

# VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NODAIS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS

R. K. Q. Souza<sup>1</sup>, B. C. S. Lopes<sup>2</sup>, T. R. Ferreira<sup>3</sup>, R. G. Delalibera<sup>4</sup>

Engenharia Civil – Campus Calão

<sup>1</sup>. [rhuankarlo@hotmail.com](mailto:rhuankarlo@hotmail.com); <sup>2</sup>. [bcs\\_90@hotmail.com](mailto:bcs_90@hotmail.com); <sup>3</sup>. [tobias.trf@hotmail.com](mailto:tobias.trf@hotmail.com);

<sup>4</sup>. [delalibera@pq.cnpq.br](mailto:delalibera@pq.cnpq.br).

## 1. Introdução

Têm-se nas edificações inúmeras ações permanentes e variáveis, que provocam reações nas fundações e que devem ser transmitidas ao solo. Em função da capacidade resistente do solo, adotam-se fundações rasas ou profundas.

As estacas são elementos estruturais esbeltos que são cravadas ou escavadas no solo e tem por finalidade, transmitir as ações para o solo, seja pela resistência sob sua extremidade inferior (resistência de ponta), ou pela sua resistência ao longo do fuste (atrito lateral) ou pela combinação dos dois, ALONSO (1983).

Dentre as estacas existentes no mercado, encontram-se as Madeira, Aço, Metal e Concreto. Ainda podem ser pré- moldas (de concreto, aço e madeira) ou moldadas no local (Franki, Strauss, Escavadas com trada helicoidal, Hélice contínua monitoria, ômega, etc.). Cada uma destas estacas possui dimensões de diâmetros específicos e os comprimentos do fuste são definidos em função da intensidade da ação a ser transferida para o solo.

Após ser escolhido o tipo de estaca a ser utilizado e verificar a carga admissível pela mesma, calcula-se a quantidade de estacas necessárias em um bloco de coroamento por meio da equação:

Revisado pelo orientador.

<sup>1</sup> Orientando: Rhuan Karlo de Queiroz Souza, graduando do curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Campus Catalão, [rhuankarlo@hotmail.com](mailto:rhuankarlo@hotmail.com) ;

<sup>2</sup> Co-autora: Bárbara Crysthine de Sousa Lopes, graduando do curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Campus Catalão, [bcs\\_90@hotmail.com](mailto:bcs_90@hotmail.com) ;

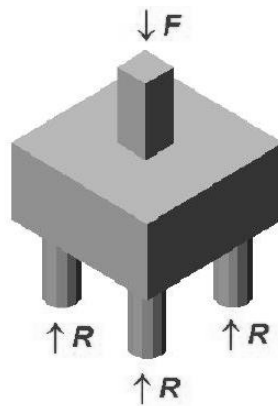
<sup>3</sup> Co-autor: Tobias Ribeiro Ferreira, graduando do curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Campus Catalão, [tobias.trf@hotmail.com](mailto:tobias.trf@hotmail.com) ;

<sup>4</sup> Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera Professor do curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Campus Catalão, [delalibera@pq.cnpq.br](mailto:delalibera@pq.cnpq.br)  
Endereço: Avenida Dr. Lamartine Pinto de Avelar nº 1120, Setor Universitário, 75.704-020, departamento de Engenharia Civil.

$$N.º \text{ de estacas} = \frac{\text{carga do pilar}}{\text{carga admissível da estaca}}$$

A expressão anterior é válida somente se o centro de carga coincidir com o centro geométrico do estaqueamento e, se as estacas utilizadas forem do mesmo tipo. Este sistema de fundação é utilizado em regiões que o solo não apresenta resistência superficial suficiente para absorver os esforços oriundos da superestrutura. Logo, surge a necessidade de construir blocos de coroamento para que estes esforços sejam distribuídos para as estacas.

Os blocos são estruturas tridimensionais o que torna seu funcionamento complexo.

