



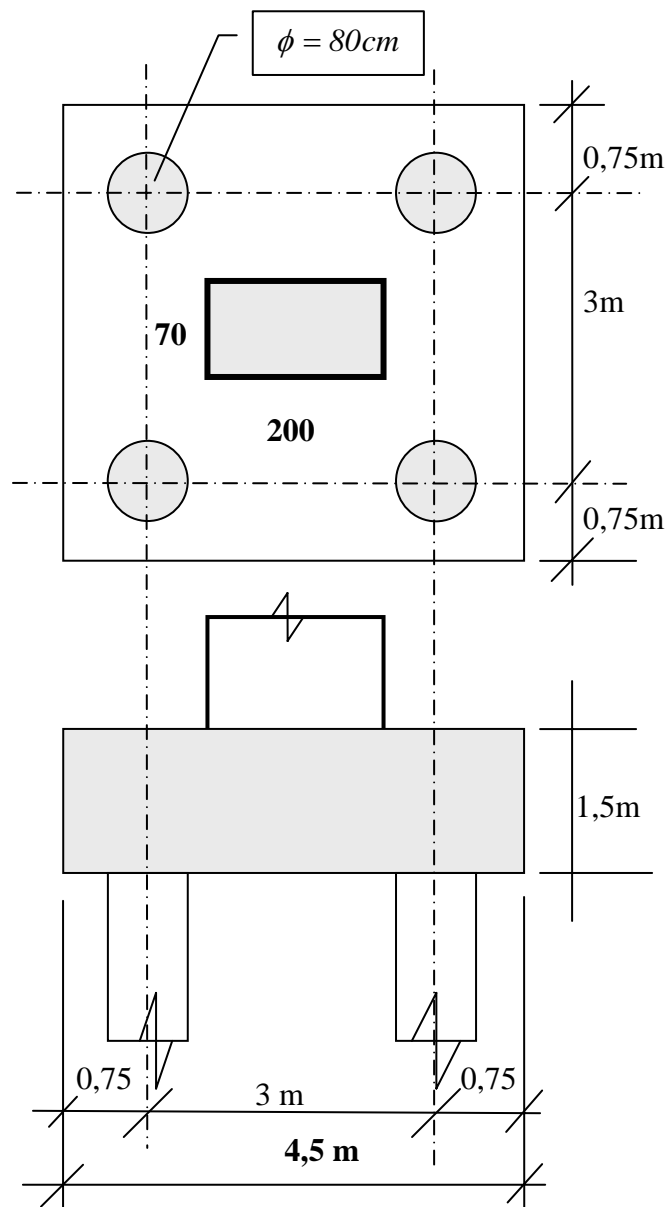
Método Biela \times Tirante

Parte 1

Apresentamos, de modo bem detalhado, parte do trabalho:

- “*Pile Cap subjected to Vertical Forces and Moments*”. Autor: Michael Pötl
- IABSE WORKSHOP New Delhi 1993 - *The Design of Structural Concrete*
- Editor: Jörg Schlaich – University of Stuttgart - Germany.

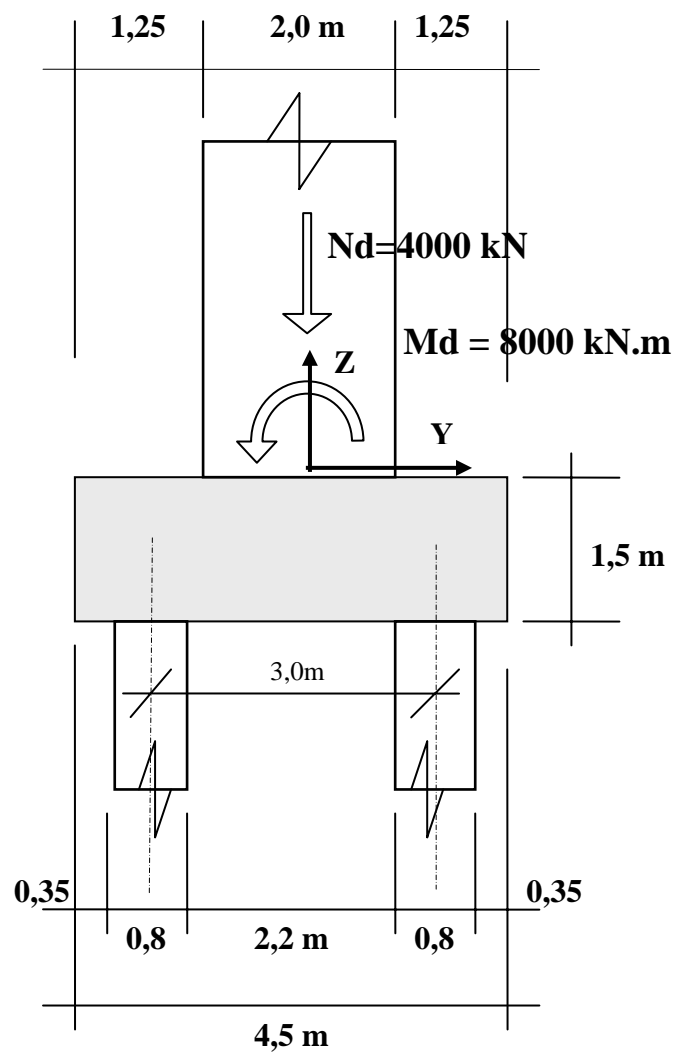
Introdução de Carga - Modelo Biela – Tirante





