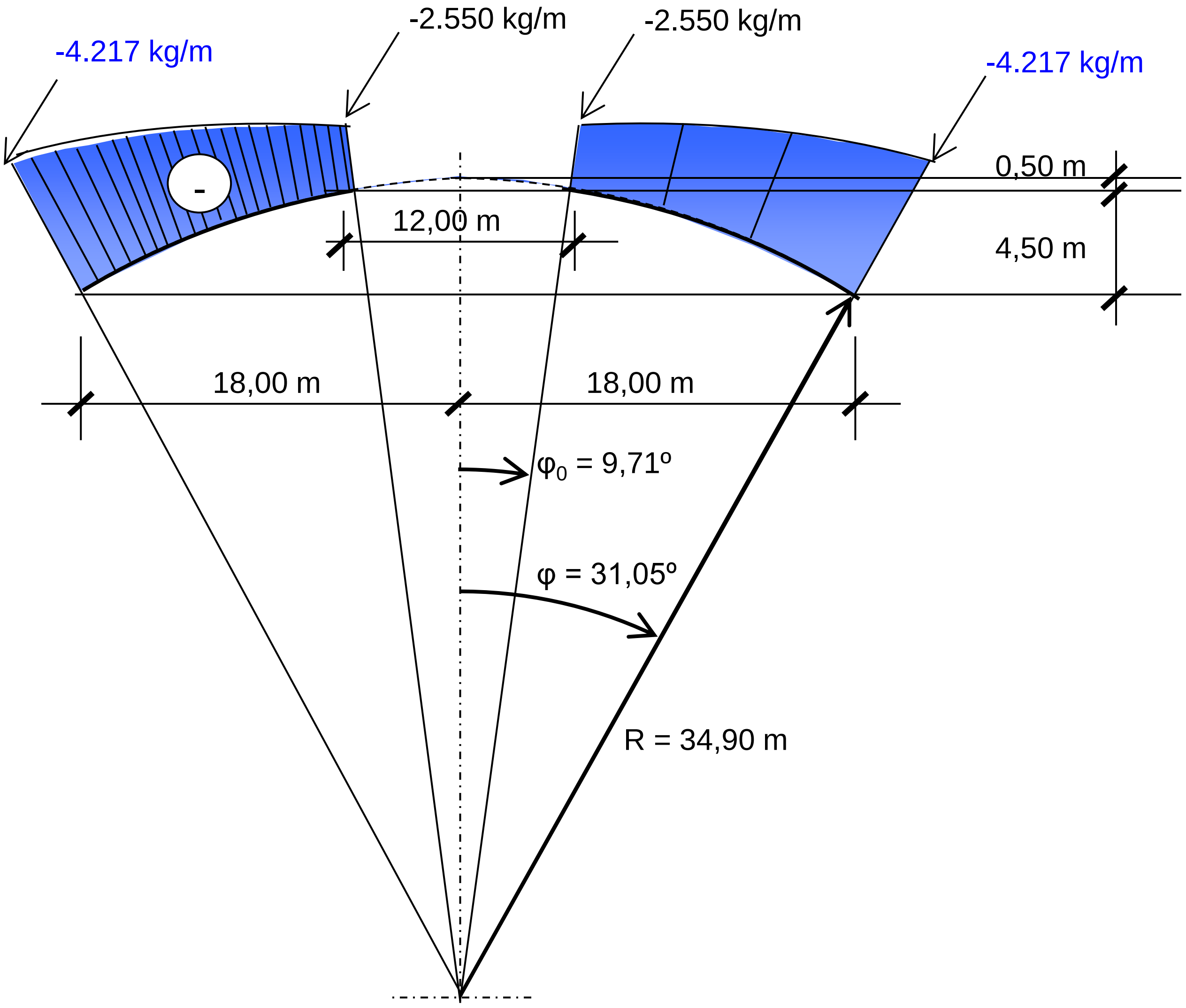


RESUMEN DE ESFUERZOS

Punto	Y	φ	cos φ	sen φ	sen^2 φ	cos φ$_0$-cos φ	N1 (g)	N1 (P)	**N1 (Total)**	N2 (g)	N2 (P)	**N2 (Total)**
1	0,50	9,71	0,9857	0,1687	0,0284	0,0000	0	-2550	**-2550**	-6880	-2550	**-9430**
2	1,50	16,86	0,9570	0,2900	0,0841	0,0287	-2378	-1483	**-3860**	-4302	-1483	**-5785**
3	2,50	21,82	0,9284	0,3717	0,1381	0,0573	-2896	-1157	**-4053**	-3584	-1157	**-4741**