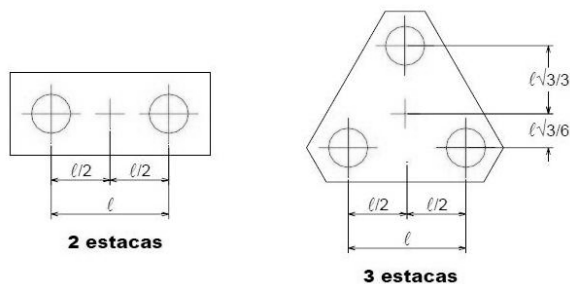


**Figura 1: Bloco de coroamento sobre quatro estacas**

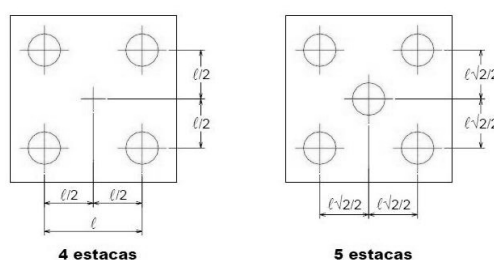
A distribuição das estacas no bloco de coroamento é feita de maneira que vise economia, sendo assim, limita-se o número de seis estacas para cada pilar. Os blocos com mais de seis estacas, para edifícios correntes, são eventuais e apresentam alto custo de execução.

A distribuição da quantidade de estacas por pilar pode ser feita de formas diferentes. Se o bloco for para apenas uma estaca, está ficará no centro do bloco, coincidindo seu centro de carga com o centro de carga do pilar. Caso sejam duas estacas, a distribuição é linear no bloco. No caso de blocos com três estacas, a distribuição poderá ser linear ou triangular. Para quatro estacas tem distribuição linear, quadrada ou

retangular, além de outras distribuições para outros números de estacas. Algumas distribuições estão apresentadas na figura 02 e 03



**Figura 2: Blocos sobre duas e três estacas.**



**Figura 3: Blocos sobre três e quatro estacas.**

O método que normalmente é utilizado para o cálculo do estaqueamento, é o método da superposição dos efeitos. Este calcula a ação em cada estaca somando-se os efeitos da ação vertical e dos momentos fletores (ações oriundas da superestrutura). Contudo, este método apresenta resultados satisfatórios, quando as estacas apresentam grandes comprimentos e são apoiadas em substratos não muito rígidos, DELALIBERA (2006).

Embora a análise não-linear ofereça maior precisão dos resultados, em função da consideração da perda de resistência do bloco, oriunda da fissuração do concreto e do escoamento das barras de aço da armadura, a análise elástico-linear permite quantificar parâmetros para o dimensionamento deste elemento estrutural.

## 2. Objetivo

O objetivo desse trabalho é elaborar uma rotina computacional (planilha eletrônica) para o cálculo e verificação das tensões nodais inferior (interface pilar-bloco), superior (interface bloco-estaca) e fendilhamento perpendicular a biela (entende-se por biela o fluxo das tensões de compressão existentes no interior do bloco) dos blocos de coroamento sobre uma, duas, três, quatro, cinco e seis estacas, verificando a influência do tipo de estaca, de

seu diâmetro e considerando a existência substrato não muito rígido e estacas de grande comprimento. Optou-se em analisar blocos de até seis estacas, pois, para edifícios correntes os blocos com mais de seis estacas são excepcionais e tornam-se antieconômicos.

Este trabalho é o segundo de uma série de três trabalhos, que estão sendo desenvolvidos por outras pesquisas de iniciação científica. Além do cálculo das tensões nas regiões nodais (desenvolvido neste trabalho), também serão elaborados rotinas computacionais para o cálculo da quantidade de armadura necessária para os blocos sobre estacas e, para o cálculo da quantidade necessária de estacas por pilar e suas respectivas reações.

A planilha eletrônica será disponibilizada para o meio técnico e científico, por meio do sítio eletrônico do curso de engenharia civil do campus Catalão, da Universidade Federal de Goiás.

### **3. Metodologia**

Após determinado a quantidade necessária de estacas por pilar, determinada as propriedades geométricas dos blocos e calculado as reações máximas e mínimas em cada estaca (primeira etapa do trabalho, realizada por meio de outro aluno de iniciação científica), é possível calcular e verificar as tensões nas regiões nodais inferior e superior e a tensão de fendilhamento dos blocos e comparar tais valores com os estipulados pela NBR 6118:2007.

