

# ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS RÍGIDAS ISOLADAS: CARGA CENTRADA E CARGA EXCÊNTRICA EM UMA DIREÇÃO

Ágatha Soares Rosa<sup>1</sup>, André Puel<sup>2</sup>, Ellen Roussenq<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, [agatha.sr@aluno.ifsc.edu.br](mailto:agatha.sr@aluno.ifsc.edu.br)

<sup>2</sup>Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, [puel@ifsc.edu.br](mailto:puel@ifsc.edu.br)

<sup>3</sup>Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, [ellen.r2003@aluno.ifsc.edu.br](mailto:ellen.r2003@aluno.ifsc.edu.br)

**Resumo:** Este trabalho analisa o dimensionamento de sapatas isoladas rígidas submetidas a solicitações centradas e excêntricas (1D), sob a égide das normas NBR 6122:2022 e NBR 6118:2026. A metodologia fundamenta-se na demonstração matemática da necessidade de ampliação da área da base em condições de excentricidade, visando à mitigação do aumento das tensões no solo. Os resultados evidenciam que a excentricidade influencia diretamente a geometria da fundação, exigindo o aumento das dimensões da base para manter a distribuição admissível de tensões. Observa-se, ainda, que a taxa de armadura cresce em proporção superior ao aumento do volume da sapata. Dessa forma, a transição do regime centrado para o excêntrico requer ajustes geométricos iterativos e maior rigor no dimensionamento estrutural.

**Palavras-chave:** Fundações Rasas; Sapatas Rígidas; Excentricidade; Dimensionamento Estrutural; NBR 6122.

## INTRODUÇÃO

As sapatas isoladas constituem elementos de fundação rasa projetados para transmitir esforços da superestrutura ao solo por meio de sua base (ABNT NBR 6118, 2026). Em conformidade com as diretrizes da norma NBR 6118 (ABNT, 2026) e da norma NBR 6122 (ABNT, 2022), estas consistem em elementos de concreto armado dimensionados para que as tensões de tração resultantes sejam integralmente resistidas pelas armaduras empregadas. O projeto geotécnico deve assegurar que as tensões de contato não excedam a capacidade de suporte do terreno, enquanto o dimensionamento estrutural deve garantir a integridade do elemento frente aos esforços de flexão e cisalhamento.

A problemática central reside na simplificação comum de considerar fundações como "articulações teóricas" em modelos de pórticos. Na realidade, a rigidez da ligação pilar-fundação impõe um "engastamento real" que transmite momentos fletores, especialmente em pilares de periferia ou sob ações horizontais. Quando esse momento é predominante em um eixo (1D), a excentricidade resultante altera drasticamente o diagrama de tensões, o qual a distribuição torna-se não uniforme e linearmente variável (BASTOS, 2019).

O contexto geral deste estudo insere-se na necessidade de validação dos modelos de cálculo estrutural frente ao comportamento real das

fundações rasas submetidas a esforços combinados. Os principais objetivos a serem atendidos por este trabalho consistem em demonstrar matematicamente o impacto da excentricidade 1D na geometria da base e na quantidade de armadura necessária, evidenciando que a omissão desses esforços em fase de projeto pode comprometer a estabilidade global e a segurança da estrutura.

## MATERIAL E MÉTODOS

A metodologia deste trabalho fundamenta-se nas prescrições da ABNT NBR 6122:2022 e da ABNT NBR 6118:2026. O procedimento analítico foi estruturado em três etapas fundamentais: verificação geotécnica (definição da área da base e análise das tensões de contato), dimensionamento geométrico (determinação da altura e verificação do critério de rigidez) e dimensionamento estrutural. Para a execução desta última etapa, adotou-se o Método CEB-70, desenvolvido pelo Comitê Europeu de Concreto, o qual, conforme preconiza Bastos (2019), consiste em um procedimento consagrado e aplicável para o cálculo detalhado das armaduras de flexão em sapatas e blocos sobre estacas.

### 2.1 Critério de Rigidez Estrutural

Para viabilizar a premissa de distribuição linear de tensões, a sapata deve ser classificada como rígida segundo a inequação (1) normativa.

$$h \geq \frac{A-a}{3} \text{ (cm)} \quad (1)$$

Onde “h” é a altura total e (A-a) é o balanço na direção analisada. Adota-se a otimização de balanços iguais (A-a=B-b) para uniformizar o comportamento estrutural.

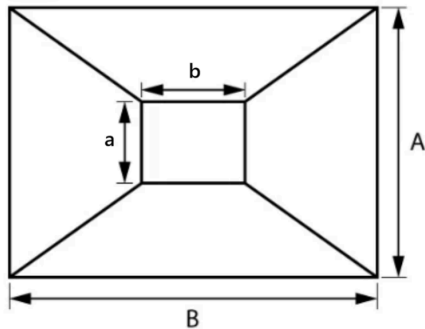


Figura 1. Dimensões da sapata.