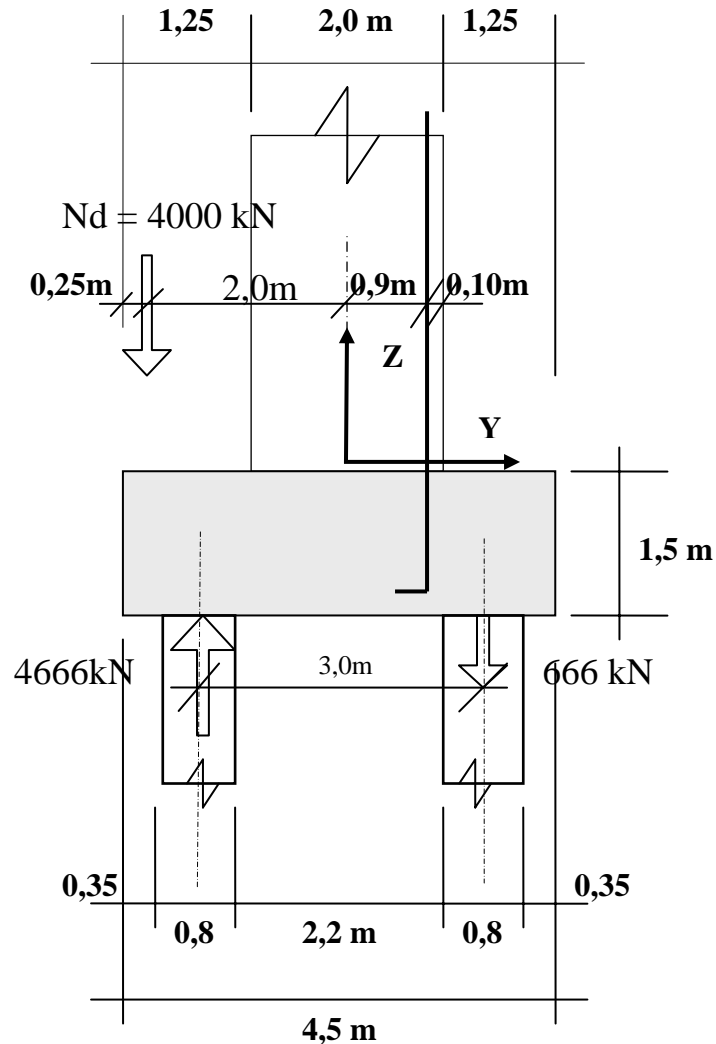
Introdução de Carga - Modelo Biela – Tirante

Esforços já majorados pelos coeficientes de majoração de cargas.





Reações de apoio



Posição da força resultante que atua no bloco

$$N_d = 1,35 N_g + 1,50 N_p = 4000 \text{ kN} ;$$

$$M_d = 1,35 M_g + 1,50 M_p = 8000 \text{ kN.m}$$

Reações nas estacas :

$$R_{Ad} = \left(\frac{N_d(\text{kN})}{2} \pm \frac{M_d(\text{kN.m})}{3,0\text{m}} \right) = \left(\frac{4000}{2} \pm \frac{8000}{3,0} \right)$$

$$R_{A_d} = 4666 \text{ kN} \quad \text{compressão}$$

$$R_{B_d} = -666 \text{ kN} \quad \text{tração}$$



Dimensionamento do Pilar

Concreto : f_{ck} 25 MPa

Aço CA 50 : f_{yk} =500MPa

M_d em relação ao centro da armadura :

$$M_d = 8000\text{kN.m} + 4000\text{kN} \times (1,0 \text{ m} - 0,10 \text{ m}) = 11600 \text{ kN.m}$$

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{11600 \text{ (kN.m)}}{(0,7) \times (1,90)^2 \times \left(\frac{25000}{1,4}\right)} = 0,257 = k_{md} \text{ limite para CA50B}$$

Usando o bloco retangular de tensões na zona comprimida “ x ”, segundo a norma NBR 6118, obtemos a equação de equilíbrio a momentos:

$$(b \times 0,8x) \times (0,85 f_{cd}) \times (d - 0,4x) = M_d$$

$$0,68 \times \frac{x}{d} \times \left(1 - 0,4 \frac{x}{d}\right) = \left(\frac{M_d}{b d^2 f_{cd}}\right) = 0,257$$

Resolvendo a equação :

$$kx = \frac{x}{d} = 0,464 ; \quad x = 0,464 \times 190\text{cm} = 88,2\text{cm}$$

$$y = 0,8x = 0,8 \times 88,2 \text{ cm} = 71 \text{ cm}$$

$$kz = (1 - 0,4 \times kz) = 0,81 ; \quad z = 0,81 \times 190 = 154\text{cm}$$

Compressão :