### **4. Resultados**

Nos blocos rígidos, não se aplica diretamente a teoria de flexão, devendo-se recorrer a outras formas para se calcular a armadura principal de tração. A NBR 6118 (2007) sugere a utilização de modelos de biela e tirante, pois definem com melhor eficiência a distribuição dos esforços nos tirantes e nas bielas.

No método das bielas e tirantes, admite-se, no interior do bloco, uma treliça espacial constituída de:

- Tirantes: barras tracionadas, situadas no plano médio das armaduras;

- Bielas: barras comprimidas e inclinadas. Estas têm suas extremidades de um lado na intersecção com as estacas do outro na intersecção com o pilar.

A força normal do pilar é transmitida às estacas pelas bielas de compressão. O equilíbrio no topo das estacas é garantido pela armadura principal de tração.

Além de permitir a ancoragem das barras longitudinais dos pilares, o bloco deve ter altura suficiente para permitir a transmissão direta da carga, desde a base do pilar até o topo das estacas, por meio das bielas comprimidas. Para que isso ocorra de maneira eficiente, a inclinação (ângulo de inclinação das bielas em relação ao plano horizontal) da biela não deve ser inferior ao intervalo 40° ou 45°.

O ângulo de inclinação da biela depende exclusivamente da geometria do bloco. Assim, as dimensões envolvidas são: a distância na horizontal do eixo da estaca ao ponto de aplicação da força normal do pilar; e a altura útil da armadura principal.

Determinado um valor de resistência característica à compressão do concreto,  $f_{ck}$  (em função da classe de agressividade ambiental, NBR 6118:2007), obtém-se a resistência à compressão de cálculo do concreto,  $f_{cd}$ , aplicando um coeficiente de minoração cujo valor é igual a 1,4 (ver critérios na NBR 6118:2007).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (\text{Equação 1})$$

Em razão da diferença entre as solicitações das zonas nodais das extremidades da biela ser diferentes, adotam-se com tensões limites os seguintes valores:

- Junto à estaca (existência de tensões de tração, região fissurada)

$$\sigma_{lim} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (\text{Equação 2})$$

- Junto ao pilar (existência tensões de compressão, região sem fissura e confinada)

$$\sigma_{lim} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (\text{Equação 3})$$

Na norma norte-americana, ACI 318R-08 e na norma brasileira, NBR 6118:2007, a resistência efetiva do concreto não leva em consideração o confinamento exercido pelas tensões de compressão existentes na região nodal superior, apesar de vários ensaios comprovarem a existência deste fenômeno [ADEBAR et al. (1990), MIGUEL (2000) e DELALIERA 92006].

Por meio da equação 02, pode-se observar que a tensão limite na zona nodal inferior (região nodal com existência de tensões de tração e compressão) é minorada em função da existência de fissuras, provocadas pela força de tração existente nas barras de aço que compõem o tirante ancoradas nesta região.

Segundo MUNHOZ (2004), anteriormente os blocos sobre estacas eram tratados como viga e não existiam teorias para peças curtas onde as zonas de perturbação envolvem praticamente todo o elemento estrutural. O esquema de comportamento considerava, obviamente, o momento fletor e a força cortante [teoria de flexão – CEB (1970)]

Um esquema de treliça para blocos sobre dois apoios foi apresentado por MAGNEL apud MAUTONI (1972). Porém foi na década de 60 que o esquema de comportamento de bloco considerando analogia de treliça ganhou importância em virtude de ensaios realizados principalmente na França.

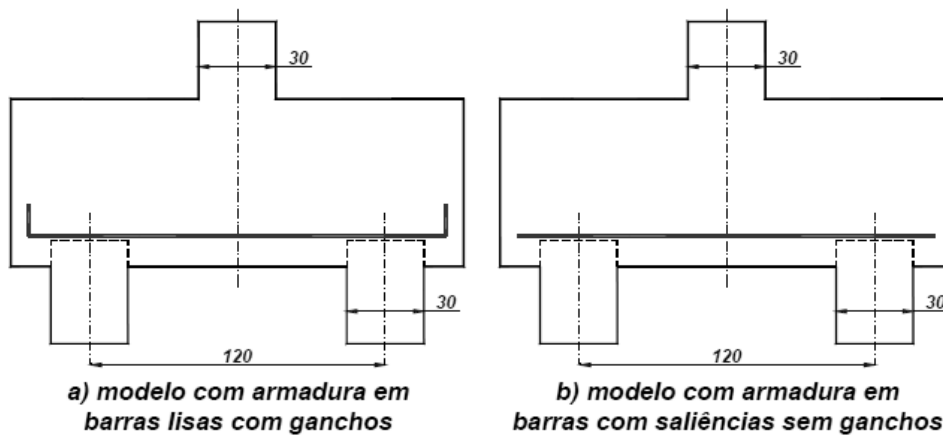
Em 1957, HOBBS e STEIN, através de ensaios experimentais, estudaram o comportamento de blocos sobre duas estacas. Foram ensaiados setenta modelos e desenvolvido um modo de solução pela teoria da elasticidade bidimensional.