## 2.2 Dimensionamento sob Carga Centrada

Utiliza-se a tensão admissível estimada por método semi-empírico de Cintra, Aoki e Albiero (2011).

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{5} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (2)$$

A área necessária (A<sub>sap</sub>) considera o peso próprio estimado via coeficiente K<sub>maj</sub> = 1,05:

$$A_{sap} = \frac{1,05 \cdot N_k}{\sigma_{adm}} \text{ (cm}^2\text{)} \quad (3)$$

Para determinar as dimensões A (lado maior) e B (lado menor), aplica-se a formulação baseada na geometria do pilar (a×b):

$$B = \frac{(b-a)}{2} + \sqrt{\frac{(a+b)^2}{4} + A_{sap}} \text{ (cm)} \quad (4)$$

$$A = (B - b + a) \text{ (cm)} \quad (5)$$

Para verificar se a segurança da sapata quanto à ruptura do concreto à compressão é necessário calcular a tensão atuante (σ) que é a tensão transmitida ao solo.

$$\sigma = \frac{1,05 \cdot N_k}{A_{sap}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (6)$$

Dessa forma, para garantir a segurança, a tensão calculada deve ser inferior à tensão admissível do solo.

$$\sigma \leq \sigma_{adm} \quad (7)$$

Para a obtenção da altura da sapata (h) e da altura do rodapé (h<sub>0</sub>), a fim de garantir sua rigidez tem-se as relações 1 e 8.

$$h_0 = \left\{ \frac{20}{3} \right\} \text{ (cm)} \quad (8)$$

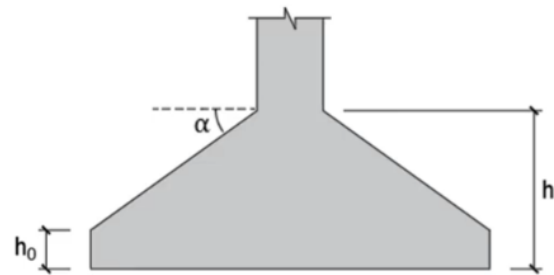


Figura 2. Altura e rodapé da sapata.

## 2.3 Verificações

O ângulo de inclinação da sapata deve ser verificado para que seja inferior ao ângulo de talude natural do concreto (30°) através das equações 9, 10 e 11.

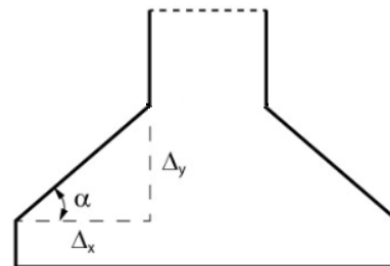


Figura 3. Inclinação da sapata

$$\Delta y = h - h_0 \text{ (cm)} \quad (9)$$

$$\Delta x = \frac{A - a_p}{2} - c \text{ (cm)} \quad (10)$$

$$\alpha_{tan} = \frac{\Delta y}{\Delta x} \text{ (graus)} \quad (11)$$

Posteriormente, devem ser realizadas as verificações referentes à estabilidade da sapata, incluindo a análise de tombamento e deslizamento.

A verificação do tombamento é realizada por meio da comparação dos momentos fletores em torno de um ponto de rotação na base, denominado “O”.

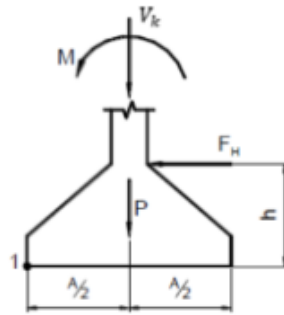


Figura 4. Esforços aplicados na sapata.

Para vias de cálculo, o peso próprio ( $P$ ) será considerado como 5% da carga vertical aplicada,  $K_{maj}$  é o coeficiente de peso próprio igual a 1,05 e  $V_k$  é a força vertical aplicada na sapata.

$$(V_k + P) = K_{maj} * V_k \text{ (kgf)} \quad (12)$$

Para a verificação de tombamento, temos que o coeficiente de segurança ao tombamento da sapata, segundo Montoya (1973) é:

$$\gamma_{tomb} = \frac{M_{estab}}{M_{tomb}} \geq 1,5 \quad (13)$$

Sendo o momento estabilizador ( $M_{estab}$ ) e o momento de tombamento ( $M_{tomb}$ ) representados pelas equações 14 e 15 respectivamente.

$$M_{estab} = \frac{(V_k + P) \times A}{2} \text{ (kgf}\cdot\text{m)} \quad (14)$$

$$M_{tomb} = M + F_H \times h \text{ (kgf}\cdot\text{m)} \quad (15)$$

O deslizamento é evitado pela resistência ao atrito mobilizada entre a base da sapata e o terreno, podendo também haver contribuição da coesão do solo. O empuxo passivo atuante sobre a superfície lateral da sapata, em geral, é desprezado nas verificações de estabilidade, salvo quando sua atuação puder ser garantida de forma permanente.