4	3,50	25,88	0,8997	0,4365	0,1905	0,0860	-3149	-985	**-4134**	-3131	-985	**-4116**
5	4,50	29,42	0,8711	0,4912	0,2412	0,1146	-3316	-875	**-4191**	-2764	-875	**-3639**
6	5,00	31,05	0,8567	0,5158	0,2660	0,1289	-3383	-834	**-4217**	-2597	-834	**-3430**

Máximo N1= - 4217 kg/m Máximo N2= - 9430 kg/m

DIAGRAMA N1 (según meridiano)



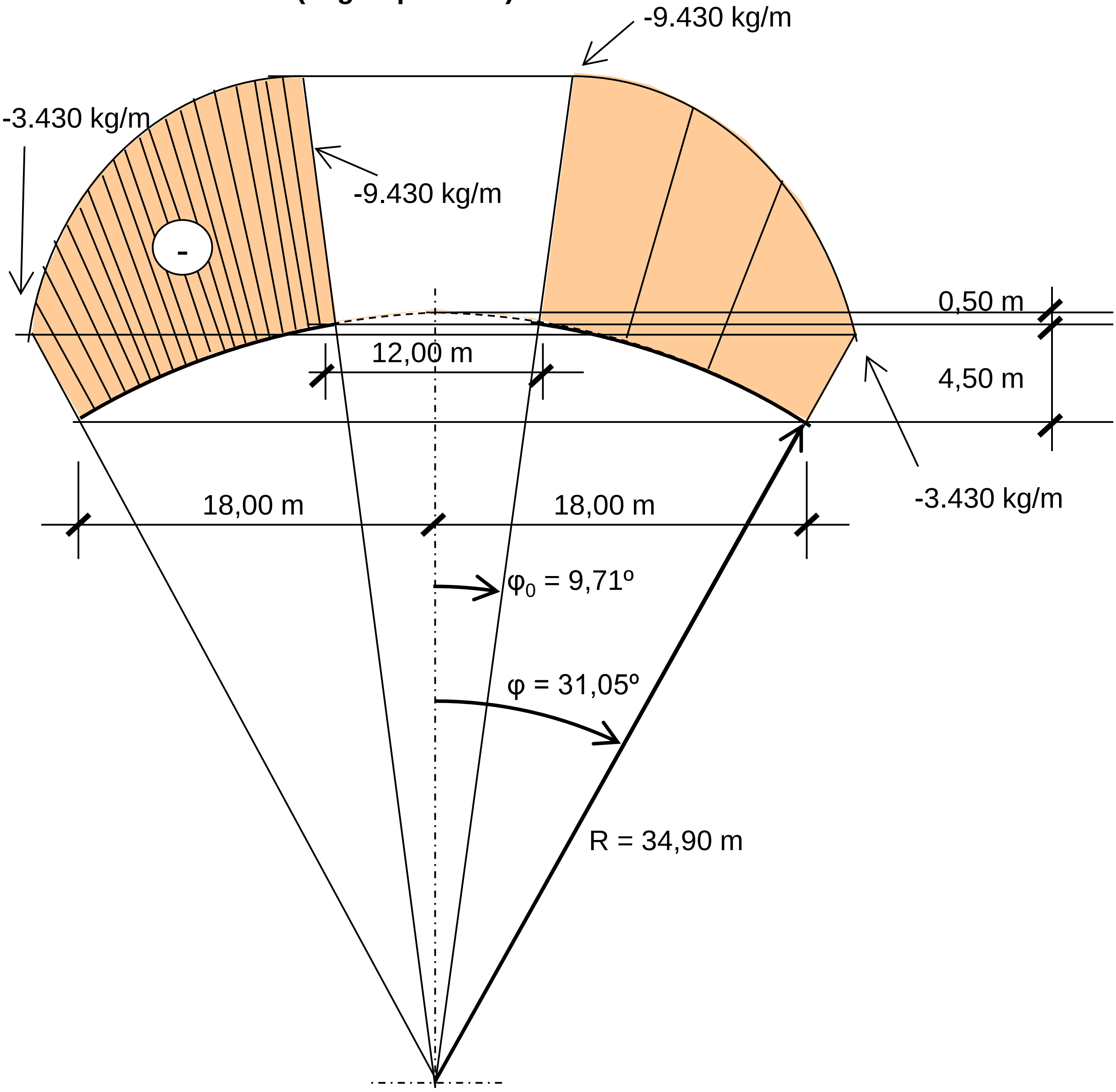
$$N_1 = -\ R \cdot g\ \frac{(\cos \varphi_0 - \cos \varphi)}{\text{sen}^2\, \varphi} - \frac{P}{\text{sen}\, \varphi}$$