O comportamento dos blocos rígidos sobre três estacas foi estudado por Miguel no ano de 2000. Em seus ensaios, MIGUEL (2000) conservava a posição da armadura principal, variando apenas a posição das armaduras secundárias com o objetivo de analisar as fissuras e o modo de ruína dos blocos. MIGUEL (2000) apresenta valores limites para as tensões na regiões nodais inferior e superior de blocos sobre três estacas.

BLÉVOT & FRÉMY (1967) realizaram ensaios em mais de cem blocos sobre estacas para analisar o comportamento destes elementos, verificando a teoria das bielas e a influência de diferentes arranjos de armaduras. Foi a primeira vez que se aplicaram os limites de tensões juntos às zonas nodais inferior e superior.

Segundo BLÉVOT e FRÉMY (1967), para modelos de blocos sobre duas estacas, adotou-se as dimensões do pilar de 30 cm x 30 cm, largura dos blocos de 40 cm, e a inclinação da biela em relação à face inferior do bloco maior que 40°. Quanto à disposição da armadura, os blocos apresentavam dois tipos de arranjos diferentes: barras lisas com ganchos (figura 4a) e barras com mossas ou saliências sem ganchos (figura 4b).

Analisando os modelos acima, Blévat notou que antes da ruína causada pelo esmagamento da biela de concreto, ocorreram inúmeras fissuras. Houve também o escorregamento na ancoragem para o caso dos modelos armados com barras com mossas ou saliências, sem ganchos.



**Figura 4: Modelo de Blocos sobre Duas Estacas ensaiados por Blévat & Frémy (1967).**

Segundo BLÉVOT & FRÉMY (1967), o método das bielas é válido para inclinação das bielas entre  $40^\circ$  e  $55^\circ$ , uma vez que as forças obtidas em ensaios para ângulos inferiores a  $40^\circ$  e superiores a  $55^\circ$ , foram maiores que as calculadas. Quando respeitados os limites recomendados para o ângulo de inclinação das bielas, não há riscos de ruptura por punção.

BLÉVOT & FRÉMY (1967), afirma que nos blocos sobre quatro estacas também foram observadas ruínas a partir de uma fissura inclinada (em torno de  $45^\circ$ , ângulo medido em relação ao plano horizontal), com início na estaca e observaram que não ocorreu ruína por punção. Os resultados ensaiados foram coerentes com os resultados teóricos, utilizando o modelo de Bielas e Tirantes.

Em 1972, MAUTONI estudou os mecanismos de ruína, visando os valores das forças últimas que levaria à ruptura das bielas. Foram ensaiados vinte blocos com diferentes tipos de armadura, entre elas a armadura laçada contínua na horizontal e armadura bigode.

As principais conclusões de MAUTONI (1967) foi o estabelecimento de um método para determinar a força de ruína do bloco e a determinação do mecanismo de colapso e que as ruínas ocorreram por esmagamento da biela de compressão com plano de fratura entre a face interna da estaca e a face do pilar.

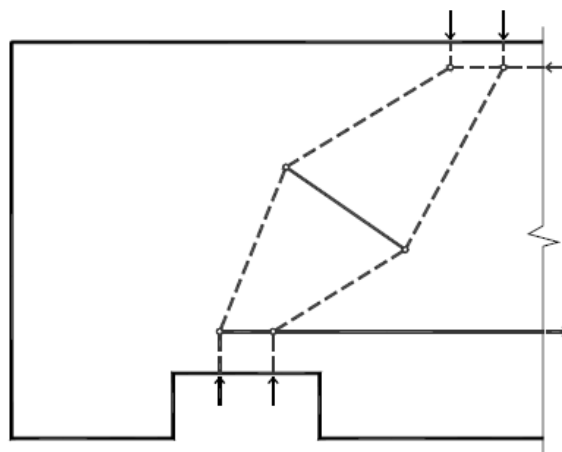
Dados experimentais foram mostrados por TAYLOR & CLARKE (1976) mostrando a influência do detalhamento da armadura na eficiência estrutural do bloco sobre estacas. Ensaíram blocos sobre quatro estacas, com espaçamento entre as estacas de duas vezes o diâmetro das mesmas.