Para a verificação da estabilidade da sapata ao deslizamento, utiliza-se a seguinte relação:

$$\gamma_f = \frac{F_{estab}}{F_{deses}} \geq 1,5 \quad (16)$$

Em que a força desestabilizante ( $F_{deses}$ ) e a força estabilizante ( $F_{estab}$ ) são determinadas pelas equações 17 e 18 respectivamente.

$$F_{deses} = F_H \text{ (kgf)} \quad (17)$$

$$F_{esta} = (V_k + P) * \tan \frac{2}{3} \phi + \frac{2}{3} c * A_{sap} \text{ (kgf)} \quad (18)$$

De acordo com Alonso (1983), dependendo da resistência ( $N_{spt}$ ) e do tipo de solo, tem-se os seguintes valores para os parâmetros de coesão ( $c$ ) e atrito interno do solo ( $\phi$ ):

Parâmetros estimados para coesão ( $c$ ) e atrito interno do solo ( $\phi$ ):

| Solo                  | SPT     | c (kN/m²) | $\phi$ (°) |
|-----------------------|---------|-----------|------------|
| <b>Argiloso</b>       |         |           |            |
| Muito mole            | < 2     | < 10      |            |
| Mole                  | 2 a 4   | 10 a 25   |            |
| Mediano               | 4 a 8   | 25 a 50   |            |
| Rijo                  | 8 a 15  | 50 a 100  |            |
| Muito rijo            | 15 a 30 | 100 a 200 |            |
| Duro                  | > 30    | > 200     |            |
| <b>Arenoso</b>        |         |           |            |
| Fofo                  | < 4     |           | < 30       |
| Pouco compacto        | 4 a 10  |           | 30 a 35    |
| Medianamente compacto | 10 a 30 |           | 35 a 40    |
| Compacto              | 30 a 50 |           | 40 a 45    |
| Muito compacto        | > 50    |           | > 45       |

Alonso (1983)

Figura 5. Tabela dos parâmetros de solo segundo Alonso (1983).

A última verificação realizada é em relação à ruptura do concreto à compressão que tem como objetivo garantir que não ocorra esmagamento do concreto na região de ligação entre o pilar e a sapata, onde há maior concentração de tensões.

Essa verificação é feita a partir da comparação entre a tensão solicitante ( $\tau_{sd}$ ) e a resistência do concreto ( $\tau_{Rd2}$ ). Sendo que, se  $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$  a seção é segura caso  $\tau_{sd} > \tau_{Rd2}$  ocorre esmagamento do concreto e deve ser redimensionado.

Para a verificação da relação tem-se as seguintes equações:

$$\tau_{sd} = \frac{N_k * 1,4}{u \cdot d} \text{ (tf/cm}^2\text{)} \quad (19)$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \text{ (tf/cm}^2\text{)} \quad (20)$$

Na equação 19, é apresentado o cálculo da tensão solicitante majorando a força aplicada pelo coeficiente de majoração de estado limite último (ELU) pelo perímetro do pilar ( $u_0$ ) multiplicado pela altura útil da sapata ( $d$ ).

Já na equação 20, há um fator redutor ( $\alpha_v$ ) que é determinado pela equação 21 e a resistência de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ) calculado pela equação 22.

$$\alpha_v = \frac{f_{ck}}{1-250} \quad (21)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (22)$$

#### 2.4 Cálculo da armadura conforme o método CEB-70

O método CEB-70 baseia-se na análise da sapata como uma viga em balanço. Nessa abordagem, considera-se que a estrutura está submetida a um carregamento vertical ascendente, correspondente à reação do solo, resultante dos esforços solicitantes atuantes na fundação.

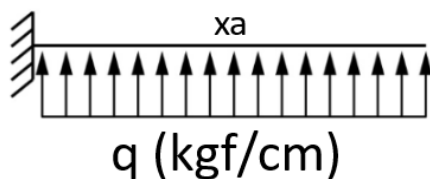


Figura 6. Análise a partir de uma viga em balanço.

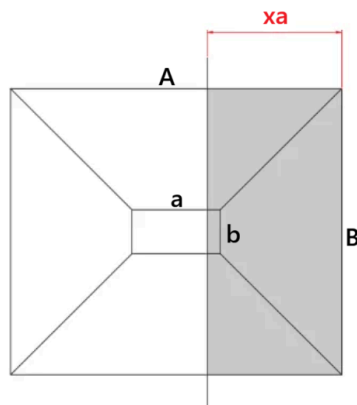


Figura 7. Balanço da sapata.