$$R_{cd} = \frac{11600\text{kN.m}}{1,54\text{m}} = 7532 \text{ kN}$$

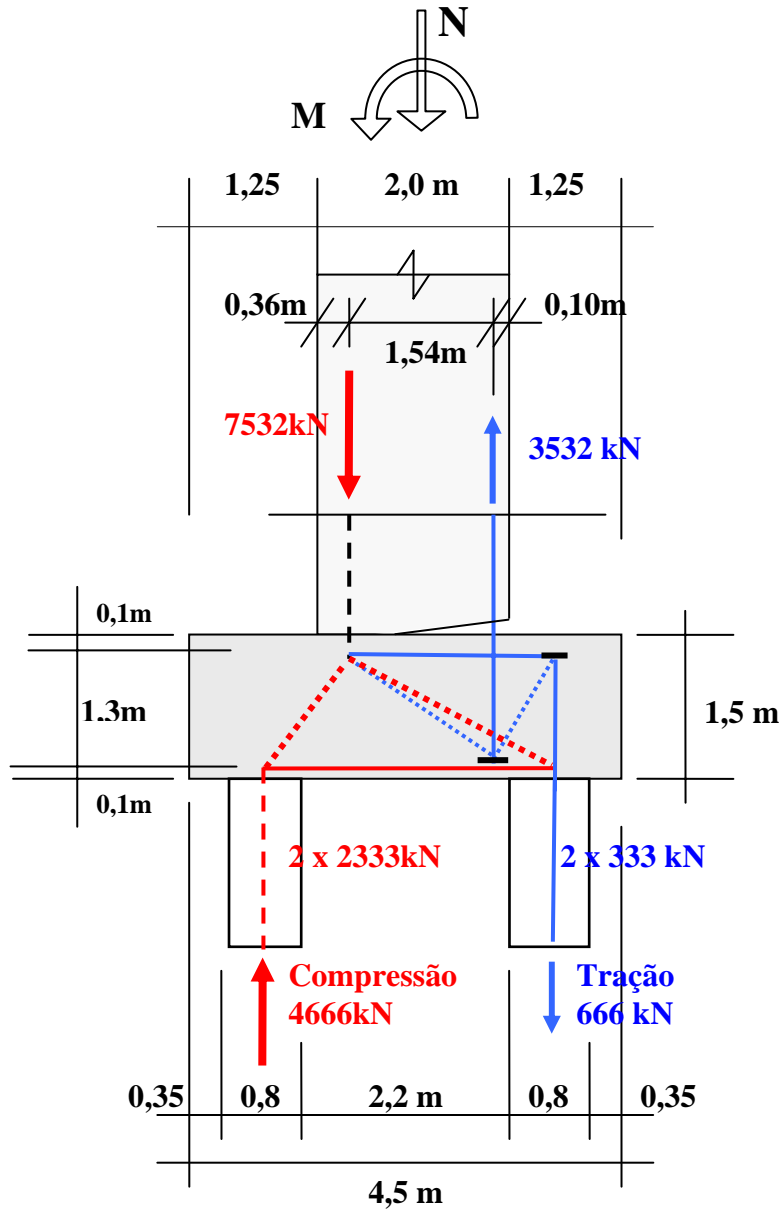
Tração :

$$R_{td} = 7532\text{kN} - 4000 \text{ kN} = 3532 \text{ kN}$$

$$\text{Armadura : } A_s = \frac{R_{td}}{f_{yd}} = \frac{3532\text{kN}}{\left(\frac{50 \text{ (kN/cm}^2)}{1,15}\right)} = 81,2\text{cm}^2 \text{ CA50 B / pilar}$$



Modelo Biela – Tirante - Modelo 1
→ *Será detalhado* ←



----- Compressão

————— Tração



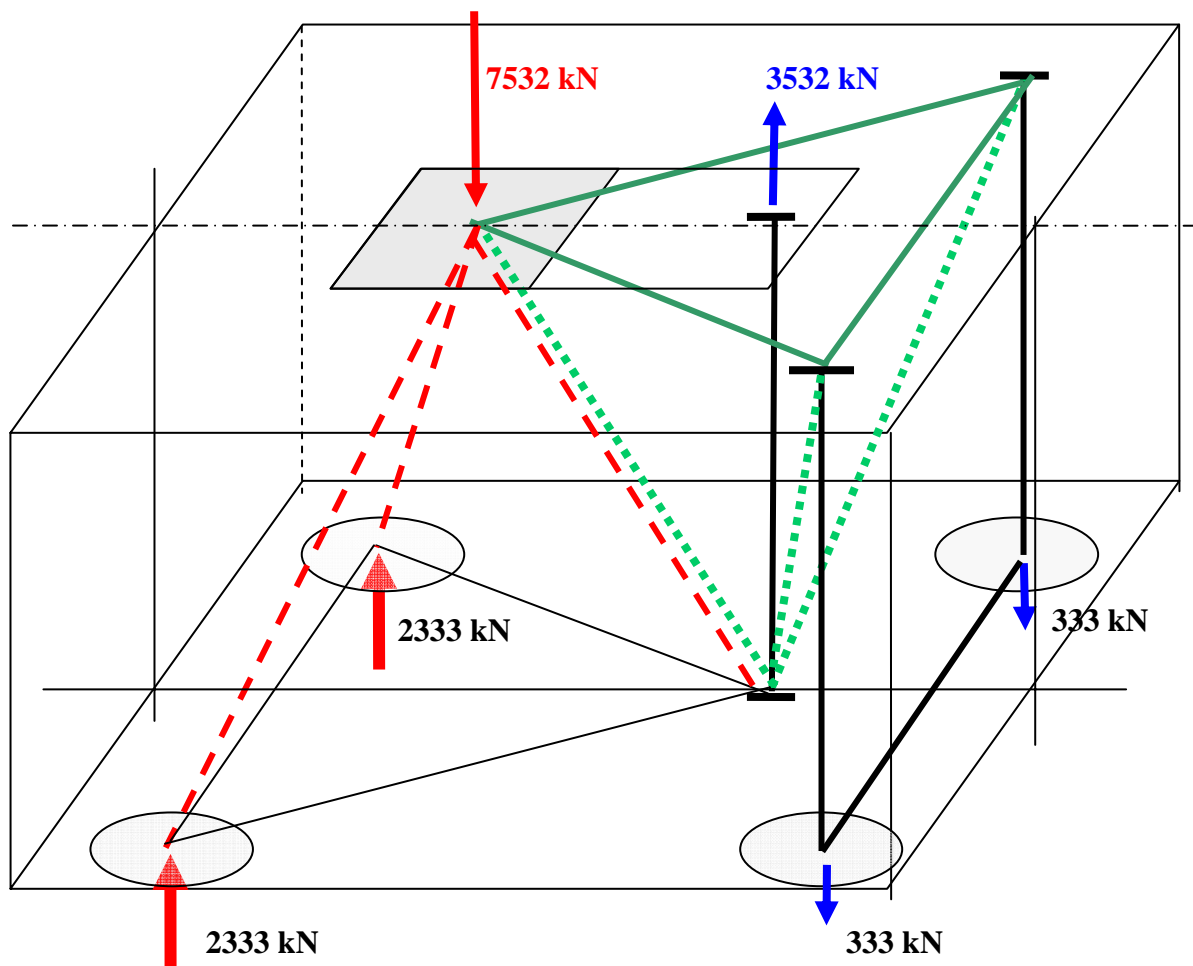
As armaduras de tração do pilar e as armaduras de tração das estacas foram supostas com ancoragem mecânica nas extremidades, isto é placas de ancoragens.

