INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

LUCIANO JOSÉ DOS SANTOS JUNIOR

SOFTWARE ON-LINE PARA DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE BLOCOS RÍGIDOS SOBRE ESTACAS UTILIZANDO O MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES

Luciano José Dos Santos Junior

SOFTWARE ON-LINE PARA DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE BLOCOS RÍGIDOS SOBRE ESTACAS UTILIZANDO O MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como exigência parcial para obtenção do diploma do Curso de Bacharelado em Engenharia civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia, Campus Votuporanga.

Professor Orientador: Me. Domício Moreira da Silva Junior

FICHA CATALOGRÁFICA

Santos Júnior, Luciano José dos, 1995-

S237s Software on-line para dimensionamento das armaduras de blocos rígidos sobre estacas utilizando o método das bielas e tirantes / Luciano José dos Santos Júnior– Votuporanga, 2018.

132 p. : il. color.; 29,8 cm. Bibliografia: p. 89. Inclui Apêndice

Orientador: Domício Moreira da Silva Júnior Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, 2018.

Engenharia de estruturas.
 Software - Desenvolvimento.
 Construção Civil.
 Concreto Armado.
 Título.

CDD - 624.18340285

SOFTWARE ON-LINE PARA DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE BLOCOS RÍGIDOS SOBRE ESTACAS UTILIZANDO O MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como exigência parcial para obtenção do diploma do Curso de Bacharelado em Engenharia civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia, Campus Votuporanga.

Professor Orientador: Me. Domício Moreira da Silva Junior

Aprovado pela banca examinadora em 26 de outubro de 2018.

Prof. Me. Gustavo Cabrelli Nirschl

Prof. Me. Raphael Sayerio Spozito

DEDICATÓRIA

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por todas as conquistas alcançadas.

Agradeço também à minha família, que sempre acredita e me apoia incondicionalmente para meu desenvolvimento pessoal e acadêmico, sempre apoiando para que eu chegasse até aqui.

Agradeço ao meu orientador que sempre esteve ao meu lado me auxiliando durante todo o desenvolvimento do projeto. "Que a força esteja com ele!".

Agradeço especialmente ao docente Gustavo Cabrelli Nirschl que disponibilizou seu tempo a fim de me auxiliar na programação e desenvolvimento do *software*.

Agradeço a todos os amigos que conquistei durante o curso, pois ajudaram a tornar esta experiência acadêmica marcante e mais feliz.

Agradeço a todos os professores e servidores do IFSP Campus Votuporanga, todos contribuíram direta e indiretamente para a conclusão desse trabalho.

EPÍGRAFE

"Repare,

Cada pessoa que torce por você é parte indispensável para a construção do seu sucesso, inclusive as que torcem contra."

Bráulio Bessa

RESUMO

Devido a vanguarda da tecnologia aplicada à construção civil, o emprego de técnicas construtivas com maior rapidez passou a ser exigida pelo mercado, isso torna necessário o avanço em estudos e pesquisas direcionadas à aplicação de ferramentas computacionais, que cabem auxiliar o profissional de engenharia. Pouquíssima parte dos profissionais recém-formados da engenharia atribuem o devido valor aos métodos de programação e análise computacional, o que acaba fazendo com que estes dispendam boa parte do tempo executando cálculos e interpretando gráficos. O trabalho proposto visa ao estudo do comportamento do concreto armado, com um software on-line, desenvolvido para compreensão e facilidade no dimensionamento e detalhamento de blocos de concreto armado rígidos, para duas, três, quatro e cinco estacas, utilizando o Método das Bielas e Tirantes. A página fica hospedado em site de um grupo de pesquisa (Núcleo de Engenharia Virtual e Experimental - NEVE) e foi desenvolvida utilizando HTML, Javascript, CSS e Bootstrap. Essa página conta com recurso de relatório em .PDF do processo de cálculo e detalhamento das armaduras, arquivo .DXF com o detalhamento final, prontos para que o usuário compreenda todo o processo de cálculo para os resultados das armaduras e veja o desenho de seu respectivo detalhamento para possível execução.

Palavras-chave: Bloco sobre estacas. Método das bielas e tirantes. Relatório PDF. Detalhamento DXF.

ABSTRACT

Due to the forefront of technology applied to construction, the use of faster construction techniques became required by the market, making it necessary to advance studies and researches aimed at the application of computational tools, which can assist the engineering professional. Few part of the newly graduated engineering professionals attach sufficient value to programming methods and computational analysis, which makes them spend a big amount of time performing calculations and interpreting graphs. The proposed work aims at the study of the behavior of reinforced concrete. with an on-line software, developed for comprehension and facility in the sizing and detailing of rigid reinforced concrete blocks for two, three, four and five piles using the Connecting rods and Tethers Method. The page is hosted on a research group's website (Virtual and Experimental Engineering Nucleus - NEVE) and was developed using HTML, Javascript, CSS and Bootstrap. This page has a PDF report function of the calculating process and reinforcement detailing and also DXF file with the final detailing, ready for the user to understand the entire calculation process for the reinforcement results and to see the drawing of their respective detailing for possible execution.

Keywords: Piles Caps. Strut-and-tie Models. PDF report. DXF Detailing.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Comportamento estrutural biela-tirante.	27
Figura 2: Blocos de fundação.	28
Figura 3: Viga de travamento entre blocos de duas estacas.	29
Figura 4: Algumas configurações comuns para blocos sobre estacas	29
Figura 5: Dimensões notáveis do bloco.	31
Figura 6: Lados correspondentes de bloco e pilar para a rigidez	32
Figura 7: Comprimento de ancoragem	33
Figura 8: Bloco sobre duas estacas.	36
Figura 9: Bloco sobre três estacas.	42
Figura 10: Formas de armar o bloco de três estacas	44
Figura 11: Bloco sobre quatro estacas.	47
Figura 12: Formas para armar o bloco de quatro estacas	49
Figura 13: Bloco sobre cinco estacas.	51
Figura 14: Formas para armar o bloco de cinco estacas	52
Figura 15: Página "HOME" do software.	58
Figura 16: Fluxograma do processo de cálculo das armaduras	59
Figura 17: Fluxograma de verificação das armaduras	60
Figura 18: Janela para entrada de d e d'.	61
Figura 19: Valor de altura útil fora do intervalo.	62
Figura 20: Alerta de bloco flexível.	63
Figura 21: Alerta de esmagamento.	64
Figura 22: Alerta para quando intervalo de altura útil é insuficiente	64
Figura 23: Alerta para estacas tracionadas	65
Figura 24: Alerta para capacidade de carga de estacas	65
Figura 25: Exemplo de alerta para área de aço escolhida menor	66
Figura 26: Alerta para uma barra de aço.	66
Figura 27: Alerta para o espaçamento mínimo de barras	67
Figura 28: Alerta de espaçamento máximo do bloco de duas estacas	68
Figura 29: Aba "HOME"	91
Figura 30: Aba "BLOCO COM DUAS ESTACAS"	92
Figura 31: Aba "BLOCO COM DUAS ESTACAS" - continuação	92
Figura 32: Aba "BLOCO COM TRÊS ESTACAS"	93