Segundo TAYLOR & CLARKE (1976), nas fases iniciais de carregamento, todos os blocos se comportam de maneira semelhante, apresentando fissuras verticais nas linhas de eixo das estacas nas quatro faces do bloco.

ADEBAR ET AL. (1990) ensaiaram seis modelos diferentes de blocos sobre quatro e seis estacas com o objetivo de examinar o modelo de bielas e tirantes tridimensional. O diâmetro das estacas utilizadas é de 20 cm e a força concentrada numa área de 30 cm x 30 cm e a altura do bloco de 60 cm.

Segundo ADEBAR ET AL. (1990) os modelos são dimensionados com os critérios do ACI 318 (1983) e pelo método das Bielas, com arranjo de armadura diferentes.

Após inúmeros ensaios, ADEBAR ET AL. (1990) concluíram que um modelo refinado de bielas e tirantes deve ser adotado, tal modelo representado abaixo:



**Figura 5: Modelo Refinado de Bielas e Tirantes sugerido por Adebar et al. (1990).**

#### **4.1. Critérios de dimensionamento**



O dimensionamento da armadura principal de tração desenvolvido seguindo as exigências da NBR 6118:2007 e por meio dos resultados obtidos na parte um deste projeto de pesquisa, a qual calcula as reações máximas e mínimas das estacas.

Após o usuário informar os dados de projeto na planilha eletrônica, escolhendo o tipo de estaca e o diâmetro da mesma, realizou-se os cálculos das reações nas estacas e em posse destes resultados, calculou-se a geometria do bloco e verificaram-se as tensões nas bielas de compressão junto ao bloco e junto à estaca (zonas nodais inferior e superior, respectivamente), considerando inclinação da biela entre 45° e 55°, por meio das equações 4 e 5.

$$\sigma_{biela} = \frac{R_{m\acute{a}x}}{A_{est}^* \cdot \text{sen } \theta} \left( \frac{KN}{m^2} \right) \quad \text{Equação 4}$$

$$A_{est}^* = A_{est} \cdot \text{sen} \theta \text{ (m}^2\text{)} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:  $R_{m\acute{a}x}$  é a reação máxima na estaca (kN),  $A_{est}^*$  é a relação entre as áreas da seção transversal da estaca e da biela no topo da estaca e  $\theta$  a inclinação da Biela (°).

Para calcular a tensão limite utilizou-se a equação 6:

$$\sigma_{lim,est} = \left( 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \right) \cdot 1000 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \text{Equação 6}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Equação 7}$$

Sendo:  $f_{ck}$  a resistência característica do concreto à compressão, expressa em MPa,  $f_{cd}$  a resistência de cálculo do concreto à compressão, também expressa em MPa e  $\gamma_c$  o coeficiente de minoração do material concreto.

Em seguida determina-se a Força na Biela por meio da equação 8:

$$F_{biela} = \frac{R_{m\acute{a}x}}{\text{sen}\theta} \text{ (KN)} \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 8}$$

A for\c{c}a da biela de c\~{a}lculo \c{e} obtida por meio da equa\c{c}\~{a}o 9:

$$F_{biela,d} = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot F_{biela} \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 9}$$

Onde:  $\gamma_f$  e  $\gamma_n$  s\~{a}o coeficientes de majora\c{c}\~{a}o.