Caso essas placas de ancoragem não sejam colocadas, a altura do bloco deverá ser aumentada de um comprimento de ancoragem, para cima e para baixo. Isto é, o aumento total da altura do bloco deve ser de $2 \times L_{\text{ancoragem}}$ do ferro.

Caso contrário, os cálculos apresentados adiante devem ser refeitos, considerando-se as bielas de compressão dirigidas para o ponto central do comprimento de ancoragem dos ferros tracionados.

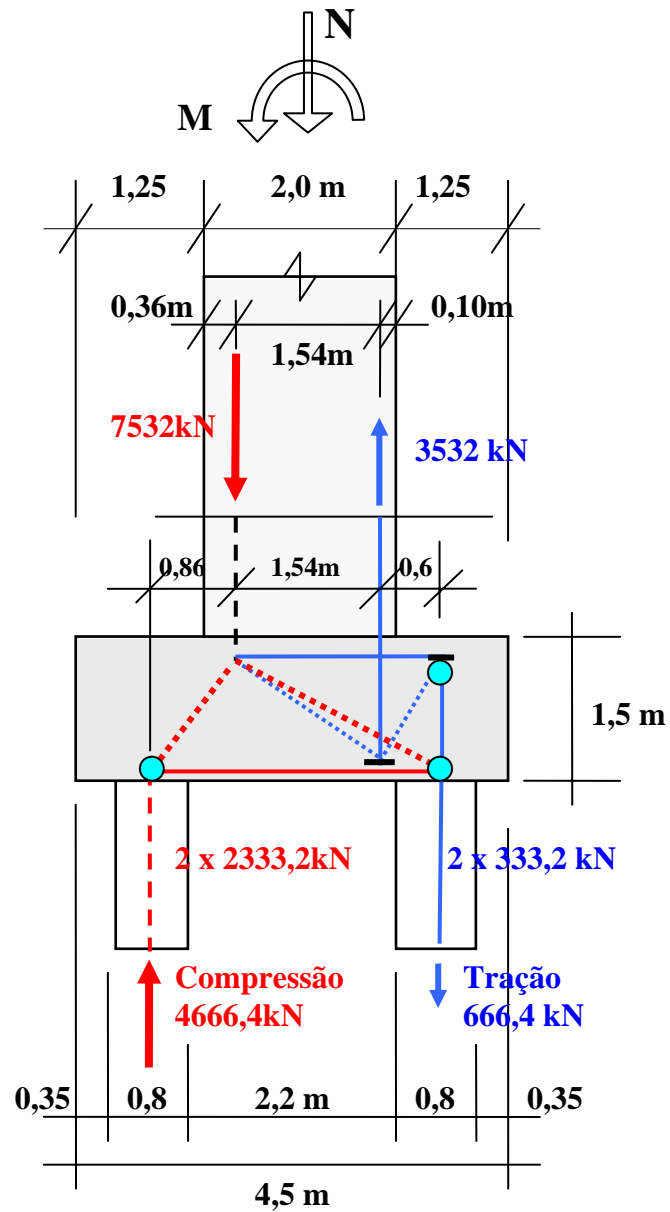
Modelo Biela –Tirante – Modelo 2

→ *Não será detalhado* ←





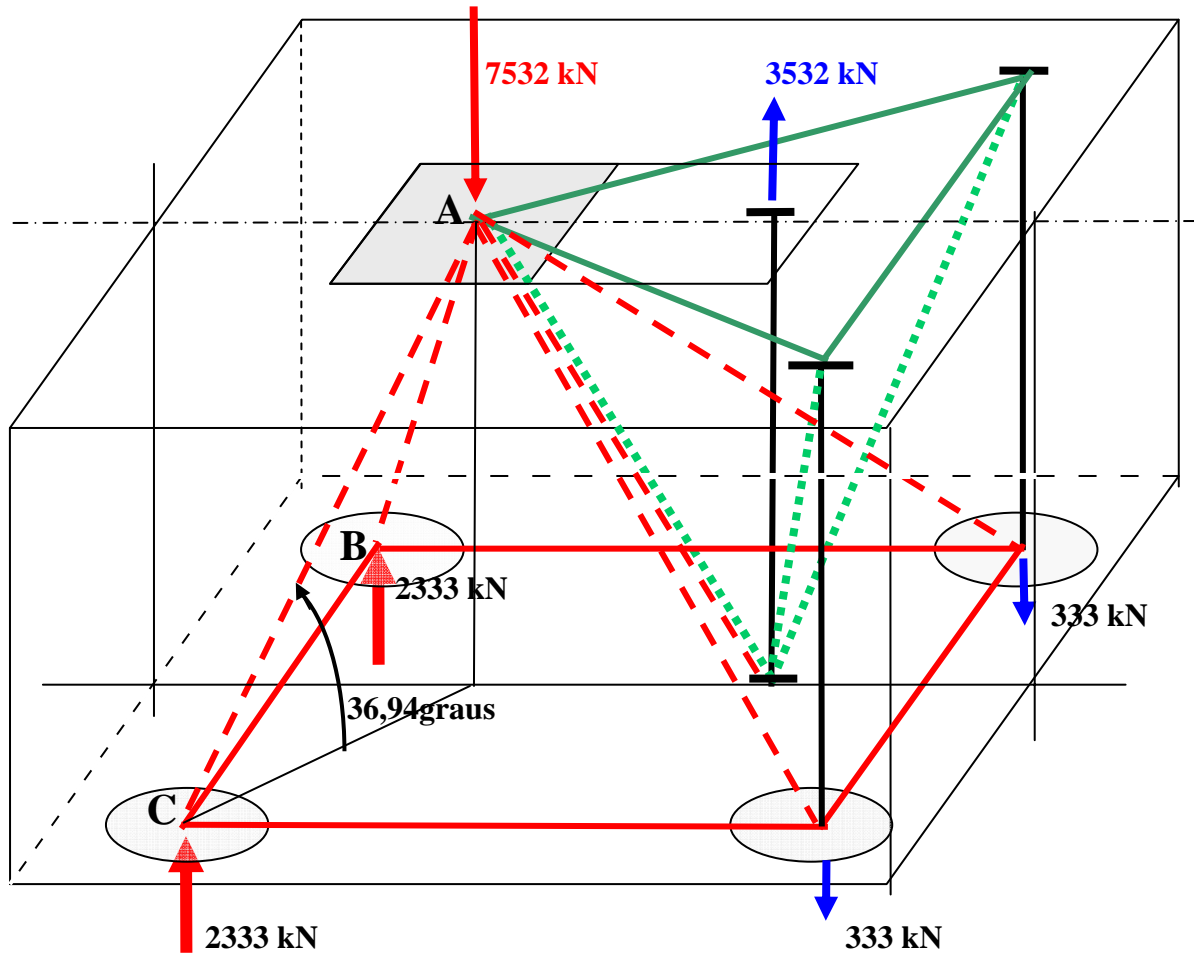
Modelo Biela – Tirante – Modelo 1



- Compressão
- Tração
- Tração normal ao plano da figura

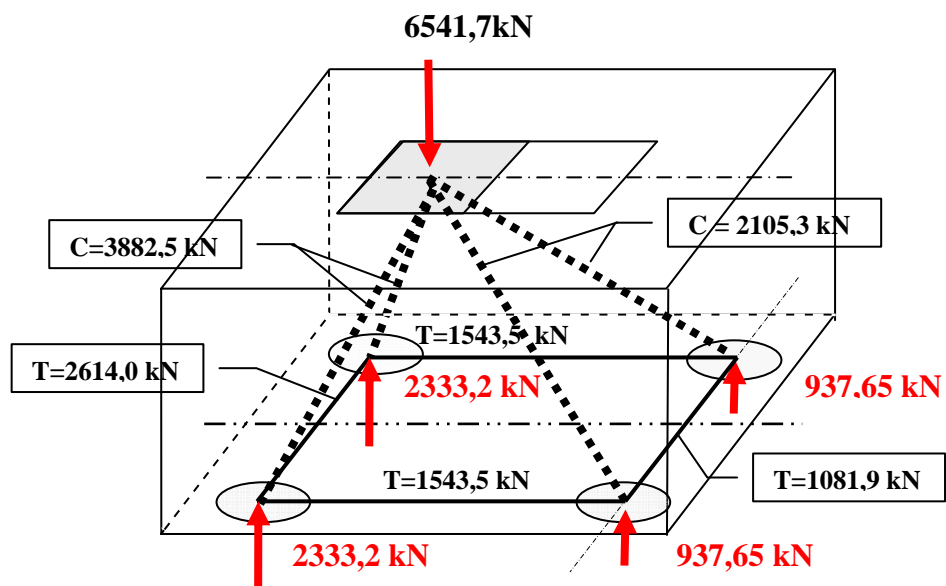
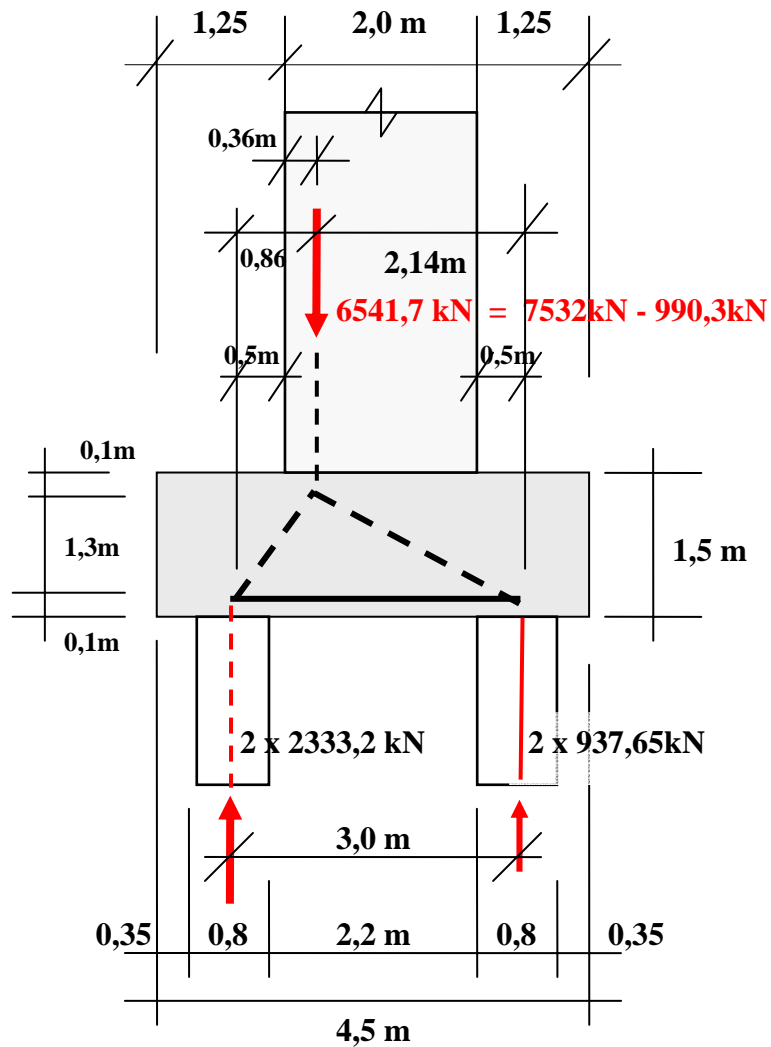