A carga solicitante de cálculo ( $q$ ) é determinada pela razão entre força vertical aplicada ( $V_k$ ) e a área da sapata.

$$q = \frac{V_k}{A_{Sap}} * 100 \text{ (kgf/cm)} \quad (23)$$

E o comprimento de cálculo ( $xa$ ) é determinado pela equação 24.

$$xa = \left(\frac{A}{2} - \frac{a}{2}\right) + 0,15 \cdot a \text{ (cm)} \quad (24)$$

Por se tratar de uma sapata rígida de carga centrada é considerado que:

$$xa \approx xb \text{ (cm)} \quad (25)$$

Como se trata de uma sapata centrada rígida, o momento da sapata será igual nas duas direções. Após o cálculo máximo da sapata, é calculado o momento de projeto majorado-o por 1,4:

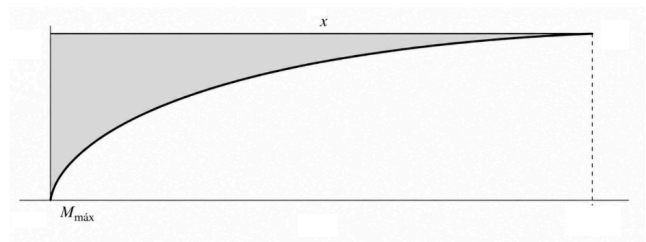


Figura 8. Momento máximo da viga engastada em balanço.

$$Mmáx = \frac{q \cdot xa^2}{2} \text{ (kgf*cm/m)} \quad (26)$$

$$Md = Mmáx * 1,4 \text{ (kgf*cm/m)} \quad (27)$$

Para a determinação da altura útil, adota-se, por segurança, o desconto correspondente a 1,5 vezes a bitola da armadura escolhida, além do cobrimento especificado, conforme indicado na Equação 28.

$$d = h - \text{cobrimento} - \left(\phi + \frac{\phi}{2}\right) \text{ (cm)} \quad (28)$$

Na sequência, calcula-se o delta ( $\Delta$ ) e a altura da linha neutra ( $x$ ):

$$\Delta = (0,8 * bw * 0,85 * f_{cd} * d)^2 - 1,28 * bw * 0,85 * f_{cd} * Md \quad (29)$$

$$x = \frac{0,8 * bw * 0,85 * f_{cd} * d \pm \sqrt{\Delta}}{0,64 * bw * 0,85 * f_{cd}} \quad (30)$$

Na equação 29 e 30, o  $f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto (kgf/cm), o  $d$  é altura útil (cm), o  $Md$  é momento fletor de cálculo (kgf\*cm) e o  $bw$  é largura da sapata (cm). Logo é possível determinar a área de aço necessária ( $A_s$ ):



$$As = \frac{\left(\frac{f_{ck}}{1,4} * 0,85\right) * bw * 0,8 * x}{\left(\frac{f_{yk}}{1,15}\right)} \text{ (cm}^2\text{)} \quad (31)$$

Em que  $f_{ck}$  é a resistência do concreto em  $\text{kN/cm}^2$ ,  $f_{yk}$  é a resistência do aço em  $\text{kN/cm}^2$ ,  $x$  é a altura da linha neutra em cm,  $\left(\frac{f_{ck}}{1,4} * \frac{0,85}{10}\right)$  é a resistência característica de projeto do concreto em  $\text{kN/cm}^2$ ,  $\left(\frac{f_{yk}}{1,15} * \frac{1}{10}\right)$  é a resistência característica de projeto do aço em  $\text{kN/cm}^2$  e  $bw$  é a largura por metro em cm (100 cm).

Para determinar a armadura necessária para o dimensionamento, deve ser escolhido o maior valor entre a armadura calculada e a armadura mínima.

Assim, para determinar a armadura mínima deve ser definido como o menor valor entre 3 (três) relações, sendo elas:

- Área mínima é igual a 2 (duas) vezes o momento de cálculo:

$$As, \text{ mín} = \frac{2 * Md}{0,85 * d * f_{yd}} \quad (32)$$

- Área mínima por seção retangular (0,1% da altura):  
 $As, \text{ mín} = 0,1\% * bw * h \text{ (cm}^2\text{)}$
- Módulo de resistência da seção ( $W0$ ), para cada lado:

Sendo para o lado A:

$$W0 = \frac{bw * h^2}{6} \quad (34)$$

$$Md, \text{ mín} = 0,8 * W0 * f_{ctk, \text{ sup}} \quad (35)$$

$$As, \text{ mín A} = \frac{Md, \text{ mín}}{0,85 * d * f_{yd}} \quad (36)$$

Na Equação 34,  $bw$  representa o maior lado da sapata, enquanto  $h$  corresponde à altura da sapata.

Na equação seguinte, 35, calcula-se o momento calculado mínimo através do módulo de resistência ( $W0$ ) e a resistência característica superior à tração do concreto ( $f_{ctk, \text{ sup}}$ ).

Em seguida, calcula-se a armadura mínima através do momento calculado mínimo conforme a equação 36.

