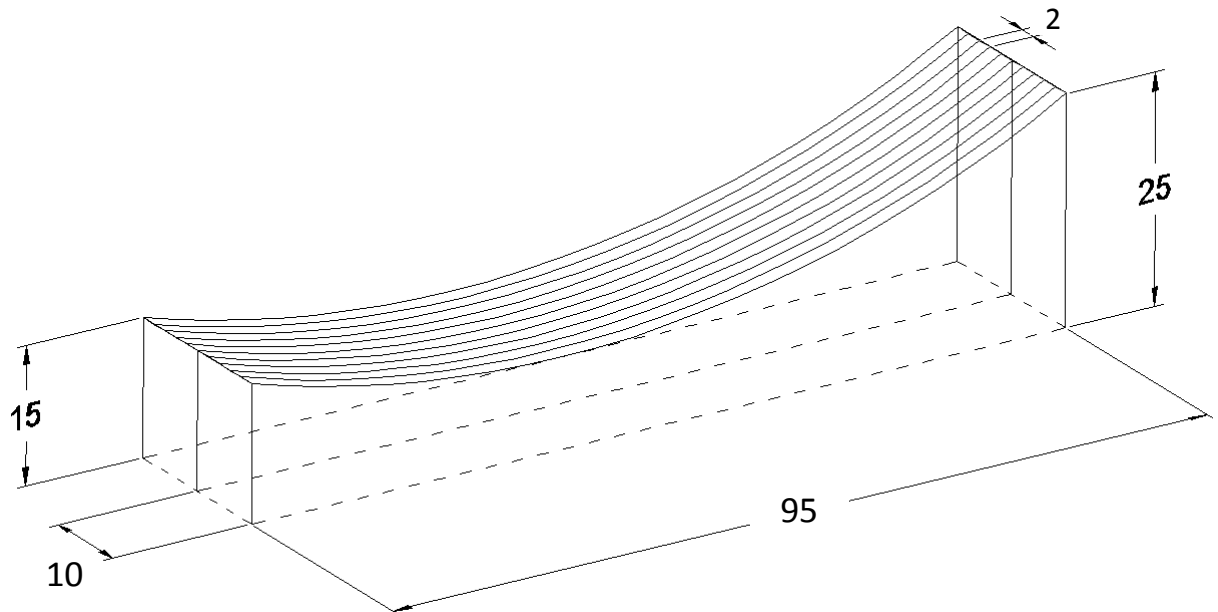


Obra: Pista de patinaje sobre hielo

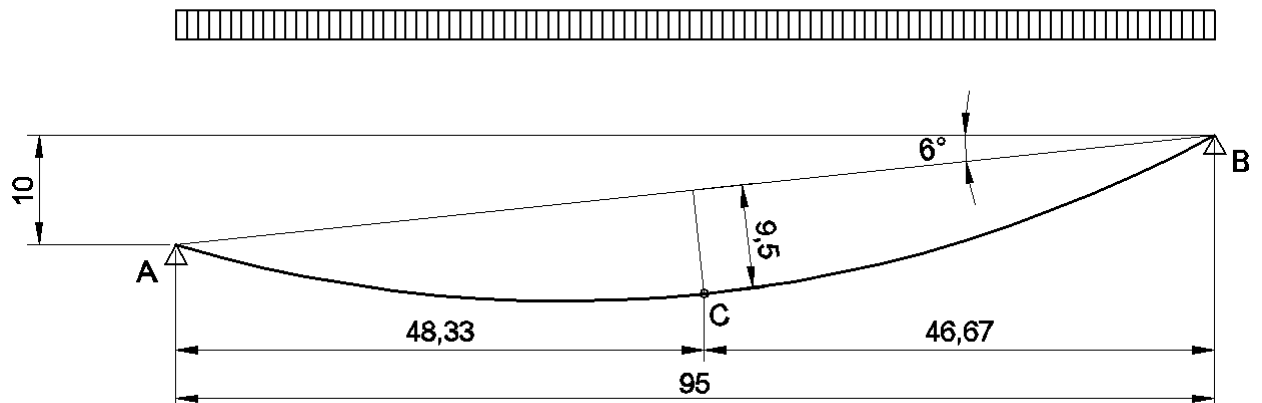
- Cubierta colgante pesada que cubre una luz libre de 95 metros. Su estructura está conformada por cables colocados cada 2 metros con apoyos a distinta altura. Completan la estructura dos vigas perimetrales de H°A° y apoyos cuya separación es de 10 metros.
- Datos generales:
Carga permanente + sobrecarga accidental sobre cubierta $q = 100 \text{ kg/m}^2$ proyección horizontal
Carga sobre cable $q_{\text{cable}} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg/m}$
Peso específico del H°A° = 2400 kg/m^3
Cables: datos en Tabla anexa



Esquema de la estructura de cubierta

SE PIDE:

- Calcular las reacciones de apoyo y determinar el esfuerzo máximo en cada uno de los cables. Calcular la sección necesaria utilizando la tabla provista.