Modelo Biela –Tirante - Modelo 1



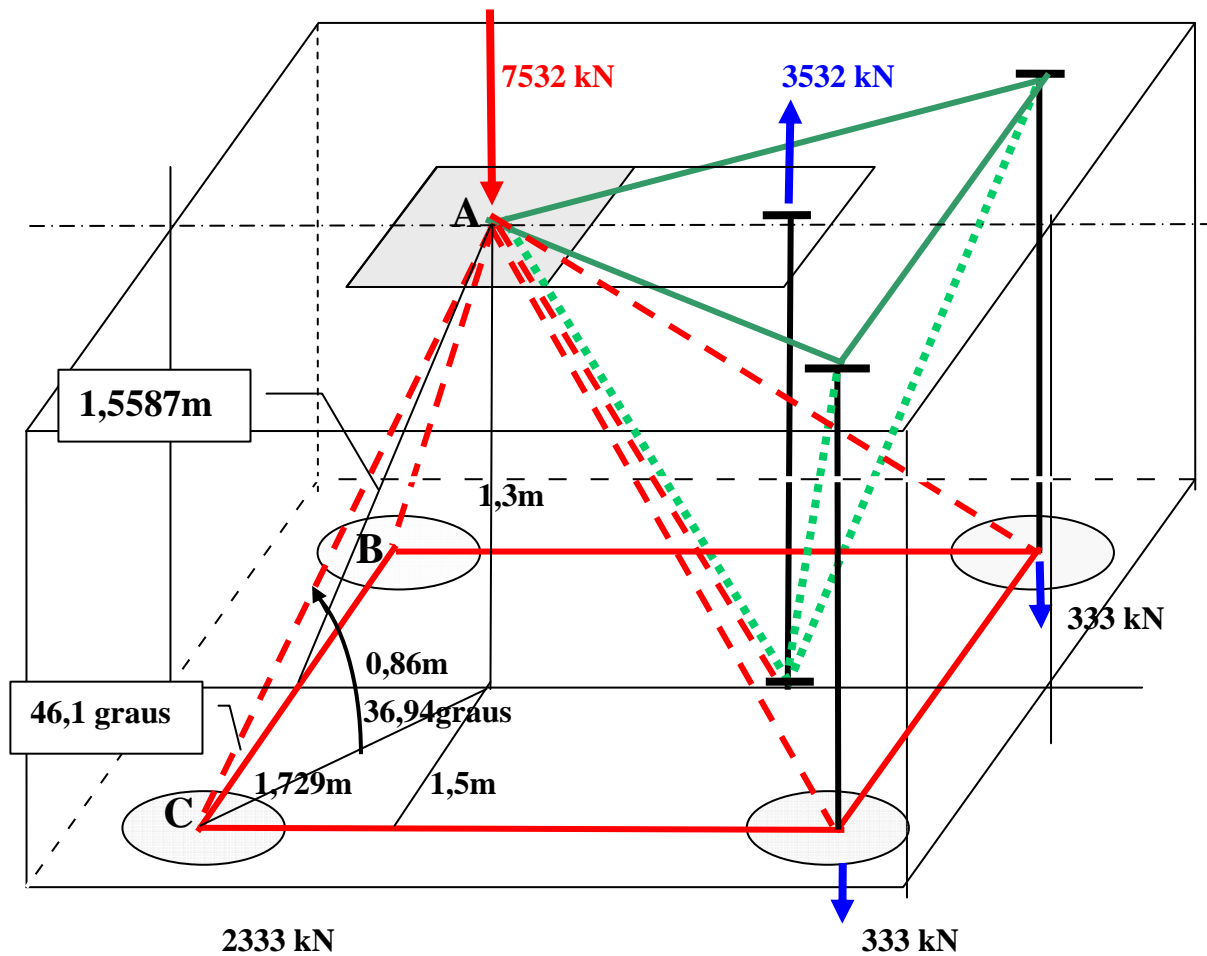


Modelo Biela – Tirante





Verificação das tensões nas bielas comprimidas.