Esta expresión del esfuerzo en la dirección de los meridiano, tiene en cuenta el esfuerzo por peso propio y además la carga concentrada **P.**

Siendo **P** la carga expresada en (kg/m). Esto es la carga total (Ptotal) del lucernario (techo + paredes laterales) dividida el perímetro = 2 π R = π x Do

El ángulo φ_0 se corresponde con el límite de la circunferencia del lucernario, y se calcula geométricamente siendo en nuestro caso φ_0 = 9,71°, que corresponde a una circunferencia de diámetro 11,77 m, lo suficientemente próximo a 12,00 m que era el requerimiento original de proyecto.

DIAGRAMA N2 (según paralelo)



$$N_2 = \underbrace{R \cdot g \frac{(\cos \varphi_0 - \cos \varphi)}{\operatorname{sen}^2 \varphi} - R.g \cos \varphi}_{-N_1 \text{ debido a (g)}} \; \underbrace{- \frac{P}{\operatorname{sen} \varphi}}_{N_1 \text{ debido a (P)}}$$

Esta expresión del esfuerzo en la dirección de los paralelos, tiene en cuenta el esfuerzo por peso propio y además la carga concentrada **P**, y como se ve en la ecuación, fuerte relación con los esfuerzos según los meridianos.

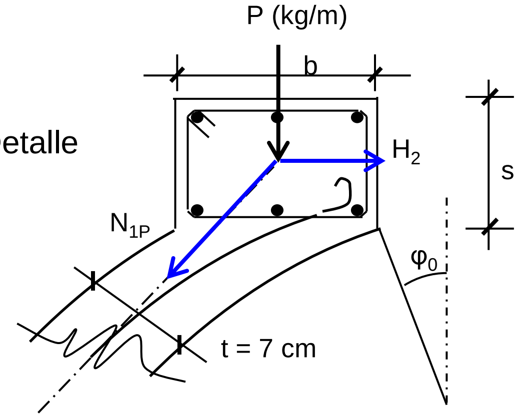
Una vez calculados los esfuerzos N_1 y N_2, debemos verificar que las máximas tensiones de compresión σ'b, que se originan con la mayor de las fuerzas, no sobrepase las tensiones admisibles del material.

$$\sigma'b_2 = \frac{N_2}{t\ (cm) \times 100\ cm} = \frac{9.430\ kg}{7\ (cm) \times 100\ cm} = 13{,}47\ kg/cm^2 < \sigma'b_{adm} = 15\ kg/cm^2 .$$