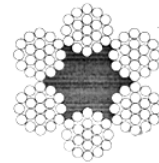
 $q = 200 \text{ kg/m}$ 

Geometría del cable

- Diseñar la viga de H°A° que recibe los cables dándole la inclinación α de manera que se cumpla que la resultante de las reacciones del cable sobre la viga y la fuerza del peso propio de la viga coincidan con el eje de simetría de la misma (se prefija una sección de ancho $b=0.50$ m y una altura $h=2.00$ m).
- Plantear el esquema de cargas y reacciones de la viga.
- Diseñar la geometría de los soportes y su fundación, teniendo en cuenta el estado de cargas permanente más sobrecarga de cubierta, peso propio de viga y soporte. Dibujar el esquema de cargas y reacciones sobre los soportes diseñados.

Tabla N° 1

Cable flexible
6 Cordones – 19 Alambres – 1 Alma textil



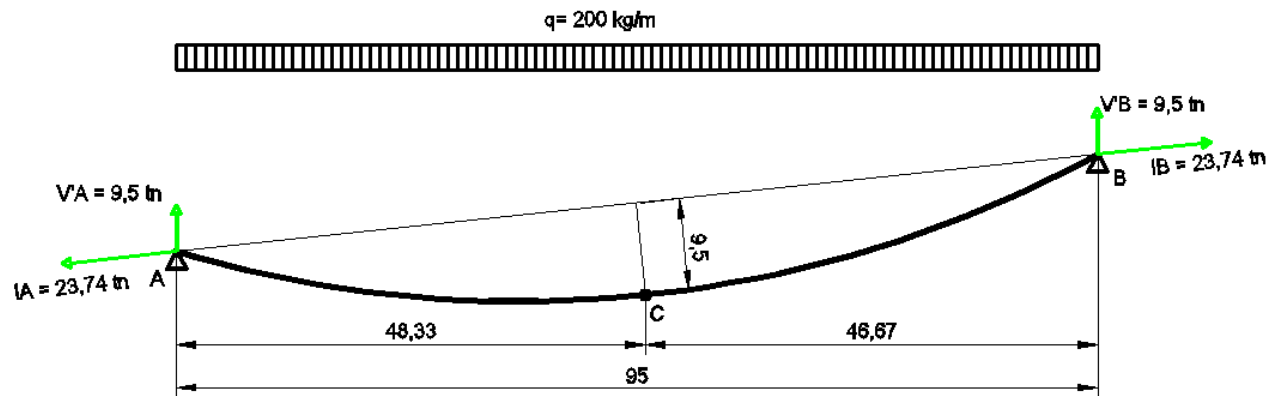
6 x 19 x 1

Diámetro del cable (mm.)	Peso aprox. (kg/m)	Cargas de rotura en kilogramos					
		110 kg/mm2	125 kg/mm2	140 kg/mm2	160 kg/mm2	175 kg/mm2	190 kg/mm2
4.76	0.011	1.000	1.040	1.280	1.460	1.600	1.740
6.00	0.135	1.570	1.780	2.000	2.280	2.500	2.710
6.35	0.150	1.720	1.960	2.190	2.510	2.740	2.980
7.00	0.177	2.070	2.360	2.640	3.020	3.300	3.590
8.00	0.236	2.750	3.130	3.510	4.010	4.380	4.760
9.00	0.300	2.540	4.020	4.500	5.150	5.630	6.110
9.53	0.340	3.900	4.430	4.970	5.680	6.210	6.740
11.00	0.450	5.230	5.950	6.660	7.610	8.330	9.040
12.00	0.530	6.290	7.150	8.000	8.150	10.010	10.860
12.70	0.580	6.770	7.700	8.620	9.850	10.780	11.700
14.00	0.690	7.970	9.060	10.150	11.600	12.680	13.770
16.00	0.915	10.840	12.320	12.800	15.770	17.250	18.730
17.00	1.000	11.910	13.530	15.160	17.320	18.950	20.570
19.00	1.310	15.370	17.470	19.570	22.360	24.460	26.560
21.00	1.620	18.300	21.930	24.570	24.080	30.710	33.340
22.00	1.780	20.700	23.520	26.340	30.110	32.930	35.750
24.00	2.170	25.210	28.650	32.080	36.670	40.110	43.540
25.40	2.320	26.800	30.460	34.110	38.990	42.640	46.300
27.00	2.740	31.900	36.250	40.600	46.400	50.750	55.100
28.00	2.930	33.700	38.300	42.890	49.020	53.620	56.210
29.00	3.050	35.550	40.400	45.240	51.710	56.560	61.400
31.00	3.560	41.380	47.020	52.660	60.190	65.830	71.470
32.00	3.730	43.430	49.360	55.780	63.180	69.100	75.030
34.00	4.280	49.850	56.650	63.440	72.510	79.310	86.100