Para o lado B faz-se o mesmo procedimento alterando o valor que multiplica a altura da sapata para a dimensão do lado B na equação 34.

Posteriormente, é feito o cálculo da quantidade de barras por metro através da razão entre a área de aço ( $As$ ) e a área de aço da bitola escolhida (equação 37)

$$AS_{/m} = \frac{AS_{\text{Total}}}{A_{\text{barra}}} \text{ (cm}^2\text{/m)} \quad (37)$$

| Bitola |        | TIPO  | Área de Aço     | Peso Linear |
|--------|--------|-------|-----------------|-------------|
| mm     | pol.   | -     | cm <sup>2</sup> | kg/m        |
| 4.2    |        | CA-60 | 0,14            | 0,109       |
| 5.0    | 3/16"  | CA-60 | 0,196           | 0,154       |
| 6.3    | 1/4"   | CA-50 | 0,31            | 0,245       |
| 8.0    | 5/16"  | CA-50 | 0,5             | 0,395       |
| 10.0   | 3/8"   | CA-50 | 0,785           | 0,617       |
| 12.5   | 1/2"   | CA-50 | 1,22            | 0,963       |
| 16.0   | 5/8"   | CA-50 | 2,01            | 1,578       |
| 20.0   | 3/4"   | CA-50 | 3,14            | 2,466       |
| 25.0   | 1"     | CA-50 | 4,91            | 3,853       |
| 32.0   | 1 1/4" | CA-50 | 8,04            | 6,313       |

Figura 9. Áreas das bitolas de cada diâmetro.

O espaçamento entre barras é determinado por metro, será utilizado o lado da sapata como  $bw = 100$  cm. O espaçamento entre barras calculado deverá ser arredondado para o inteiro inferior. Portanto, o espaçamento entre barras é:

$$s = \frac{100}{AS_{/m}} \text{ (cm)} \quad (38)$$

Para a determinação da quantidade de barras para cada lado utiliza-se a razão entre o lado da sapata (representado por  $L$ , sendo referente ao lado A ou lado B) e o espaçamento das barras por metro.

$$n = \frac{L}{s} \text{ (un)} \quad (39)$$

O resultado de  $n$  deve ser sempre arredondado para o próximo número inteiro. Deverá ser feito o cálculo para os dois lados da sapata, visto que  $A \neq B$ .

Para finalizar, é necessário calcular o gancho reto da armadura da sapata através da equação 40.

$$\text{gancho} = \text{máx}(10 * \Phi \text{ cm}; 10 \text{ cm}; 0,3 * lb) \text{ (cm)} \quad (40)$$

## 2.5 Dimensionamento sob Momento 1D (Excentricidade)

A presença de um momento fletor provoca uma excentricidade da resultante das cargas.

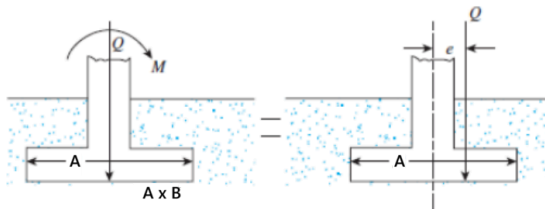


Figura 10. Excentricidade em uma sapata.

A excentricidade é definida pela relação:

$$e = \frac{Mk}{Nk} \text{ (cm)} \quad (41)$$

Para evitar o descolamento da base e garantir a ausência de tração na interface solo-estrutura, o carregamento deve situar-se no Núcleo Central de Inércia (Kern), satisfazendo:

$$e \leq \frac{A}{6} \text{ (cm)} \quad (42)$$

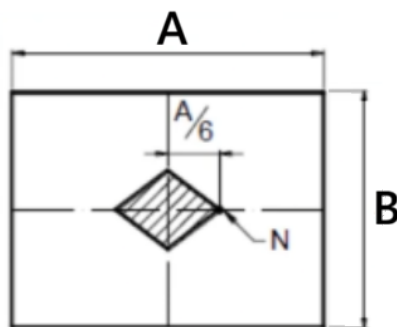


Figura 11. Núcleo Central de Inércia.

Neste estudo, restringe-se a análise às sapatas integralmente comprimidas, ou seja, situações em que a carga resultante não excede os limites do Núcleo Central de Inércia, evitando o tracionamento da base.

A tensão máxima no solo é calculada em kgf/cm<sup>2</sup> considerando um fator de majoração de carga de  $K_{maj} = 1,1$ :

$$\sigma_{m\acute{a}x} = (1,1 * \frac{Nk}{(A*B)} * (1 + (6 * \frac{e}{A}))) \quad (43)$$

Analogamente, a tensão mínima no solo é determinada:

$$\sigma_{m\acute{i}n} = (1,1 * \frac{Nk}{(A*B)} * (1 - (6 * \frac{e}{A}))) \quad (44)$$

Consequentemente, ao determinar a tensão máxima, é imprescindível compará-la à capacidade de suporte do terreno (equação 7). Ao analisar diferentes cenários de dimensionamento, constata-se que a introdução de um momento fletor pode elevar a tensão máxima a valores superiores à tensão admissível. Ocorrendo essa superação, as dimensões em planta da sapata devem ser iterativamente aumentadas até que a estabilidade geotécnica seja restabelecida.