Ver Pandeo en pag.7

Cálculo del anillo de compresión

Detalle



El anillo se calcula con una fuerza C:

$$C\ (kg) = H_2\ (kg/m) \times D_0 / 2\ (m) = 2.510\ (kg/m) \times 12{,}00 / 2\ (m) = 15.060\ kg$$

Y se dimensiona como si fuese una columna:

$$C\ (kg) \times \gamma = Fb\ (cm^2) \times \sigma'bk\ (kg/cm^2) + Fe\ (cm^2) \times \sigma ek\ (kg/cm^2)$$

$$C\ (kg) \times \gamma = Fb\ (cm^2) \times [\ \sigma'bk\ (kg/cm^2) + \mu_0 \times \sigma ek\ (kg/cm^2)]$$

$$Fb\ (cm^2) = s \times b = \frac{C\ (kg) \times \gamma}{[\ \sigma'bk\ (kg/cm^2) + \mu_0 \times \sigma ek\ (kg/cm^2)]}$$

$\gamma \geq 2{,}5$

$\mu_0 = 1\%$

$$Fb\ (cm^2) = s \times b = \frac{15.060\ (kg) \times 2{,}5}{[\ 175\ (kg/cm^2) + 0{,}01 \times 4200\ (kg/cm^2)]} = 173{,}5\ (cm^2)$$

Fijando s = 15 cm , queda: $b = 173{,}5\ cm^2 / 15 = 12\ cm$

$\mu_0 = 1\% = 0{,}01 = Fe / (s \times b\ )$ $Fe = 0{,}01 \times 15\ cm \times 12\ cm = 1{,}80\ cm^2$

Mínimo: **4 Ø 8**

ARMADURAS

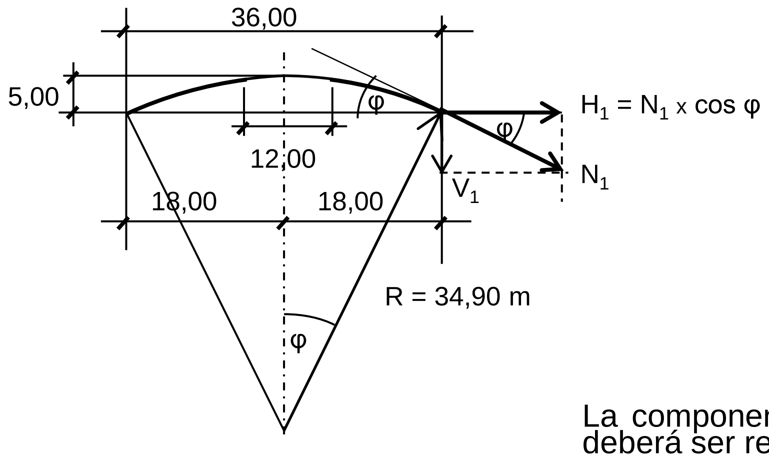
Según meridianos: se deberá colocar una armadura con una cuantía mínima de ω_0 = 0,5% para absorber los esfuerzos de tracción por variaciones de temperatura, contracciones de fragüe, flexiones debidas a eventuales cargas concentradas o perturbaciones de bordes.

Fe (cm^2) = 0,005 x 7 (cm) x 100 cm = 3,50 cm^2 **Ø 10 c/ 22 cm**

Según paralelos: se deberá absorber los esfuerzos de tracción según los paralelos, (que no es este caso). Esta armadura nunca inferior a una cuantía del 0,6%

Fe_{anular} (cm^2) = 0,006 x 7 (cm) x 100 cm = 4,20 cm^2 **Ø 10 c/ 18 cm**

Esfuerzo en el borde del casquete:



N_1 = 4.217 kg/m

cos 31,05° = 0,8567

H_1 = 3.612 kg/m

sen 31,05° = 0,5158

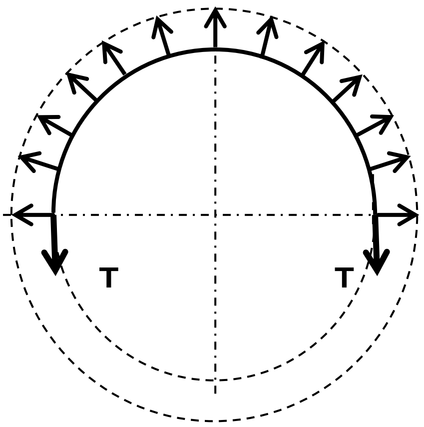
V_1 = 2.175 kg/m

La componente H1, es un esfuerzo radial que deberá ser resistido por el anillo a tracción.
La solicitación de tracción vale:

T (kg) = H_1 (kg/m) x D / 2 (m)

T (kg) = 3.612 (kg/m) x 36,00 / 2 (m)

T (kg) = 65.028 (kg)



PLANTA

$$Fe_3\ (cm^2) = \frac{T\ (kg)}{\sigma e_{adm}\ (kg/cm^2)} = \frac{65.028\ (kg)}{2.400\ (kg/cm^2)} = 27,10\ cm^2$$

14 Ø 16

VIGA DE BORDE INFERIOR SOBRE APOYOS AISLADOS

En nuestro caso consideramos apoyos aislados, entonces la lámina funciona (en las proximidades del borde) como una viga de gran altura.

$L = \pi D$ / nº de columnas = 3,1416 x 36,00 / 15 = 7,50 m

$H = L / 2 = 7{,}50$ m / 2 = 3,75 m

H = altura aproximada de la viga

$z = 2/3 \cdot H = 2/3 \times 3{,}75$ m = 2,50 m

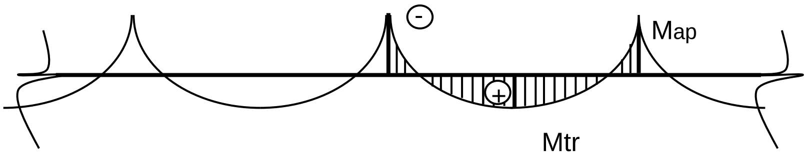
L: luz entre apoyos

D: 36,00 m

Cant. Apoyos: 15

z : brazo de palanca

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTORES



$Map = V_1 \cdot L^2 / 10$

$Map = 2.175 \times 7{,}50^2 / 10 = 12.234$ kgm

Corte = 2.175 x 7,50 / 2 = 8.156 kg

τ = 8.156 kg / (250 cm x 12 cm) = 2,7 kg/cm^2

$Mtr = V_1 \cdot L^2 / 14$

$Mtr = 2.175 \times 7{,}50^2 / 14 = 8.739$ kgm

Al ser una viga de gran altura, no hay problemas con las tensiones por corte. En todos los casos verifican.

ARMADURAS

$$Fe_{ap}\ (cm^2) = \frac{Map\ (kgm)}{z\ (m)\ .\ \sigma e_{adm}\ (kg/cm^2)}$$

$$Fe_{tr}\ (cm^2) = \frac{Mtr\ (kgm)}{z\ (m)\ .\ \sigma e_{adm}\ (kg/cm^2)}$$

$$Fe_{ap}\ (cm^2) = \frac{12.234\ (kgm)}{2{,}50\ (m)\ .\ 2.400\ (kg/cm^2)}$$

$$Fe_{tr}\ (cm^2) = \frac{8.739\ (kgm)}{2{,}50\ (m)\ .\ 2.400\ (kg/cm^2)}$$

Fe_{ap} (cm^2) = 2,04 cm^2

Fe_{tr} (cm^2) = 1,46 cm^2

Debido a los apoyos aislados, requiere muy poca armadura

SEMICORTE