Figura 33: Aba "	BLOCO COM TRÊS ESTACAS" - cor	ntinuação93
Figura 34: Aba "	BLOCO COM QUATRO ESTACAS"	94
Figura 35: Aba "	BLOCO COM QUATRO ESTACAS" -	continuação94
Figura 36: Aba "	BLOCO COM CINCO ESTACAS"	95
Figura 37: Aba "	BLOCO COM CINCO ESTACAS" - co	ontinuação95
Figura 38: Aba "	RELATÓRIOS"	96
Figura 39: Exem	plo de tela de resultados	96
Figura 40: Exem	plo de tela para escolha de barras c	omerciais97
Figura 41: Aba p	oara abrir ou salvar dados iniciais	98

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

CSS Cascading Style Sheets (Folha de Estilo em Cascata)

DXF Drawing Exchange Format

HTML HyperText Markup Language (Linguagem de Marcação de Hipertexto)

IFSP Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo

NBR Norma Brasileira

PDF Portable Document Format (Formato Portátil de Documento)

Núcleo de Engenharia Virtual e Experimental

NEVE

LISTA DE SÍMBOLOS

cm	Centímetros.
km	Quilômetros.
m	Metros.
d	Altura útil.
Н	Altura total do bloco.
Α	Comprimento do bloco.
\mathbf{a}_{p}	Dimensão do pilar na direção de A.
В	Largura do bloco.
Фе	Diâmetro da estaca.
е	Espaçamento entre eixo das estacas.
l_b	comprimento de ancoragem da barra.
f_{ctd}	Resistência a tração de cálculo do concreto.
f_{bd}	Tensão de aderência de cálculo do concreto.
γ_c	Coeficiente de minoração da resistência do concreto.
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço.
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço.
f_{ck}	Resistência característica a compressão do concreto.
f_{cd}	Resistência de cálculo a compressão do concreto.
η_1	Coeficiente de rugosidade da barra.
η_2	Coeficiente de posição da barra na peça de concreto.
η_3	Coeficiente do diâmetro da barra.
ď'	Medida do centro de gravidade das armaduras principais até o fundo do
	bloco.
a_{est}	Área da estaca quadrada equivalente a circular.
α	Ângulo de inclinação da biela.
N_i	Força normal na estaca i.
PP_{bloco}	Peso próprio do bloco.
N_k	Força normal característica.
n_e	Número de estacas.
M_{y}	Momento em torno do eixo y.

 M_x Momento em torno do eixo x.

 x_i Posição em x da estaca com relação ao centro do estaqueamento.

 y_i Posição em y da estaca com relação ao centro do estaqueamento.

 N_d Força normal de cálculo.

 A_e Área da estaca

 $\sigma_{cd,estaca}$ Tensão atuante na biela de compressão na região da estaca.

 $\sigma_{cd,pilar}$ Tensão atuante na biela de compressão na região do pilar.

 A_p Área do pilar.

 $\sigma_{cd,limite}$ Tensão limite para a biela de compressão na região do pilar.

 k_r Coeficiente para segurança do Estado Limite de Último

 $A_{s,principal}$ Área de aço da armadura principal.

 $A_{s,pele}$ Área de aço da armadura de pele.

 $A_{s,superior}$ Área de aço da armadura de malha superior.

 $A_{s,susp,total}$ Área de aço da armadura de suspensão.

 $A_{s,malha,inf}$ Área de aço da armadura de malha inferior.

 $\gamma_{concreto}$ Peso específico do concreto.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	23
1.1 OBJETIVOS	23
1.2 JUSTIFICATIVA	24
1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	25
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1 DEFINIÇÃO DE BLOCO	27
2.2 PROCEDIMENTOS GERAIS DE PROJETO	28
2.3 CRITÉRIOS DE PROJETO	30
2.3.1 Distância entre eixos das estacas	30
2.3.2 Altura dos blocos	30
2.3.3 Critérios para determinação da rigidez do bloco	31
2.3.4 Armaduras utilizadas nos blocos rígidos	32
2.3.4.1 Armadura de flexão	32
2.3.4.2 Armadura de distribuição	34
2.3.4.3 Armadura de suspensão	34
2.3.4.4 Armadura de arranque dos pilares	34
2.3.4.5 Armadura lateral e superior	34
2.4 O MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES	35
2.4.1 Bloco sobre duas estacas	36
2.4.2 Bloco sobre três estacas	42
2.4.3 Bloco sobre quatro estacas	46
2.4.4 Bloco sobre cinco estacas	50
2.5 A LINGUAGEM DE PROGRAMAÇÃO E FERRAMENTAS	54
3 METODOLOGIA	57
3.1 DIMENSÕES PARA BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS	69
3.2 DIMENSÕES PARA BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS	69
3.3 DIMENSÕES PARA BI OCO SOBRE QUATRO ESTACAS	71

3.4 DIMENSÕES PARA BLOCO SOBRE CINCO ESTACAS	71
4 RESULTADOS	73
4.1 APLICAÇÃO DE EXEMPLO DE BLOCO DE QUATRO ESTACAS	73
5 CONCLUSÃO	87
REFERÊNCIAS	89
APÊNDICE A – MANUAL DE UTILIZAÇÃO	91
APÊNDICE B – EXEMPLO DE BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS	99
APÊNDICE C – EXEMPLO DE BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS	109
APÊNDICE D – EXEMPLO DE BLOCO SOBRE CINCO ESTACAS	121

1 INTRODUÇÃO

Ao dimensionar um elemento de concreto armado, por vezes o que se faz é verificar a dimensão proposta a este, isto é, estima-se sua dimensão e calcula-se as armaduras, verificando se a dimensão proposta é suficiente, caso contrário o processo é repetido. Fica evidente que, realizar os cálculos diversas vezes para o mesmo elemento leva tempo e, na maioria dos casos, esse tempo não está disponível para o engenheiro.

Fatores importantes que devem ser levados em conta são os conceitos e fundamentos da engenharia. Segundo Kimura (2007, p.25), a informática serve para aperfeiçoar a Engenharia de Estruturas, mas nunca substituí-la, já que o papel do computador é apenas processar os dados e não interpretar o resultado final. Desta forma, o conhecimento técnico do projetista é indispensável para fazer a análise crítica dos resultados fornecidos pelo computador, neste sentido, Kimura (2007, p.25) reforça afirmando que o engenheiro deve ser responsável e colocar os conhecimentos de engenharia como meta, diferenciando as limitações dos benefícios.

Portanto, este trabalho apresenta o desenvolvimento de um *software* para processamento automatizado e posterior apresentação dos resultados, com relatórios de cálculo detalhados e detalhamento das armaduras, conforme os objetivos apresentados na sequência.