Ap\~{o}s, calcula-se a tens\~{a}o de c\~{a}lculo da biela junto \~{a} estaca por meio da equa\c{c}\~{a}o 10.

$$\sigma_{biela,est,d} = \frac{R_{m\acute{a}x,d}}{A_{est}^* \cdot \text{sen}\theta} \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 10}$$

$$R_{m\acute{a}x,d} = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot R_{m\acute{a}x} \text{ (KN)} \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 11}$$

Na entrada de dados, as dimens\~{o}es do pilar (a x b) expressas em cm s\~{a}o informadas, podendo ent\~{a}o, ser calculada a \c{a}rea do pilar  $A_p$  atrav\~{e}s da equa\c{c}\~{a}o 12.

$$A_p = \frac{A \cdot B}{10000} \text{ (m}^2\text{)} \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 12}$$

Em seguida determina-se a tens\~{a}o de c\~{a}lculo da biela junto ao pilar utilizando equa\c{c}\~{a}o 13:

$$\sigma_{biela,pilar,d} = \frac{F_{biela,d}}{A_p^*} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 13}$$

$$A_p^* = \frac{A_p \cdot \text{sen}\theta}{\text{Quantidade de Estacas}} \text{ (m}^2\text{)} \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 14}$$

Por fim, calcula-se a tens\~{a}o limite no pilar por meio da equa\c{c}\~{a}o 15.

$$\sigma_{limite,pilar} = 0,85 \cdot f_{cd} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 15}$$

Ap\~{o}s, determina-se a \c{a}rea da biela  $A_{biela}$  pela equa\c{c}\~{a}o 16:

$$A_{biela} = \frac{A_{est}^* + A_p^*}{2} \text{ (m}^2\text{)} \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 16}$$

Conhecendo a \c{a}rea da biela, calcula-se a tens\~{a}o de fendilhamento ( $\sigma_{fend}$ ) atrav\~{e}s da equa\c{c}\~{a}o 17.

$$\sigma_{fend} = \frac{0,3 \cdot F_{biela,d}}{A_{biela}} \left( \frac{KN}{m^2} \right) \quad \text{Equação 17}$$

Para efeito de comparação pode-se calcular a tensão limite de fendilhamento através da equação 18.

$$\sigma_{lim,fend} = \left( 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \right) * 1000 \left( \frac{KN}{cm^2} \right) \quad \text{Equação 18}$$

Onde o  $f_{ck}$  é expresso em MPa.

Calcula-se a Força de tração de cálculo na biela ( $R_{st,d}$ )

$$R_{st,d} = F_{biela,d} \cdot \cos\theta \quad (KN) \quad \text{Equação 19}$$

Por fim são verificadas as seguintes condições:

- $\sigma_{biela,est,d} \leq \sigma_{limite,est}$
- $\sigma_{biela,pilar,d} \leq \sigma_{limite,pilar}$
- $\sigma_{fend} \leq \sigma_{lim,fend}$

## 4.2 Exemplo de aplicação

Utilizou-se um exemplo de bloco sobre duas estacas para demonstrar os resultados obtidos.

Após o usuário informar todos os dados de entrada:

- Tipo de estaca: Moldada In-loco;
- Tipo do material da estaca: Strauss;
- Diâmetro da estaca desejado: 32mm;
- Carga admissível geotécnica da estaca: 140 kN;
- Força Normal atuante no Pilar: 150 kN;
- Momento na direção x: 50 kN.m;

- Momento na Direção y: 50 kN.m;
- Força na direção x: 15 kN;
- Força na direção y: 15 kN;
- Dimensão do menor lado do pilar “a”: 19 cm;
- Dimensão do maior lado do pilar “b”: 35 cm;
- Inclinação  $\theta$  da biela podendo variar de 45 a 55°: 45°
- Resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ): 30 (MPa);
- Coeficientes de majoração e minoração.

Por meio da rotina computacional, determinou-se a quantidade de estacas necessárias no bloco, informando para o usuário e solicitando ao mesmo que selecione o bloco desejado de acordo com a quantidade de estacas.

- Quantidade de Estacas Calculadas: 2 Estacas.

Abaixo se encontra a figura que representa a etapa de projeto citada anteriormente e o bloco selecionado.