RESOLUCION

- Cálculo de Reacciones de Apoyo

Como los apoyos están a distinta altura, vamos a considerar dos componentes de las reacciones para su cálculo: una vertical (V') y otra inclinada (I) en la dirección que corresponde a la línea que une los dos apoyos.



Utilizamos las ecuaciones de equilibrio de la estática para resolver:

- Componentes verticales V'_A y V'_B

$$\sum M_B = 0 \rightarrow 200 \times \frac{95^2}{2} - V'_A \times 95 = 0 \rightarrow V'_A = 9500 \text{ kg} = 9.5 \text{ tn}$$

$$\sum Y = 0 \rightarrow 200 \times 95 - V'_A - V'_B = 0 \rightarrow V'_B = 200 \times 95 - V'_A = 9500 \text{ kg}$$

- Componentes inclinadas I_A e I_B

$$M_{C_{izq}} = 0 \rightarrow -200 \times \frac{48.33^2}{2} + V'_A \times 48.33 + I_A \times 9.5 = 0$$

$$I_A = \frac{200 \times \frac{48.33^2}{2} - 9500 \times 48.33}{9.5} \rightarrow I_A = 2374.75 \text{ kg} = 23.74 \text{ tn}$$

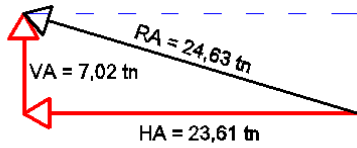
$$M_{C_{der}} = 0 \rightarrow 200 \times \frac{46.67^2}{2} - V'_B \times 46.67 - I_B \times 9.5 = 0$$

$$I_B = \frac{200 \times \frac{46.67^2}{2} - 9500 \times 46.67}{9.5} \rightarrow I_B = 2374.75 \text{ kg} = 23.74 \text{ tn}$$

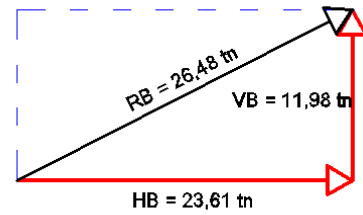
Podemos ahora obtener gráficamente el valor de las componentes vertical y horizontal de R_A y R_B .



Luego, por Pitágoras o gráficamente podemos calcular R_A y R_B .



$$R_A = \sqrt{7.02^2 + 23.61^2} = 24.63 \text{ tn}$$



$$R_B = \sqrt{11.98^2 + 23.61^2} = 26.48 \text{ tn}$$

- Solicitaciones
Esfuerzo máximo en el arranque del cable: **26.48tn.**
- Dimensionado del cable

Para el dimensionado se calcula la carga de rotura, impactando la sollicitación de servicio (26.48tn) con un coeficiente de seguridad.

$$P = 2 \times 26.48 = 52.96 \text{ tn}$$

$$P = 52960 \text{ kg}$$

Utilizamos la Tabla N°1 anexa, para un cable flexible 6 x 19 x 1, con una tensión de rotura de los alambres de 160 kg/mm^2 .