1.1 OBJETIVOS

O trabalho proposto tem por objetivo:

a) Objetivo Geral

 Desenvolver um software on-line capaz de efetuar os cálculos necessários para dimensionar as armaduras principais e secundárias de blocos de fundação rígidos, para duas, três, quatro e cinco estacas, utilizando o Método das Bielas. Ainda, com geração de relatório de cálculo em arquivo PDF e detalhamento final das armaduras em extensão DXF.

b) Objetivos Específicos

- Aprender a linguagem de programação Javascript.
- Conhecer o comportamento de blocos sobre estacas.
- Conhecer o comportamento conjunto do aço e concreto a fim de garantir resistência aos esforços de compressão e tração atuantes nos blocos.
- Conhecer o comportamento dos blocos sobre estacas, sobretudo com a aplicação do Método das Bielas e Tirantes.
- Demonstrar a necessidade e praticidade da utilização de um software para dimensionar e detalhar as armaduras em peças de concreto armado.
- Desenvolver uma ferramenta didática para auxílio no processo de ensinoaprendizado das disciplinas relacionadas ao concreto armado.

1.2 JUSTIFICATIVA

Ao proporcionar um documento que contenha a maneira como o software executou o processamento, a relação deste programa com o usuário fica mais estreita, ou seja, o entendimento do usuário passa a ser mais específico, no sentido de que ele passa a compreender como lançar os dados para que estes sejam processados e gerem resultados que, supostamente, estarão dentro da expectativa dele. Tal expectativa é comprovada ou não com a conferência dos cálculos no relatório apresentado.

Outra questão é a viabilidade de execução de cálculos estruturais. Albertini (2005, p.1) retrata que a aplicação de programas de computador se faz cada dia mais necessária, ainda ressaltando que os algoritmos possuem vasta precisão e inteligência, que dá ao profissional a devida agilidade e confiabilidade nos projetos. Então, com processamento computadorizado, além da praticidade e facilidade da adequação de um projeto no âmbito da economia, com o tempo ganhado, pode-se processar várias vezes o cálculo a fim de encontrar um dimensionamento mais enxuto daquele elemento em questão.

Por fim, após o processamento, será possível solicitar um arquivo com desenho do elemento dimensionado. Este desenho contém o detalhamento das armaduras e todas as informações necessárias para execução do elemento.

1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em cinco capítulos, sendo que neste primeiro capítulo, buscou-se apresentar, em linhas gerais, a fundamentação e os objetos do trabalho.

Para o segundo capítulo, apresenta-se a revisão bibliográfica a respeito do dimensionamento de blocos sobre estacas, utilizando o Método das Bielas, englobando equações a serem utilizadas para cada bloco em específico.

No terceiro capítulo será contida a metodologia utilizada no desenvolvimento do *software*, isto é, os caminhos que o programa faz durante o processo de cálculo conforme os dados informados pelo usuário, as considerações que o utilizador deve levar em conta, além das ferramentas utilizadas para o desenvolvimento.

O quarto capítulo, contém os resultados obtidos pela utilização do *software*, utilizando exemplos numéricos e evidenciando as considerações implementadas no programa.

No quinto e último capítulo, apresentam-se as conclusões deste trabalho.

Após a conclusão, as referências bibliográficas são listadas.

Por fim, são apresentados Apêndices contendo o manual de utilização do *software*, bem como os relatórios de cálculo para cada um dos quatro tipos de blocos dimensionados pelo programa proposto.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Avante são apresentadas as características primordiais de blocos sobre estacas e as devidas recomendações da NBR 6118:2014 relacionadas às suas armaduras.

2.1 DEFINIÇÃO DE BLOCO

A definição de bloco pode ser encontrada conforme os itens 22.7.1 e 22.7.2.1 da NBR-6118:2014, em que os blocos são estruturas com volume considerável, que transmitem as cargas de fundação para as estacas ou tubulões, ainda podem ser considerados rígidos ou flexíveis de acordo com o critério definido para sapatas. Além disso, tem comportamento estrutural caracterizado por trabalhar flexão e cisalhamento em duas direções, com tração concentrada na linha sobre as estacas e ruína por compressão nas chamadas bielas. A Figura 1 mostra o comportamento estrutural biela-tirante evidenciando os elementos no bloco.

Figura 1: Comportamento estrutural biela-tirante.

Fonte: Bastos (2017).

Para Carvalho e Pinheiro (2009, p. 528), os blocos são componentes volumétricos de transição, que transladam as cargas do pilar para o conjunto do estaqueamento. Conforme Bastos (2017), os blocos podem ser para 1, 2, 3 e "n" estacas, em função da capacidade de carga das mesmas. Para que a situação de

bloco sobre estacas fique clara, a Figura 2 mostra a diferença comparando com um bloco sobre tubulão. Lembrando que bloco sobre tubulão não será tratado neste trabalho, a imagem é, apenas, para notar a diferença entre as possibilidades existentes.

PILAR

BLOCO

ESTACA

TUBULÃO

b)

Figura 2: Blocos de fundação.

Fonte: Bastos (2017).

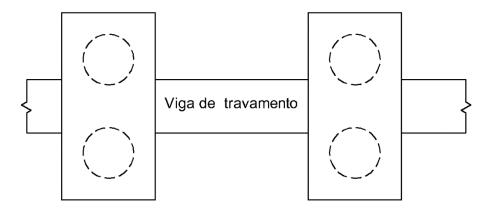
Nota: a) bloco sobre estacas; b) bloco sobre tubulão

2.2 PROCEDIMENTOS GERAIS DE PROJETO

Como procedimento inicial para projeto é interessante que se tenha uma visão, de certa forma geral, do conjunto bloco-estaca. Tendo a noção dos esforços no topo do bloco, parte-se para a determinação da quantidade de estacas necessárias que, por consequência, resulta em um bloco específico. Munhoz (2004, p. 22), apresenta essa mesma ideia, quando cita que se define o tipo de estaca a ser utilizada e em função dos esforços no topo do bloco e da capacidade de carga da estaca escolhida, é determinado o tipo de bloco. Em seguida, faz-se a distribuição das estacas no bloco, preferencialmente, coincidindo o centro geométrico do estaqueamento com o centro do pilar.

Ainda de acordo com Munhoz (2004, p.23), dependendo da configuração adotada, poderá ocorrer um deslocamento horizontal dos blocos, sobretudo em caso de blocos de uma ou duas estacas, nestes casos, deve-se utilizar outro elemento (ex. viga de travamento) para travar a direção em que o deslocamento possa ocorrer. Observa-se o elemento para travar na figura seguinte.

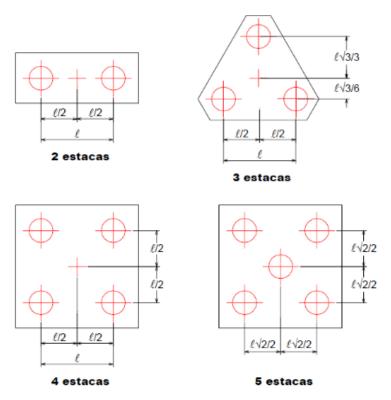
Figura 3: Viga de travamento entre blocos de duas estacas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

Alguns tipos de blocos bastante utilizados na construção civil, inclusive sendo os que o programa tratará, são mostrados na Figura 4.