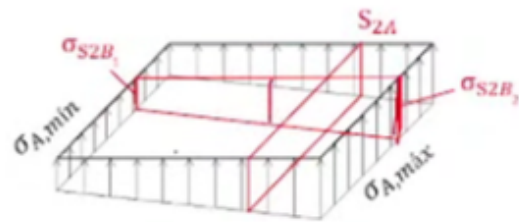


Figura 12. Tensões aplicadas.

Conforme ilustrado na Figura 12, o diagrama de tensões de uma sapata submetida a um momento fletor unidirecional diverge do comportamento de uma sapata sob carga centrada. Na direção paralela à excentricidade (lado A), a distribuição assume formato trapezoidal, sendo necessária a decomposição da resultante em duas figuras geométricas planas (um retângulo e um triângulo) para o cálculo dos esforços.

Na direção ortogonal (lado B), a tensão apresenta-se constante ao longo da seção de referência, porém com magnitude variável ao longo do eixo da excentricidade. Nesse caso, adota-se o valor médio das tensões para viabilizar o dimensionamento estrutural.

Para o cálculo dos momentos fletores nas seções de referência, a análise deve ser conduzida em ambas as direções da sapata. Os balanços de cálculo são determinados por:

$$xA = (\frac{A}{2} - \frac{a}{2}) + 0,15a \text{ (cm)} \quad (45)$$

$$xB = (\frac{B}{2} - \frac{b}{2}) + 0,15b \text{ (cm)} \quad (46)$$

Para a direção de aplicação do momento (lado A), o diagrama de tensões é delineado a seguir:

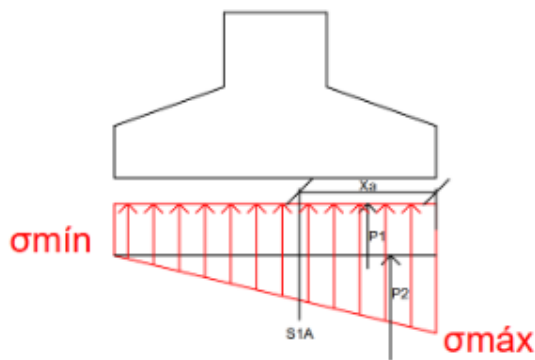


Figura 13. Diagrama de tensões lado A.

A parcela de tensão correspondente à figura retangular ( $P1a$ ) é obtida por:

$$P1a = \sigma_{máx} - \left( \frac{\sigma_{máx} - \sigma_{mín}}{LA} \right) * xA, (\text{kgf/cm}^2) \quad (47)$$

As forças resultantes  $P1$  (retângulo) e  $P2$  (triângulo) são calculadas, respectivamente:

$$P1 = P1a * xA, (\text{kgf}) \quad (48)$$

$$P2 = (\sigma_{máx} - P1a) * \left( \frac{xA}{2} \right), (\text{kgf}) \quad (49)$$

O momento fletor de projeto na seção de referência  $S1a$  é, portanto:

$$M1a = \left( \left( P1 * \frac{xA}{2} \right) + \left( P2 * \frac{2 * xA}{3} \right) \right) * B, (\text{kgf*cm}) \quad (50)$$

Para a direção ortogonal (Lado B), determina-se inicialmente a tensão média atuante:

$$\sigma_{méd} = \frac{\sigma_{máx} + \sigma_{mín}}{2} (\text{kgf/cm}^2) \quad (51)$$

Com base na tensão média, calcula-se o momento fletor na seção  $S1b$ :

$$M1b = \sigma_{méd} * \frac{A * (xB)^2}{2} (\text{kgf*cm}) \quad (52)$$

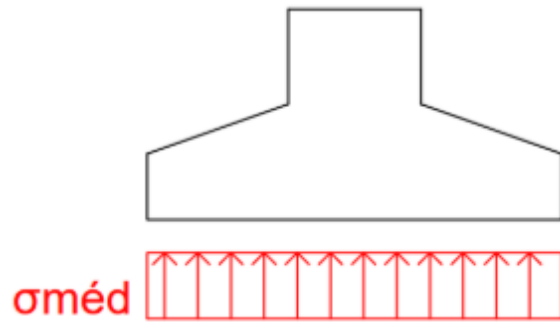


Figura 14. Diagrama de tensões lado B.

A partir deste ponto, o roteiro analítico segue os mesmos preceitos estabelecidos para sapatas centradas, contemplando as seguintes etapas:

- Cálculo da armadura mínima;
- Cálculo da armadura da sapata;
- Definição da área de aço;
- Detalhamento da sapata.