Tabla N° 1
Cable flexible
6 Cordones – 19 Alambres – 1 Alma textil



6 x 19 x 1

Diámetro del cable (mm.)	Peso aprox. (kg/m)	Cargas de rotura en kilogramos					
		110 kg/mm ²	125 kg/mm ²	140 kg/mm ²	160 kg/mm ²	175 kg/mm ²	190 kg/mm ²
24.00	2.170	25.210	28.650	32.080	36.670	40.110	43.540
25.40	2.320	26.800	30.460	34.110	38.990	42.640	46.300
27.00	2.740	31.900	36.250	40.600	46.400	50.750	55.100
28.00	2.930	33.700	38.300	42.890	49.020	53.620	56.210
29.00	3.050	35.550	40.400	45.240	51.710	56.560	61.400
31.00	3.300	41.300	47.020	52.000	60.190	65.830	71.470
32.00	3.730	43.430	49.360	55.780	63.180	69.100	75.030
34.00	4.280	49.850	56.650	63.440	72.510	79.310	86.100

Corresponde un cable flexible 6 x 19 x 1 de diámetro Ø 31mm.

Carga de Rotura: 60190kg > 52960kg.

- Diseño de la viga de H°A° que recibe los cables en el apoyo B.

Se diseña la viga dándole una inclinación $\alpha = 55^\circ$ de manera que la resultante de las acciones del cable sobre ella y de su peso propio coincidan con el eje de simetría de la sección.

La dirección se obtiene entonces de componer las fuerzas que equivalen al peso propio de la viga y a la acción del cable sobre ella.

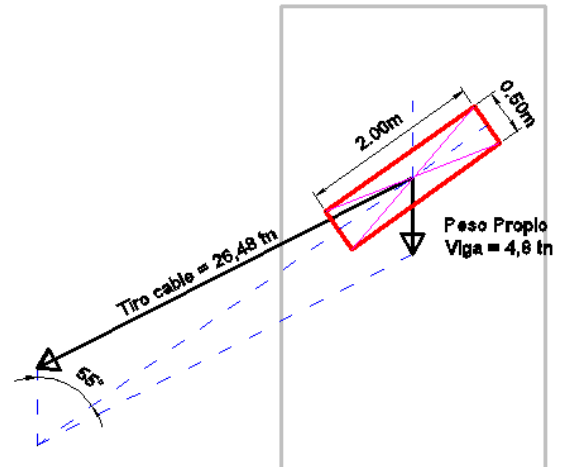
En primer lugar, conociendo la sección de la viga obtenemos el peso propio por metro lineal.

Sección de la viga: $0.50 \times 2.00 = 1.00 \text{ m}^2$

Peso Propio por metro: $1.00 \times 2.4 \times 1.00 = 2.4 \text{ tn/m}$.

Para realizar la composición de fuerzas debemos considerar el área de influencia, ya que si los cables están cada 2 metros debemos calcular el peso de 2 metros de viga.

P viga (c/2m): $2.4 \text{ tn/m} \times 2 \text{ m} = 4.8 \text{ tn}$



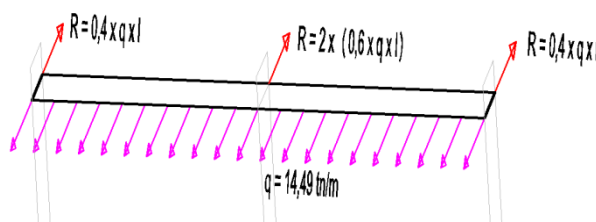
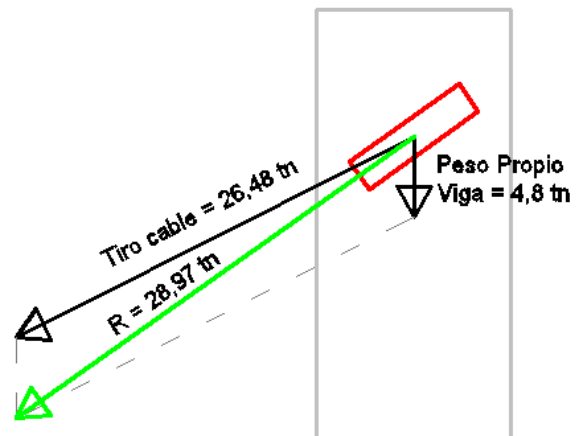
- Esquema de cargas y reacciones de la viga.

La carga resultante para un área de influencia de 2 metros es de: $R = 28.97 \text{ tn}$

Entonces la carga resultante por metro sobre la viga será:

$q_{\text{viga}} = 28.97 / 2 = 14.49 \text{ kg/m}$

Se plantea el esquema de cargas para la viga considerándola como viga continua de dos tramos.



Para el cálculo de reacciones se puede utilizar el método aproximado de áreas de influencia considerando la continuidad.

- Diseño de los soportes y su fundación.