Figura 4: Algumas configurações comuns para blocos sobre estacas.



Fonte: Munhoz (2004).

2.3 CRITÉRIOS DE PROJETO

A seguir, serão apresentados os critérios a serem adotados para execução do projeto estrutural de blocos sobre estacas.

2.3.1 Distância entre eixos das estacas

Por questões óbvias de espaço físico, juntamente com a metodologia de cálculo aplicada, deve-se pensar na disposição que as estacas terão no bloco. Sobretudo, o espaçamento entre elas no elemento bloco é de importante consideração. Munhoz (2004, p.24) afirma que o distanciamento mínimo entre os eixos das estacas é necessário por conta do efeito de grupo de estacas, isto é um inchamento no solo por conta de estacas pouco espaçadas, melhorando assim o desempenho das estacas frente aos esforços solicitantes e à interação desta com o solo que a circunda.

A NBR 6118:2003 recomendava que este espaçamento estivesse compreendido entre 2,5 a 3,0 vezes o diâmetro da estaca. Tal recomendação não se encontra explicita na NBR 6118:2014, no entanto, segundo Oliveira (2009, p.105), vários autores continuam fazendo essa recomendação, respeitando um espaçamento mínimo de 60 cm para qualquer tipo de estaca.

2.3.2 Altura dos blocos

Para a determinação da altura dos blocos é importante considerar o modelo das bielas e tirantes além das armaduras que serão colocadas neste elemento. Consoante Araújo (2014, p. 301 e 302), não há uma altura mínima necessária para garantir o comportamento do modelo. No que diz respeito à altura útil, Munhoz (2004, p.38) recomenda que, o ângulo de inclinação das bielas de compressão esteja compreendido entre 45° e 55°.

O item 22.7.4.1.4 da NBR 6118:2014 determina que os blocos tenham altura suficiente para permitir a ancoragem das armaduras dos pilares, desta forma, a altura útil (d) deve ser maior ou igual ao comprimento de ancoragem das armaduras do pilar.

A altura total (H) dos blocos é determinada pelo somatório da altura útil com a distância entre a face inferior do bloco e o centro de gravidade das armaduras principais. Geralmente este valor é adotado, considerado de 10 cm a 15 cm. Em

conformidade com Araújo (2014, p. 302), a altura mínima serve para que se possa desprezar as deformações do bloco, tratando sua distribuição de cargas como sendo plana (bloco rígido).

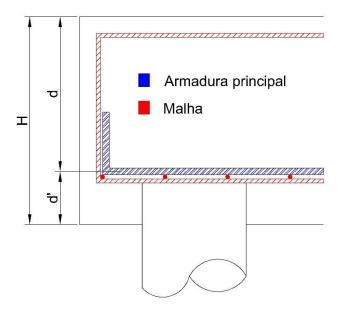


Figura 5: Dimensões notáveis do bloco.

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

2.3.3 Critérios para determinação da rigidez do bloco

Ao tratar da rigidez do bloco, o que se coloca como análise é o seu comportamento com relação aos esforços e sua atuação frente à distribuição de cargas. Araújo (2014, p. 302) aponta que, no bloco rígido a distribuição de cargas é admitida plana, importante consideração para utilização do método biela e tirante. A norma brasileira NBR 6118:2014, em seu item 22.7.2.1, apresenta o bloco rígido como o elemento que tem seu comportamento estrutural característico, por trabalhar à flexão nas duas direções, porém com trações concentradas sobre as estacas. Além disso, a norma informa que o trabalho ao cisalhamento ocorre nas duas direções, apresentando ruína somente nas bielas de compressão e que as forças do pilar para as estacas são transmitidas especificamente pelas bielas.

A NBR 6118:2014 adota o mesmo critério utilizado para sapatas para definição da rigidez do bloco, e conforme o item 22.6.1 da referida norma, uma sapata (analogamente válido para blocos) pode ser considerada rígida se:

$$H \ge \frac{A - a_p}{3} \tag{1}$$

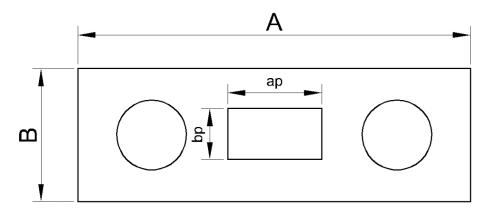
Em que:

H = altura do bloco, em centímetros.

A = dimensão bloco em uma direção, em centímetros. Ver Figura 6.

 a_p = dimensão do pilar na mesma direção de A, em centímetros.

Figura 6: Lados correspondentes de bloco e pilar para a rigidez



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

Para os blocos de 3,4 e 5 estacas, a verificação da rigidez deve ser feita para as duas direções. O cálculo das dimensões de todos os blocos encontra-se no Capítulo 3.

2.3.4 Armaduras utilizadas nos blocos rígidos

Conforme o item 22.7.4.1 da NBR 6118:2014, as armaduras utilizadas nos blocos rígidos são distribuídas em cinco posições distintas no interior do bloco. Cada armadura tem uma função específica e que será descrita nos itens subsequentes.

2.3.4.1 Armadura de flexão

São as armaduras principais, utilizadas para combater as tensões de tração que surgem em função da distribuição interna de forças no bloco. O item 22.4.7.1.1

da NBR 6118:2014 propõe a disposição dessa armadura em, pelo menos, 85% nas faixas sobre as estacas, equilibrando com a respectiva biela de compressão.

Outra consideração do item 22.4.7.1.1 é que essas barras se estendam de face a face do bloco, terminando em gancho das extremidades. Essa mesma indicativa é encontrada em Araújo (2014, p. 310), a qual o autor sugere que a armadura principal precisa ser prolongada por todo o comprimento do bloco, ancorando-a com ganchos nas extremidades ou soldando barras transversais.

A NBR 6118:2014 indica que o comprimento de ancoragem, disponível no interior do bloco, é aquele cuja medida tem início na face interna da estaca e se estende até a extremidade do bloco, descontando-se a camada de cobrimento, conforme Figura 7.

L_b L_b e

Figura 7: Comprimento de ancoragem reto disponível.

Fonte: Bastos (2017).

Para cálculo do comprimento de ancoragem necessário, a norma permite considerar o efeito favorável propiciado pelas elevadas tensões de compressão que atuam transversalmente sobre as barras, desta forma, Calavera (1991 apud MUNHOZ, 2004 p. 31) afirma que é possível considerar uma redução de 20% no comprimento de ancoragem em função da boa condição de aderência produzida pelas tensões de compressão transversal à barra.

2.3.4.2 Armadura de distribuição

No que diz respeito à armadura de distribuição, observe que a NBR 6118:2014 em seu item 22.7.4.1.2 descreve: "Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais."

2.3.4.3 Armadura de suspensão

A informação sobre a armadura de suspensão e sua determinação, pode ser interpretada a partir do texto na NBR 6118:2014 em seu item 22.7.4.1.3, que diz: "Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada."