1. Na extremidade da biela junto ao topo das estacas mais carregadas :

$$\sigma_{\text{biela}}^d = \frac{R_d}{A_{\text{estaca}}} \times \frac{1}{(\text{sen } \alpha)^2} = \frac{2333,2\text{kN}}{\frac{\pi \times (0,8\text{m})^2}{4}} \times \frac{1}{(\text{sen } 36,94)^2} =$$
$$= 4644,1 \times \frac{1}{(0,601)^2} = 12858 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

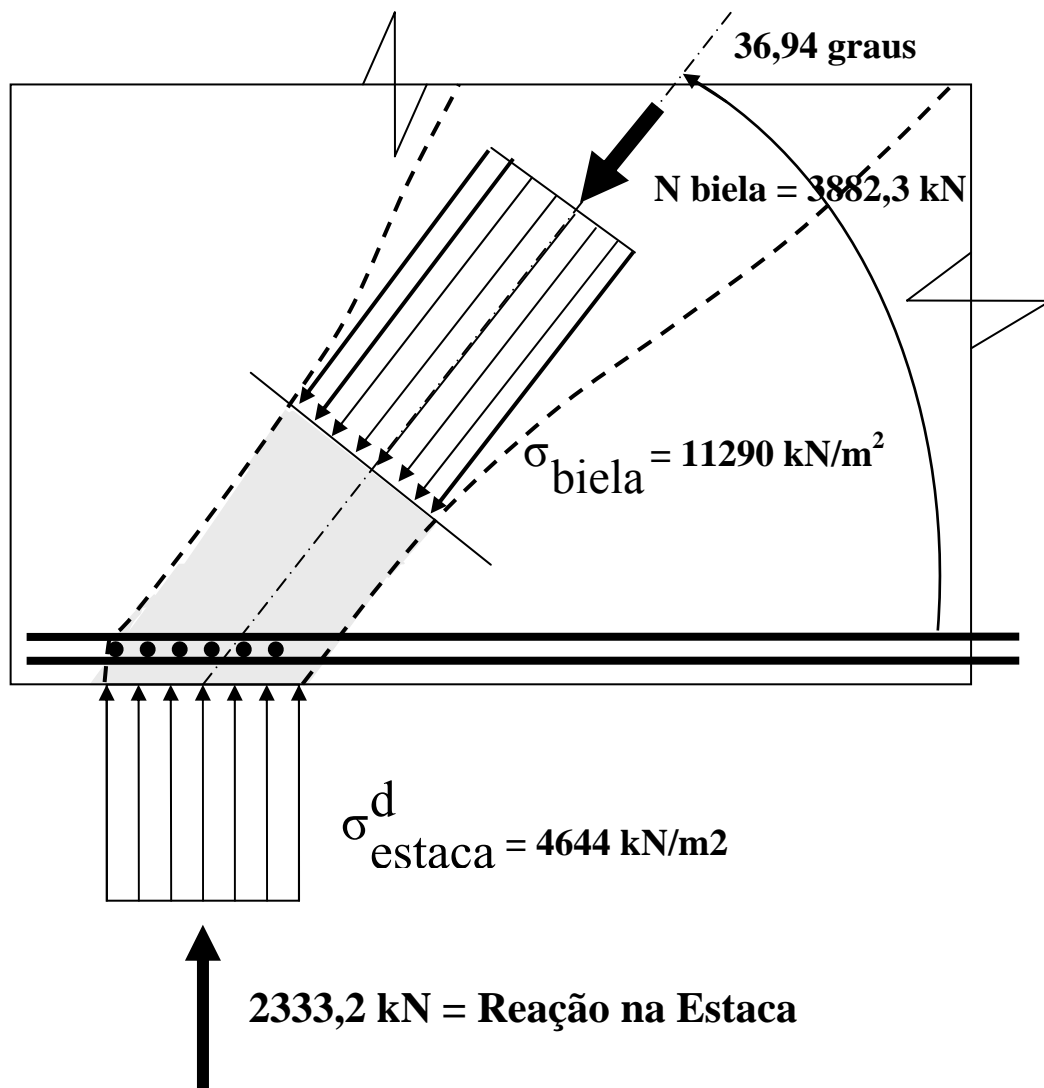


Limites:

Apoio extremo direto com armadura ancorada. (Ver Tabela 1 adiante)

$$\sigma_{biela}^d = 12858 \leq 0,85 f_{cd} = 0,85 \times \frac{25000}{1,5} = 14167 \left(\text{kN/m}^2 \right) - \text{Prof. Jorg Schlaich OK}$$

$$\sigma_{biela} = 12858 \leq 0,75 f_{cd} = 0,75 \times \frac{25000}{1,4} = 13393 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) - \text{E.Thomaz OK}$$



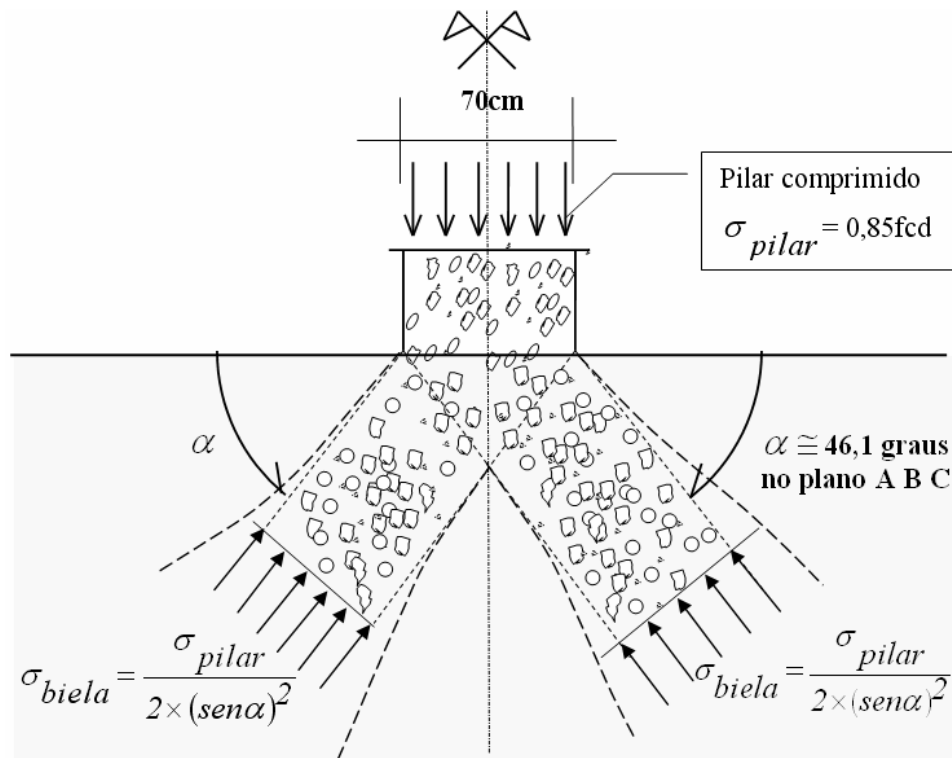
Observação :