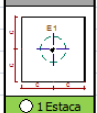

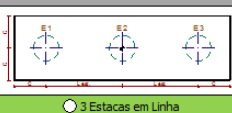
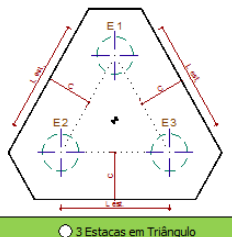
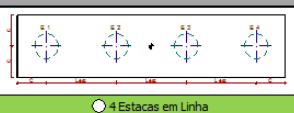
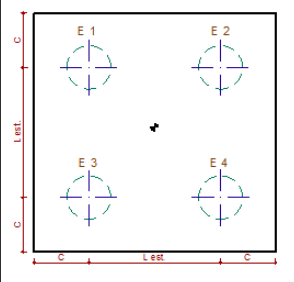
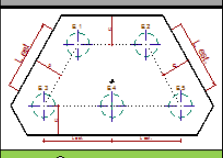
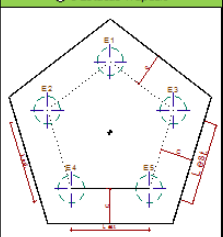
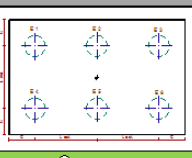
Selecione o Tipo de Bloco Desejado de Acordo com a Quantidade de Estacas Solicitadas:						2
<b>1 Estaca</b>  <input type="radio"/> 1 Estaca	<b>2 Estacas</b>  <input checked="" type="radio"/> 2 Estacas	<b>3 Estacas</b>  <input type="radio"/> 3 Estacas em Linha  <input type="radio"/> 3 Estacas em Triângulo	<b>4 Estacas</b>  <input type="radio"/> 4 Estacas em Linha  <input type="radio"/> 4 Estacas Retângulo	<b>5 Estacas</b>  <input type="radio"/> 5 Estacas Trapézio  <input type="radio"/> 5 Estacas Pentágono	<b>6 Estacas</b>  <input type="radio"/> 6 Estacas	
						<b>ETAPA ANTERIOR</b>

Figura 5: Representação da Rotina Computacional para Escolha do Bloco Sobre Estacas

Após todas as reações nas estacas calculadas, verificou-se que a estaca “E2” foi a mais solicitada, portanto a verificação das tensões de compressão nas bielas serão verificadas segundo analogia de bielas e tirantes.

Por meio da equação 20, calculou-se a altura útil do bloco (d):

$$d = m \cdot \tan\theta \text{ (m)} \quad \text{Equação 20}$$

Onde:

$$m = \sqrt{x^2 + y^2} \quad \text{Equação 21}$$

Tem-se que  $m = 0,48m$  e  $d = 0,5m$  ( $m$  é a distância do centro geométrico da estacas mais solicitada até o centro geométrico do pilar).

Para calcular a altura do bloco, utiliza-se a seguinte equação:

$$h = d + 0,1 \text{ (m)} \quad \text{Equação 22}$$

Assim temos que  $h = 0,5 + 0,1 = 0,6m$

Pela Equação 5 se calculou a  $A_{est}^*$ , pela Equação 10 a tensão  $\sigma_{biela,est,d}$  e pela Equação 6 a  $\sigma_{lim,est}$ . Resultados apresentados abaixo:

$$A_{est}^* = 0,057m^2$$

$$\sigma_{biela,est,d} = 5635,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{lim,est} = 11314,29 \text{ KN/m}^2$$

Observou-se que  $\sigma_{biela,est,d} \leq \sigma_{lim,est}$  satisfazendo esta condição.

Calculou-se através da Equação 13 a  $\sigma_{biela,pilar,d}$  e pela Equação 15 a  $\sigma_{limite,pilar}$ . Resultado apresentado abaixo.

$$\sigma_{biela,pilar,d} = 13631,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{limite,pilar} = 18214,29 \text{ KN/m}^2$$

Como  $\sigma_{biela,pilar,d} \leq \sigma_{limite,pilar}$  então satisfaz a condição

Pela Equação 17 calculou-se a  $\sigma_{fend}$  e pela Equação 18 a  $\sigma_{lim,fend}$ .  $\sigma_{fend} = 2392,35 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{lim,fend} = 2896,47 \text{ KN/m}^2$$

Como  $\sigma_{fend} \leq \sigma_{lim,fend}$ , satisfez a condição.

Todos os resultados e verificações demonstrados neste projeto encontram-se na Figura

6.