Para este trabalho, optou-se pela utilização da armadura de suspensão independentemente da quantidade da armadura de distribuição. Bastos (2017, p. 14) prescreve a equação que permite obter o valor total dessa armadura, de acordo com a força normal, o número de estacas e a resistência do aço.

2.3.4.4 Armadura de arranque dos pilares

No que se refere a armadura de arranque dos pilares, em seu item 22.7.4.1.4, a NBR 6118:2014 indica que: "O bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Nessa ancoragem pode-se considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da flexão do bloco (ver Seção 9)."

2.3.4.5 Armadura lateral e superior

Para as armaduras lateral (de pele) e superior, a norma, indica a necessidade de uso em certos casos. Observe:

Em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior.

Em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares. (NBR 6118:2014, item 22.7.4.1.5, p.192)

2.4 O MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES

Para o dimensionamento das armaduras dos blocos será adotado o Método das Bielas. De acordo com Silva e Giongo (2000, p.1), para este modelo, as bielas retratam região de tensão de compressão no concreto, enquanto os componentes tracionados, tratados como tirantes, equivalem a campos de tensões de tração absorvidos pelas a armadura. Para a NBR 6118:2014 no item 22.3.1, que trata do procedimento de aplicação do método, permite-se a análise no estado-limite último de um elemento por meio de uma treliça ideal, formada pelas bielas e por tirantes. A referida norma continua, em mesmo item, a determinar que, a escolha dos eixos das bielas deve ser feita para ser bem próximo das tensões de compressão, no tempo em que os tirantes estejam no eixo das armaduras que serão detalhadas.

Outra referência é de Munhoz (2004, p.36), ao qual o método assume uma treliça espacial no interior do bloco composta por barras tracionadas e outras comprimidas. A consideração feita é que as barras tracionadas serão as armaduras, enquanto que, as barras comprimidas, segundo Munhoz (2004, p.36), são as chamadas bielas, uma região de concreto, que é inclinada conforme eixo das estacas e plano de intersecção com as armaduras.

Bastos (2017, p.2) recomenda a utilização deste método quando o carregamento é centrado. Podendo até ser utilizado para carga fora de centro, porém, deve-se admitir que todas as estacas possuem a mesma carga da estaca mais solicitada. Outra recomendação é que todas as estacas devem estar igualmente espaçadas em relação ao eixo do pilar.

Dentre as recomendações de autores e norma, atenta-se para a inclinação das bielas. A NBR 6118:2014 no item 22.3.1 estabelece que a inclinação para tais bielas deve ter tangente compreendida entre 0,57 e 2, segundo eixo longitudinal da armadura e do elemento estrutural. Como já citado em itens anteriores, o presente trabalho trará o dimensionamento limitando os valores para o intervalo de 45° a 55°, incluso no intervalo de 0,57 a 2, que é o mesmo que, aproximadamente, 30° a 60°. Observando que, essa mesma inclinação, determinará o intervalo de escolha da altura útil do bloco.

A seguir encontra-se as formulações para cada bloco rígido em concreto armado, lembrando que são blocos de duas, três, quatro e de cinco estacas.

2.4.1 Bloco sobre duas estacas

Segue os passos para o dimensionamento da armadura principal deste bloco, conforme bibliografia apresentada. A Figura 8 a seguir esquematiza um exemplo de bloco sobre duas estacas.

Figura 8: Bloco sobre duas estacas.

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

a) Determinação do intervalo de altura útil

Conforme a recomendação já explicada e encontrada em Munhoz (2004, p. 38), o intervalo de inclinação da biela é 45° a 55°, este intervalo dará os limites para a altura útil. Observe:

$$0.500 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \le d \le 0.714 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \tag{2}$$

Em que:

e = espaçamento entre estacas em centímetros.

 a_p = dimensão do pilar paralelo ao comprimento A do bloco, em centímetros.

d = Altura útil do bloco, em centímetros.

Após o cálculo dos limites o valor da altura útil (d), é escolhido dentro do intervalo da expressão (2), ainda atentando-se para cobrir o comprimento de ancoragem das barras do pilar.

Para determinação do comprimento de ancoragem (l_b), anteriormente é necessário determinar a resistência à tração de cálculo do concreto (f_{ctd}) e a tensão de aderência (f_{bd}), conforme as equações (3), (4) e (5) a seguir:

$$f_{ctd} = \frac{0.021}{\gamma_c} * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \tag{3}$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \tag{4}$$

$$l_{b,pilar} = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * f_{bd}} \tag{5}$$

Sendo:

 γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto. (valor de 1,4).

 f_{ctd} = resistência a tração de cálculo do concreto em kN/cm².

 f_{ck} = resistência característica a compressão do concreto em MPa.

 η_1 = depende da conformação superficial da barra.

η₂: parâmetro que depende da situação de aderência em que a barra se encontra. Conforme item 9.3.1 da NBR-6118:2014, todas as barras com inclinação maior que 45° em relação à horizontal, estão em situação de boa aderência.

 $η_3$: parâmetro que depende do diâmetro da barra e assume o valor de 1,00 caso a barra possua diâmetro inferior à 32mm e (132 – φ)/100 , para $φ \ge 32$ mm.

 f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo do aço em kN/cm².

 Φ = diâmetro da barra do pilar em centímetros.

b) Altura total do bloco

A altura total do bloco é determinada segundo a equação (6) que segue.

$$H = d + d' \tag{6}$$

Sendo:

d = altura útil determinada no item anterior a), em centímetros.

d' = distância entre o centro de gravidade das armaduras principais e a face inferior do bloco, em centímetros.

c) Inclinação real da biela

Após definidas as dimensões básicas do bloco, é necessário determinar a inclinação real da biela, já que, esta será utilizada para a verificação do esmagamento do concreto nas regiões da estaca e do pilar. Esta verificação é feita nas duas regiões, pois segundo Munhoz (2004, p. 39) as bielas têm seção variável ao longo da altura do bloco, logo, por questões óbvias, ao mudar a área a tensão atuante muda.

Para determinar a inclinação das bielas, em radianos, utiliza-se a equação (9) adiante.

$$arc \, tg\alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \tag{9}$$

d) Verificação da rigidez do bloco

Conforme o próprio título desse trabalho, embasado no item 2.3.3, o método de cálculo pode ser utilizado apenas para blocos rígidos, portanto, deve-se verificar essa condição de acordo com as dimensões de sua altura e comprimento, além do comprimento da seção do pilar na respectiva direção do maior lado do bloco.

Seguindo a equação (1) já apresentada, é possível calcular uma altura mínima para que o bloco seja rígido. Portanto, a altura total do bloco deve ser maior do que a determinada na equação (1).

Caso a altura escolhida no item anterior não seja suficiente para atender esta relação, deve-se aumentar a altura útil do bloco conforme a relação de inclinação.

e) Influência do momento fletor na distribuição de forças nas estacas

Considerando a atuação de momentos fletores, é possível determinar o acréscimo ou alívio de força nas estacas utilizando o conceito de flexão composta,

uma vez que as hipóteses de cálculo são as mesmas, ou seja, o bloco é considerado rígido e as reações das estacas são proporcionais aos respectivos deslocamentos.