## 2.6 Base de Dados

Utilizou-se os seguintes dados para a pesquisa:

- Dimensão do pilar: 20 x 40 cm ( $b_p = 20$ ;  $a_p = 40$ );
- Carga Vertical ( $N_k$ ): 50.000 kgf;
- $\sigma_{adm} = 3,4 \text{ kgf/cm}^2$ ;
- Materiais: Concreto C30; Aço CA-50;
- Cobrimento nominal = 4 cm;
- Armadura adotada = barras com bitola de 10 mm;
- Momento fletor aplicado: 7.500 kgf\*m.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1 Geometria e Área da Base

Os cálculos iniciais para o regime de carga centrada resultaram em uma área de contato necessária de 18.750 cm<sup>2</sup>. Sob o regime excêntrico (momento 1D), a geometria original demonstra-se insuficiente para garantir a estabilidade geotécnica, conforme evidenciado na Tabela 1.

Tabela 1. Dados iniciais, geometria e verificação.

| Parâmetro / Variável                  | Sapata Centrada | Sapata com Momento 1D         |
|---------------------------------------|-----------------|-------------------------------|
| Momento Fletor (Mk) kgf.m             | 0               | 7.500                         |
| $\sigma_{adm}$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 2,8             | 2,8                           |
| Excentricidade (cm)                   | 0               | 14,3                          |
| Dimensões Iniciais (cm)               | 150 x 130       | 150 x 130                     |
| Altura da sapata h (cm)               | 40              | 40                            |
| Altura do rodapé h0 (cm)              | 20              | 20                            |
| $\sigma$ (kgf/cm <sup>2</sup> )       | 2,6             | 2,978                         |
| $\sigma \leq \sigma_{adm}$            | OK              | <b>FALHA</b><br>(3,403 > 3,4) |

### 3.2 Prova Matemática da Necessidade de Expansão

Analiticamente, observa-se que, em condição de carga centrada, a tensão transferida ao solo é:

$$\sigma = \frac{1,1 * Nk}{A * B} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (53)$$

Ao introduzir a excentricidade, a equação da tensão máxima incorpora o termo  $(1 + (6 * \frac{e}{A}))$  e um coeficiente de majoração (1,1), conforme estabelecido anteriormente. A segunda parcela atua como um fator de amplificação provocado pelo momento fletor. Sendo a excentricidade e a dimensão A estritamente positivas, a fração resultante sempre assumirá um valor positivo, tornando o fator multiplicativo superior a 1:

$$(1 + \frac{6 * e}{A}) > 1 \quad (54)$$

Substituindo este comportamento na equação geral de tensões, obtém-se:

$$\sigma_{máx}_{1D} = \sigma_{centrada} * (\text{fator} > 1) \quad (55)$$

Logo, conclui-se matematicamente que a tensão sob excentricidade será invariavelmente maior que a tensão centrada para a mesma geometria:

$$\sigma_{máx}_{1D} > \sigma_{centrada} \quad (56)$$

### 3.3 Critério Geotécnico que Obriga o Aumento da Área

O critério de aceitação geotécnica estabelece que a tensão máxima atuante não pode superar a tensão admissível do terreno ( $\sigma_{adm}$ ). Considerando que a sapata centrada original apresentava dimensões otimizadas, onde a tensão atuante se aproximava do limite normativo ( $\sigma_{centrada} \approx \sigma_{adm}$ ), a introdução do fator de amplificação exige necessariamente que  $\sigma_{máx}_{1D} > \sigma_{adm}$ .

Para corrigir essa inconsistência analítica, o critério normativo é rigoroso: caso a tensão máxima supere a capacidade de suporte do solo, as dimensões em planta da fundação (AxB) devem ser iterativamente majoradas.

Fica demonstrada a impossibilidade física e normativa de utilizar as mesmas dimensões iniciais. O aumento da área da base no denominador da equação é a única operação algébrica capaz de reduzir o termo da tensão máxima, estabilizando a estrutura aos limites de segurança. Sapatas excêntricas demandam, portanto, áreas de base significativamente maiores para dissipar o pico de tensão gerado pelo binário do momento.

### 3.4 Alteração das Dimensões da Sapata

Conforme demonstrado nas análises, a tentativa de manter a exata geometria da sapata centrada (150 x 130 cm) para a fundação submetida ao momento 1D resultou em uma falha de capacidade de suporte. A introdução da excentricidade elevou drasticamente a compressão na extremidade solicitada, gerando uma tensão máxima de 2,978 kgf/cm<sup>2</sup>, valor que ultrapassa o limite admissível do solo analisado (2,8 kgf/cm<sup>2</sup>).