- Alternativa 1. Soporte en ménsula empotrada en la base.

En primera instancia calculamos las reacciones de la viga que serán acciones sobre el soporte.

Apoyo central, por áreas de influencia

$R = 2 \times (0.6 \times 14.49 \text{ tn/m} \times 10 \text{ m}) = 173.88 \text{ tn}$.

Sección del soporte: 3.50 x 1.00 m. Altura del soporte: 25 m.
Peso propio soporte: $4.00 \times 1.00 \times 25 \times 2.4 = 240$ tn

Se define una base excéntrica para garantizar que la resultante de las fuerzas actuantes caiga dentro de la base.

Dimensiones base 12.00 x 2.50 x 2.00

Peso propio base: $14.00 \times 2.50 \times 3.00 \times 2.4 = 252$ tn

El momento de fuerzas respecto al centro de la base será:

$$M_C = 141.8 \times 24.25 - 100.7 \times 5.00 - 240 \times 5.00 = 1735.15 \text{ tm}$$

$$N = 100.70 + 240 + 252 = 592.70 \text{ tn}$$

$$\text{Excentricidad } e = \frac{M}{N} = \frac{1735.15}{592.70} = 2.93 \text{ m} < 1/3$$

La resultante de fuerzas cae dentro del tercio central, la base está comprimida.

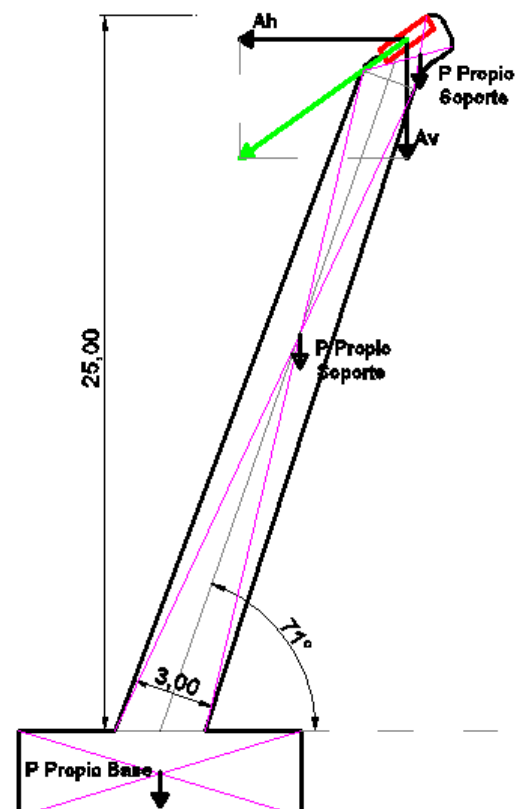
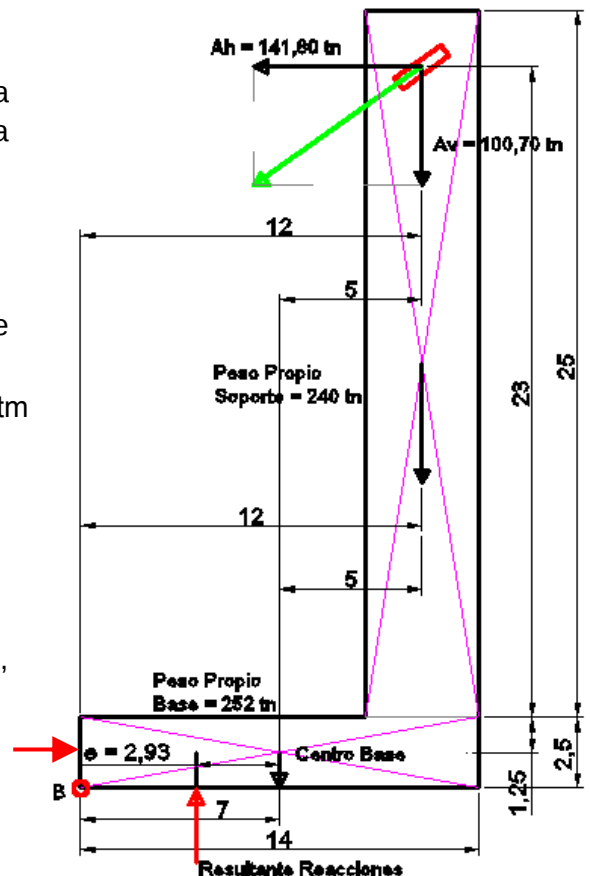
Verificación de la estabilidad al vuelco del soporte

$$M_{\text{vuelco}} = 141.8 \text{ tn} \times 25.5 = 3615.90 \text{ tm}$$

$$M_{\text{estabiliz}} = 100.70 \times 12 + 240 \times 12 + 252 \times 7 = 5852.4 \text{ tm}$$