Para encontrar a parcela de força normal em cada estaca (N_i) , pode-se utilizar a equação (10).

$$N_{i} = \frac{PP_{bloco} + N_{k}}{n_{e}} + \frac{M_{y} \cdot x_{i}}{\sum x_{i}^{2}} + \frac{M_{x} \cdot y_{i}}{\sum y_{i}^{2}}$$
(10)

Os quais:

 PP_{bloco} = peso próprio do bloco dado em kN, considerando o produto do seu volume (em m³) pelo peso específico do concreto de 25 kN/m³.

 N_k = força normal característica atuante, em kN.

 n_e = número de estacas do bloco.

 M_{ν} = momento fletor em torno do eixo y, em kN.cm.

 M_x = momento fletor em torno do eixo x, em kN.cm.

 x_i = distância do centro da estaca até o centro do bloco na direção x, em centímetros.

 y_i = distância do centro da estaca até o centro do bloco na direção y, em centímetros.

Notando que a equação (10) é genérica, e serve para determinar a influência do momento fletor na distribuição dos esforços atuantes nas estacas para qualquer tipo de bloco. O bloco sobre duas estacas só tem capacidade para absorver o momento fletor que atua na direção do eixo das estacas, caso exista momento na outra direção, é necessária a utilização de viga de travamento.

Sob o campo de validade do método das bielas e tirantes, Munhoz afirma que:

O método das bielas é recomendado para ações centradas e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro do pilar. Pode ser empregado no caso de ações que não são centradas, desde que se admita que todas as estacas estão submetidas à maior força transferida. (MUNHOZ, 2004, p.36).

Portanto, no caso de estacas submetidas à tração, o método perde a validade.

f) Verificação de esmagamento das bielas

As equações de tensão atuante nas regiões do pilar e estaca, são informadas a seguir consoante Munhoz (2004, p. 40 e 41).

$$\sigma_{cd,estaca} = \frac{N_d}{2.A_e. sen^2 \alpha} \tag{11}$$

$$\sigma_{cd,pilar} = \frac{N_d}{A_n \cdot sen^2 \alpha} \tag{12}$$

Com:

 A_p = área do pilar, em cm²

 A_e = área da estaca, em cm²

 N_d = (Maior valor de N_i) x (número de estacas) x 1,4

Para ambos os casos de tensão das equações (11) e (12), o valor limite da tensão é o mesmo, segundo Munhoz (2004, p. 41), dado como:

$$\sigma_{cd.limite} = 1, 4. k_r. f_{cd} \tag{13}$$

Em que:

1,4 = constante que relaciona valores numéricos com obtidos experimentalmente, de acordo com Machado (1979 apud Munhoz, 2004, p. 41).

 k_r = constante de 0,85, conforme Munhoz (2004, p. 41).

 f_{cd} = resistência a compressão de cálculo do concreto, em kN/cm².

Observa-se, conforme Munhoz (2004, p. 41), que o coeficiente k_r , leva em consideração vários fatores, entre eles, o efeito Rüsch da atuação de longa duração da ação.

Obviamente, os valores de tensão atuante devem ser menores do que o limite resistente, caso contrário, o concreto rompe por esmagamento. Neste caso, aumentar a altura útil pode ser solução.

g) Cálculo da armadura principal

A armadura principal será disposta conforme a direção longitudinal. A equação a seguir permite obter o valor da área de aço necessária em cm².

$$A_{s,principal} = \frac{1,15. N_d}{8. d. f_{vd}} (2e - a_p)$$
 (14)

Atenção para as unidades de entrada dos valores para que a área seja dada em cm². Para isso, é necessário que os comprimentos estejam em cm, a normal em kN e a resistência do aço em kN/cm².

Após definido os diâmetros comerciais das barras de aço a serem utilizadas, o item 22.7.4.1.1 da NBR 6118:2014 recomenda que pelo menos 85% das armaduras sejam posicionadas nas faixas definidas pelas estacas, com uma largura de 1,2φe.

h) Armadura de pele

Essa armadura é recomendação do item 22.7.4.1.5 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 8), a área de aço é dada por:

$$A_{s,nele} = 0.075 * (\phi_e + 2 * 15) \tag{15}$$

Em que:

 ϕ_e = diâmetro da estaca em centímetros

2*15 = quinze centímetros de balanço para cada lado do bloco.

O valor resultante da equação (15) representa a área de aço, em cm²/m para estribos horizontais e para estribos verticais.

i) Armadura superior

Essa armadura é, também, recomendação do item 22.7.4.1.5 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 8), a área de aço, em cm², é dada pela equação (16) a seguir:

$$A_{s,superior} = 0.2. A_{s,principal} \tag{16}$$

2.4.2 Bloco sobre três estacas

Segue os passos para o dimensionamento da armadura principal deste bloco, conforme bibliografia apresentada.

A Figura 9 esquematiza um exemplo de bloco sobre três estacas.

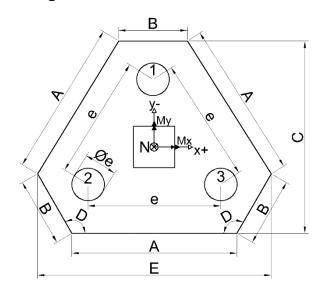


Figura 9: Bloco sobre três estacas.

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

a) Determinação do intervalo de altura útil

Conforme a recomendação já explicada e encontrada em Munhoz (2004, p. 38), o intervalo de inclinação da biela é 45° a 55°, este intervalo dará os limites para a altura útil. Observe:

$$0.577(e - 0.52a_p) \le d \le 0.825(e - 0.52a_p) \tag{17}$$

Sendo:

e = espaçamento entre estacas, em centímetros.

 a_p = dimensão do pilar na direção analisada, em centímetros, caso o pilar seja quadrado, caso contrário, deve-se determinar um pilar quadrado de área equivalente.

Bastos (2017, p. 11) faz esta recomendação, uma vez que, o método das bielas foi desenvolvido utilizando pilares quadrados. As dimensões do pilar equivalente, segundo o autor é $a_p = \sqrt{a.b}$.

d = Altura útil do bloco, em centímetros.

A consideração de um pilar de seção quadrada é uma recomendação feita com base na observação de Carvalho e Pinheiro (2009, p. 576), que trata da menor representatividade do método quando o pilar se diferencia da forma quadrada ou circular.

Após o cálculo dos limites o valor da altura útil (d), é escolhido dentro do intervalo, respeitando o comprimento de ancoragem das barras do pilar.