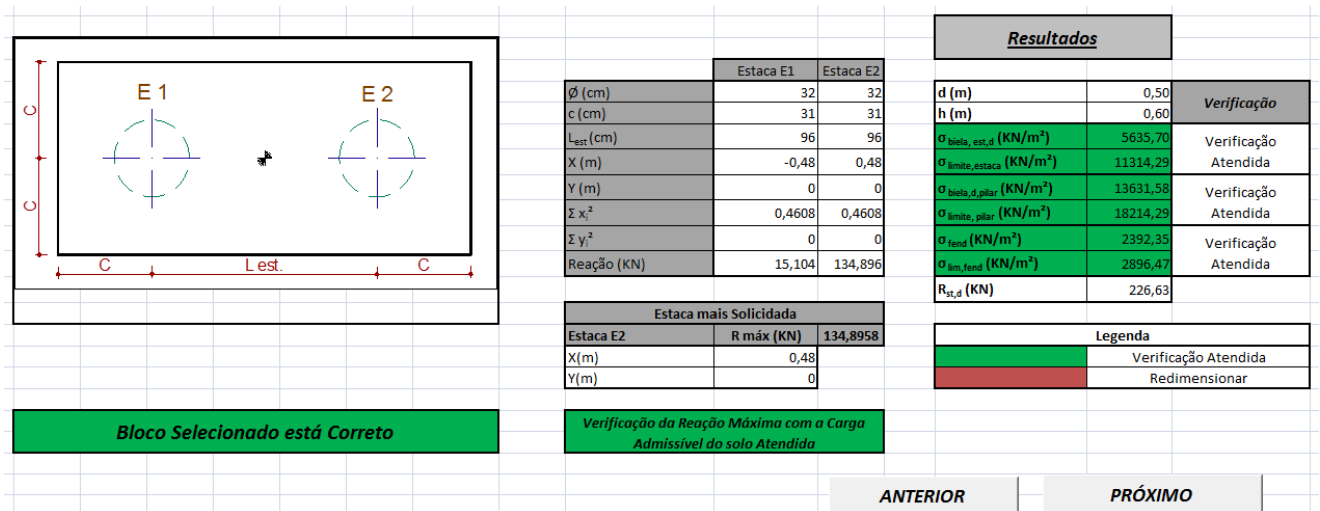


Figura 6: Representação de Todos os Resultados.

Por meio da Figura 06, observam-se os dados de entrada fornecidos pelo usuário, como também os valores das tensões calculadas e limites, junto às regiões nodais inferior, superior e no meio da altura da biela (fendilhamento).

Após esta etapa, pode-se proceder o dimensionamento das barras de aço da armadura principal de tração – tirante. Esta etapa da rotina computacional, foi desenvolvida na última etapa deste do projeto pesquisa: Projeto, dimensionamento e verificação de blocos sobre estacas, por meio de o

## 5 Conclusão

Com o desenvolvimento desta pesquisa de iniciação científica, desenvolveu-se uma rotina computacional, com intuito de otimizar o projeto de fundações por estaqueamento,

apresentando os cálculos das reações nas estacas (primeira etapa), a verificação das tensões na biela de compressão (etapa deste trabalho) e o cálculo das barras de aço da armadura principal de tração (última etapa do projeto de pesquisa), apresentando ao usuário todos os dados necessários para execução de projeto de fundação profunda por estacas.

A rotina final desenvolvida na planilha eletrônica será disponibilizada no sítio do curso de Engenharia Civil do campus Catalão, que pode ser acessado no endereço: <http://www.engcivilcac.com/new/index.html>.

Este trabalho será evoluído, pois pretende-se calcular as tensões nodais, por meio de outros critérios estabelecidos em normas e códigos internacionais.

## **6 Bibliografia**

1. Alonso, U. R. (1989). Exercícios de Fundação. Editora Edgard Blucher LTDA.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:1994 – Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.
4. Cintra, J.C.Â. e Albiero, J.H. (1998). Projeto de Fundações. Volume I, EESC–Usp;
5. Delalibera, R. G. (2006). Análise Numérica e Experimental de Blocos de Concreto Armado Sobre Duas Estacas Submetidas à Ação de Força Centrada e Excêntrica. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlo;
6. Munhoz, F. S. (2004). Análise do Comportamento de Blocos de Concreto Armado Sobre Estacas Submetidas à Ação de Força Centrada. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos;
7. Gómez, L. A. (2009). Excel para Engenheiros. Editora Visual Books.