$$N_{biela} = \frac{N_{estaca}}{\text{sen}\alpha} ; \text{Área da biela} = \text{Área estaca} \times \text{sen}\alpha$$

$$\text{Tensão na biela} = \frac{\left(\frac{N_{estaca}}{\text{sen}\alpha} \right)}{\text{Área estaca} \times \text{sen}\alpha} = \frac{N_{estaca}}{\text{Área estaca}} \times \frac{1}{(\text{sen}\alpha)^2} = \frac{\text{Tensão estaca}}{(\text{sen}\alpha)^2}$$



2. Extremidade da biela junto à zona comprimida da base do pilar:



No plano ABC, na página 12, contendo as duas bielas extremas, o ângulo de inclinação das bielas vale 46,1 graus.

A tensão normal no pilar, nesse plano inclinado, é sempre menor que 0,85 fcd .

De modo simplificado e a favor da segurança, podemos sempre verificar as bielas usando a tensão de 0,85 fcd na zona comprimida “x” do pilar fletido, qualquer que seja o plano em estudo.

No caso de 2 bielas :

$$\sigma_{biela}^d \cong \frac{\sigma_{pilar}}{2 \times (\text{sen} \alpha)^2} = \frac{0,85 fcd}{2 \times (\text{sen} 46,1)^2} = \frac{0,85 \times fcd}{2 \times (0,72)^2} = 0,82 fcd < 1,0 fcd \text{ OK}$$

Observação :

No caso de “n” bielas, igualmente carregadas, chegando na zona comprimida do pilar fletido o critério que proponho é :

$$\sigma_{biela}^d \cong \frac{\sigma_{pilar}^d}{n \times (\text{sen} \alpha)^2} \cong \frac{0,85 fcd}{n \times (\text{sen} \alpha)^2} < 1,0 fcd$$



O modelo de **Bielas × Tirantes** já é usado há muito tempo no dimensionamento de blocos sobre estacas.

Em 1967, foram publicados os resultados de ensaios de 116 blocos sobre estacas, carregados até à ruptura.

Esses ensaios foram executados no CEREBTP, “Centre Experimental de Recherches et d’Études du Batiment et des Travaux Publics”, em Paris.

A avaliação desses ensaios foi feita usando o modelo Biela × Tirante.

Ver o trabalho de J. Blévoit et R. Freémy - “Semelles en Béton Armé Sur Pieux” - Revista : SOLS ET FONDATIONS 57 – No 230 Février 1967 e Annales de l’ITBTP - Février 1967

Foram ensaiados modelos reduzidos e blocos em tamanho real.

Modelos reduzidos de blocos nas escalas (1:2) e (1:3), com carga na estaca até 100 ton.

- 51 blocos com 4 estacas,
- 37 blocos com 3 estacas,
- 6 blocos com 2 estacas

Modelos em tamanho real (1:1) com carga na estaca até 300 ton.

- 8 blocos com 4 estacas,
- 8 blocos com 3 estacas,
- 6 blocos com 2 estacas

Com base nesses ensaios, J. Blévoit propôs os seguintes critérios para projetar um bloco de estacas:

- A inclinação das bielas deve estar entre 40 graus e 55 graus, em relação à horizontal.
- As tensões limites nas bielas comprimidas, que partem do topo das estacas, devem ser:

- Bloco de 2 estacas : $\sigma d_{biela} \leq 0,60 fcd$

- Bloco de 3 estacas : $\sigma d_{biela} \leq 0,75 fcd$

- Bloco de 2 estacas : $\sigma d_{biela} \leq 0,90 fcd$

Essas tensões limites são semelhantes às propostas por J. Schlaich e adotadas pela norma alemã DIN 1045, como mostrado na tabela a seguir.



Dimensionamento dos Nós em Modelos de Treliça

Tensões limites para a tensão de compressão nas bielas de concreto comparadas com os limites da norma alemã DIN 1045 e com os ensaios de J. Blévoit.

As tensões limites de compressão nos nós das Bielas de concreto podem ser obtidas da tabela abaixo, sendo função do tipo de apoio (direto ou indireto) e da existência ou não de barras tracionadas, sendo ancoradas no nó.

Tabela 1

Tensões limites nas bielas – Prof. Eduardo Thomaz			
APOIOS EXTREMOS		APOIOS INTERNOS	
DIRETO	INDIRETO	DIRETO	INDIRETO
		SUSPENSÃO	
0,75 fcd	0,60 fcd	1,00 fcd	0,60 fcd

0,80 fcd	0,80 fcd	1,10 fcd C50/60 1,00 fcd C55/67	-
DIN 1045 /2000 item 10.6.3			

0,60 fcd	Bielas em blocos com 2 estacas
0,75 fcd	Bielas em blocos com 3 estacas
0,90 fcd	Bielas em blocos com 4 estacas
J. Blévoit : “ Semelles en Béton Armé Sur Pieux ” - 1967	