Para determinação do comprimento de ancoragem e altura do bloco, utiliza-se as mesmas equações apresentadas no item anterior 2.4.1 de bloco sobre duas estacas.

b) Inclinação real da biela

Para encontrar o valor em radianos do ângulo dessa biela utiliza-se a equação (18) que segue.

$$arc \, tg\alpha = \frac{d}{\frac{e\sqrt{3}}{3} - 0.3a_p} \tag{18}$$

c) Verificação da rigidez do bloco

Assim como explicado no item 2.4.1, seguindo a equação (1) já apresentada, é possível calcular uma altura mínima para que o bloco seja rígido. Também atentandose para a correção da altura útil caso o valor de rigidez não atenda.

d) Influência do momento fletor na distribuição de forças nas estacas

A influência dos momentos é também determinada da mesma maneira que no item 2.4.1.

e) Verificação de esmagamento das bielas

As equações de tensão atuante nas regiões do pilar e estaca, são informadas a seguir consoante Munhoz (2004, p. 48).

$$\sigma_{cd,estaca} = \frac{N_d}{3.A_e. sen^2 \alpha} \tag{19}$$

$$\sigma_{cd,pilar} = \frac{N_d}{A_p. sen^2 \alpha} \tag{20}$$

Com:

 A_p = área do pilar, em cm².

 A_e = área da estaca, em cm².

Para ambos os casos de tensão das equações (19) e (20), o valor limite da tensão é o mesmo, segundo Munhoz (2004, p. 41), dado como:

$$\sigma_{cd,limite} = 1,75. k_r. f_{cd} \tag{21}$$

Em que:

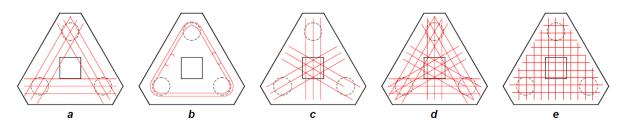
1,75 = constante de acordo com Machado (1979 apud Munhoz, 2004, p. 44).

 k_r = constante de 0,85, conforme Munhoz (2004, p. 41).

 f_{cd} = resistência a compressão de cálculo do concreto.

f) Cálculo da armadura principal

Figura 10: Formas de armar o bloco de três estacas.



Fonte: Munhoz (2004).

A armadura principal será disposta conforme a direção dos lados do bloco, isto é, conforme a Figura 10, item a). Este é o jeito mais comum de se armar o bloco, por isso foi escolhido assim. A equação (22) permite obter o valor da área de aço necessária em cm².

$$A_{s,principal} = \frac{\sqrt{3} * N_d}{27. d. f_{vd}} \left(e\sqrt{3} - 0.9a_p \right)$$
 (22)

Atenção para as mesmas recomendações de unidades e disposição final da armadura dos blocos anteriores.

g) Armadura de suspensão

A armadura de suspensão, em cm², pode ser determinada conforme Bastos (2017, p. 14), com a equação a seguir.

$$A_{s,susp,total} = \frac{N_d}{1.5 * n_e * f_{yd}} \tag{23}$$

Em que:

 n_e = número de estacas

Essa armadura pode ser substituída pelos ganchos da malha inferior, desde que, o valor da armadura de suspensão para cada lado, seja menor do que o valor da malha inferior para uma direção. Caso não for, pode-se adotar o valor da armadura de suspensão para a malha inferior, pois atenderá a necessidade de ambos os casos.

h) Armadura de malha inferior

Essa armadura é recomendação do item 22.7.4.1.2 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 21), a área de aço, em cm², é dada por:

$$A_{s,malha,inf} = 0.2 * 3 * A_{s,principal}$$
 (24)

O valor resultante da equação (24) representa a área para a malha em cada direção.

i) Armadura de malha superior

Essa armadura é recomendação do item 22.7.4.1.5 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 22), a área de aço, em cm², é dada pela equação (25) a seguir:

$$A_{s,superior} = 0.2 * 3 * A_{s,principal}$$
 (25)

O valor resultante da equação (25) representa a área para a malha em cada direção.

j) Armadura de pele

Essa armadura é outra recomendação do item 22.7.4.1.5 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 21), a área de aço, em cm², é dada pela equação (26) a seguir:

$$A_{s,superior} = 0.125 * 3 * A_{s,principal}$$

$$\tag{26}$$

Tal armadura é disposta horizontalmente no bloco.

2.4.3 Bloco sobre quatro estacas

Segue os passos para o dimensionamento da armadura principal deste bloco, conforme bibliografia apresentada. A Figura 11 representa um exemplo de bloco sobre quatro estacas.

Figura 11: Bloco sobre quatro estacas.

a) Determinação do intervalo de altura útil

A altura útil é dada pela equação a seguir e segue os mesmos passos e considerações do item 2.4.2 de bloco sobre três estacas.

$$0.707 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \le d \le 1.000 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \tag{27}$$

b) Altura total do bloco

Segue mesmas considerações e equações do item 2.4.1.

c) Inclinação real da biela

Para encontrar o valor em radianos do ângulo dessa biela utiliza-se a equação (28) que segue.

$$arc \, tg\alpha = \frac{d}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}} \tag{28}$$

d) Verificação da rigidez do bloco

A rigidez tem mesma determinação do item 2.4.1.

e) Influência do momento fletor na distribuição de forças nas estacas

Obtém-se por meio do item 2.4.1, com mesmas equações e considerações.

f) Verificação de esmagamento das bielas

As equações de tensão atuante nas regiões do pilar e estaca, são informadas a seguir consoante Munhoz (2004, p. 48).

$$\sigma_{cd,estaca} = \frac{N_d}{4.A_e. sen^2 \alpha} \tag{29}$$

$$\sigma_{cd,pilar} = \frac{N_d}{A_n.sen^2\alpha} \tag{30}$$

Para ambos os casos de tensão das equações (29) e (30), o valor limite da tensão é o mesmo, segundo Munhoz (2004, p. 41), dado como:

$$\sigma_{cd,limite} = 2,1. k_r. f_{cd} \tag{31}$$

Em que:

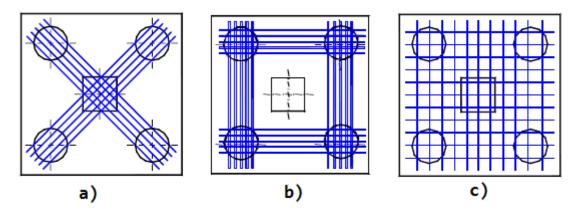
2,1 = constante de acordo com Machado (1979 apud Munhoz, 2004, p. 48).

 k_r = constante de 0,85, conforme Munhoz (2004, p. 41).

 f_{cd} = resistência a compressão de cálculo do concreto, em kN/cm².

g) Cálculo da armadura principal

Figura 12: Formas para armar o bloco de quatro estacas.



Fonte: Munhoz (2004).