Para viabilizar o projeto e respeitar os limites de segurança geotécnica, provou-se ser estritamente obrigatório o aumento da área da base. Portanto, aumentou-se em 5 cm em cada direção a dimensão da sapata, resultando em:

Tabela 2. Redimensionamento da sapata.

|                                 |           |           |
|---------------------------------|-----------|-----------|
| Dimensões Iniciais (cm)         | 150 x 130 | 150 x 130 |
| Redimensionamento (cm)          | 150 x 130 | 155 x 135 |
| Volume final (cm <sup>3</sup> ) | 591000    | 631000    |
| $\sigma_{\max}$                 | 2,564     | 2,775     |
| $\sigma \leq \sigma_{adm}$      | OK        | OK        |

Com a expansão da área de contato, a tensão máxima atuante sofreu alívio direto, caindo para 2,775 kgf/cm<sup>2</sup> e reconduzindo a estrutura à estabilidade.

### 3.5 Esforços Solicitantes na Base

Na sapata centrada, o balanço (comprimento de cálculo) é simétrico, resultando em momentos flettores idênticos em ambas as direções na interface com o pilar. Em contrapartida, na sapata excêntrica, faz-se necessária a decomposição da tensão trapezoidal no lado A (paralelo à atuação do momento) e a adoção de uma tensão representativa média no lado B (ortogonal ao momento), resultando em esforços assimétricos severos (Tabela 3).

Tabela 3. Momento de projeto.

| Cálculo Estrutural (Método CEB-70)     | Sapata Centrada | Sapata com Momento 1D       |
|----------------------------------------|-----------------|-----------------------------|
| Braço de alavanca Lado A (xA)          | 61 cm           | 63,5 cm                     |
| Forças Decompostas Lado A (kgf)        | q = 260         | P1 = 175,45 ;<br>P2 = 0,381 |
| Momento de Projeto (Lado A) (kgf.cm/m) | 667.871,79      | 754.191,00                  |

|                                        |            |            |
|----------------------------------------|------------|------------|
| Braço de Alavanca Lado B (xB)          | 61 cm      | 60,5 cm    |
| Momento de Projeto (Lado B) (kgf.cm/m) | 667.871,79 | 782.926,00 |

### 3.6 Dimensionamento das Armaduras e Detalhamento

Em decorrência do redimensionamento geométrico da base e dos elevados esforços internos gerados pela flexo-compressão, o consumo de aço aumenta expressivamente na configuração excêntrica, impactando diretamente a economia do projeto estrutural (Tabela 4).

Tabela 4. Armadura das sapatas.

| Resultado da Armadura    | Sapata Centrada         | Sapata com Momento 1D           |
|--------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| Área de Aço (As)         | 5,37 cm <sup>2</sup> /m | 8,18 cm <sup>2</sup> /m         |
| <b>Lado A</b>            |                         |                                 |
| Área de Aço (As)         | 5,37 cm <sup>2</sup> /m | 6,81 cm <sup>2</sup> /m         |
| <b>Lado B</b>            |                         |                                 |
| Quantidade de Barras     | 10 barras (bitola 10mm) | 16 barras (bitola 10mm)         |
| <b>Lado A</b>            |                         |                                 |
| Quantidade de Barras     | 12 barras (bitola 10mm) | 15 barras (bitola 10mm)         |
| <b>Lado B</b>            |                         |                                 |
| Espaçamento entre Barras | 14 cm para ambos        | Lado A = 9 cm<br>Lado B = 11 cm |

### CONCLUSÃO

A comparação entre os regimes de carga demonstra que a excentricidade unidimensional (1D) impõe desafios geométricos e estruturais. O deslocamento da resultante de tensões gera um diagrama

trapezoidal, o que exige o aumento da área da base para atender à capacidade de carga do solo.

Ademais, o redimensionamento geométrico, que se mostrou necessário para estabilizar os picos de tensão e reconduzir a resultante ao núcleo central de inércia, refletiu em um aumento de 7,55% no volume total de concreto da sapata.

Além do aumento da volumetria da sapata, a introdução de um momento fletor altera a distribuição de pressões no solo, o que impacta na taxa de armadura. Houve um acréscimo de 52,33% na área de aço do lado A (direção paralela ao momento) e um aumento de 26,82% na armadura do lado B, em comparação ao modelo de dimensionamento com carga centrada.

Ignorar tais esforços em projetos de fundações rasas resulta no subdimensionamento da área de contato e da armadura de flexão, comprometendo o fator de segurança ao tombamento e a integridade estrutural da interface pilar–fundação.

#### REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro: ABNT, 2026.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de fundação**. Bauru: UNESP, 2019. 143 p. Notas de aula.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CODUTO, D. P. **Foundation Design: Principles and Practices**. 2. ed. Prentice Hall, 2001.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Recomendações internacionais CEB-FIP 1970**. Paris: CEB-FIP, 1970.

MONTOYA, P. J. **Hormigón Armado**. Madri: Editorial Gustavo Gili, 1973.

ROCHA, E. Dantas. **Fundações excentricamente carregadas**. 2021.