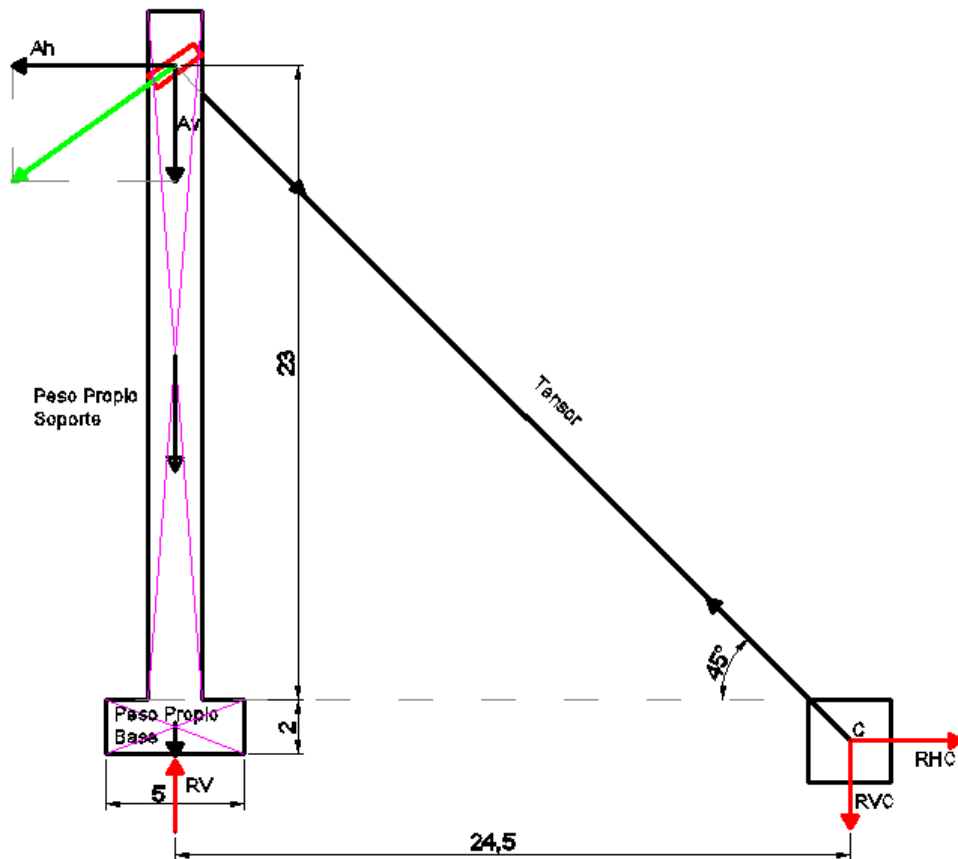
El coeficiente de seguridad al vuelco debe ser ≥ 1.5 :

$$\text{Coef}_{\text{seg}} = \frac{M_{\text{estabiliz}}}{M_{\text{vuelco}}} = \frac{5852.4}{3615.90} = 1.6 > 1.5 \text{ VERIFICA}$$



Para optimizar el comportamiento del soporte, podríamos darle una inclinación de manera que el Momento estabilizante aumente, sin aumentar significativamente el volumen de hormigón utilizado.

- Alternativa 2. Soporte conformado por elementos a compresión (mástil) y a tracción (vientos o tensores).



En esta solución estructural las fuerzas aplicadas se transfieren a las fundaciones generando solicitaciones de compresión en el mástil y de tracción en el tensor. Las reacciones de apoyo se pueden calcular aplicando las ecuaciones de equilibrio.

- Alternativa 3. Soporte reticulado

Se diseña un apoyo conformado por un reticulado que permite transferir las cargas a terreno mediante esfuerzos axiales de tracción y compresión en las barras. Esta alternativa permite aprovechar algunos espacios intermedios para paso de instalaciones o, según el diseño para circulaciones o espacios destinados a diferentes actividades.

El reticulado se comporta como una ménsula empotrada en la base, el tiro del cable genera un momento de vuelco que será equilibrado en la base por fundaciones de compresión y de tracción.