A armadura principal será disposta conforme a direção dos lados do bloco, isto é, conforme exibido pela Figura 12 item b). Este é o jeito mais comum de se armar o bloco, por isso foi escolhido assim. A equação a seguir permite obter o valor da área de aço necessária em cm².

$$A_{s,principal} = \frac{N_d}{16. d. f_{vd}} (2e - a_p)$$
(32)

Atenção para as mesmas recomendações de unidades e disposição final da armadura dos blocos anteriores.

h) Armadura de suspensão

A armadura de suspensão pode ser determinada conforme item 2.4.2, com mesmas considerações alterando somente o número de estacas.

i) Armadura de malha inferior

Essa armadura é recomendação do item 22.7.4.1.2 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 21), a área de aço, em cm², é dada por:

$$A_{s,malha,inf} = 0.2 * 4 * A_{s,principal}$$
(33)

O valor resultante da equação (33) representa a área para a malha em cada direção.

j) Armadura de malha superior

Essa armadura é recomendação do item 22.7.4.1.5 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 22), a área de aço, em cm², é dada pela equação (34) a seguir:

$$A_{s,superior} = 0.2 * 4 * A_{s,principal} \tag{34}$$

O valor resultante da equação (34) representa a área para a malha em cada direção.

k) Armadura de pele

Essa armadura é outra recomendação do item 22.7.4.1.5 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 21), a área de aço, em cm², é dada pela equação (35) a seguir:

$$A_{s,superior} = 0.125 * 4 * A_{s,principal}$$

$$\tag{35}$$

2.4.4 Bloco sobre cinco estacas

Segue os passos para o dimensionamento da armadura principal deste bloco, conforme bibliografia apresentada. A Figura 13 representa um exemplo de bloco sobre cinco estacas.

Figura 13: Bloco sobre cinco estacas.

Para a escolha da altura útil, altura total, inclinação real das bielas, rigidez do bloco e atuação do momento fletor, os passos de cálculo e equações são os mesmos do item 2.4.3.

a) Verificação de esmagamento das bielas

As equações de tensão atuante nas regiões do pilar e estaca, são informadas a seguir consoante Munhoz (2004, p. 50).

$$\sigma_{cd,estaca} = \frac{N_d}{5.A_e. sen^2 \alpha} \tag{36}$$

$$\sigma_{cd,pilar} = \frac{N_d}{A_p. sen^2 \alpha} \tag{37}$$

Em que:

 A_p = área do pilar, em centímetros.

 A_e = área da estaca, em centímetros.

Para os casos de tensão das equações (36) e (37), o valor limite da tensão muda conforme parâmetro α para cada região, segundo Munhoz (2004, p. 50), dado como:

$$\sigma_{cd,limite} = \alpha. k_r. f_{cd} \tag{38}$$

Em que:

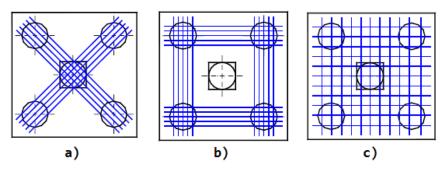
α = constante de acordo com Machado (1979 apud Munhoz, 2004, p. 50), valendo 2,6 para junto ao pilar e 2,1 para junto da estaca.

 k_r = constante de 0,85, conforme Munhoz (2004, p. 41).

 f_{cd} = resistência a compressão de cálculo do concreto, em kN/cm².

b) Cálculo da armadura principal

Figura 14: Formas para armar o bloco de cinco estacas.



Fonte: Munhoz (2004).

A armadura principal será disposta conforme a direção dos lados do bloco, isto é, conforme a Figura 14, item b). Este é o jeito mais comum de se armar o bloco, por isso foi escolhido assim. A equação a seguir permite obter o valor da área de aço necessária em cm².

$$A_{s,principal} = \frac{N_d}{20. d. f_{vd}} (2e - a_p) \tag{39}$$

Atenção para as mesmas recomendações de unidades e disposição final da armadura dos blocos anteriores.

c) Armadura de suspensão

Determinada conforme item 2.4.3.

d) Armadura de malha inferior

Essa armadura é recomendação do item 22.7.4.1.2 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 23), a área de aço, em cm², é dada por:

$$A_{s,malha,inf} = 0.2 * 4 * A_{s,principal}$$

$$\tag{40}$$

O valor resultante da equação (40) representa a área para a malha em cada direção.

e) Armadura de malha superior

Essa armadura é recomendação do item 22.7.4.1.5 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 23), a área de aço, em cm², é dada pela equação (41) a seguir:

$$A_{s,superior} = 0.2 * 4 * A_{s,principal}$$

$$\tag{41}$$

O valor resultante da equação (41) representa a área para a malha em cada direção.

f) Armadura de pele

Essa armadura é outra recomendação do item 22.7.4.1.5 da NBR 6118:2014. Conforme Bastos (2017, p. 23), a área de aço, em cm², é dada pela equação (42) a seguir:

$$A_{s,superior} = 0.125 * 4 * A_{s,principal}$$

$$\tag{42}$$

Tal armadura é disposta horizontalmente no bloco.

2.5 A LINGUAGEM DE PROGRAMAÇÃO E FERRAMENTAS

A linguagem de programação utilizada foi *Javascript* que, conforme Silva (2010, p.23) é uma linguagem para ser compilada lado a lado com o usuário, já que, seu funcionamento e interpretação, só necessita de um navegador que contenha interpretador hospedado. Tal colocação é de fato relevante, pois por ser compilada com um navegador comum de internet, poderá ser utilizada até por programadores iniciantes, como demonstrado em Silva (2010, p.29), que diz: "a linguagem de script destina-se a programadores profissionais e não profissionais." Portanto, a escolha da linguagem advém do fato de sua simplicidade e facilidade para trabalhar, podendo assim, proporcionar futuras correções e atualizações no programa por outros programadores.

Quando se fala ou utiliza o *Javascript* é quase que indispensável que este esteja acompanhado da linguagem de marcação HTML. Com o HTML, segundo Silva (2010, p.23) é possível conceber campos de formulário e rótulos que podem ser preenchidos pelo usuário. Em verdade, o HTML, consoante Silva (2010, p.22) "destina-se a estruturar uma página web, não se devendo empregá-la para adicionar estilos ou apresentação visual aos elementos que constituem a página, sendo tais tarefas função das folhas de estilo em cascata." Ora, é como se essa linguagem de marcação fosse um esqueleto para a página, propondo uma organização ou base, que recebe de outras linguagens e ferramentas as devidas funcionalidades e estilo.

O que acontece no programa é que o usuário entra com seus dados e estes são processados e voltam a ele com resultados. Silva (2010, p.25) mostra que o *Javascript* acessa os campos criados com o HTML, validam os dados e faz os cálculos que foi destinado a fazer, além de poder fornecer dicas ao usuário sobre o correto preenchimento de cada caixa de entrada. Outra funcionalidade importante do script citada em Silva (2010, p.24) é que há possibilidade de controlar comportamento do navegador, criando janelas *pop-up*, interferindo na barra de status e mostrando mensagens ao usuário. Essas funcionalidades são indispensáveis quando se trata do programa apresentado. Logo, não se pode ignorar uma comunicação com o usuário, avisando-o sobre possíveis dados de entrada errados ou sobre soluções alternativas para um problema que o processamento encontre.

Assim como *Javascript* está para HTML, o HTML está para o CSS, que como já informado é uma linguagem de estilo, ou seja, com ela é construído o layout e toda aquela estrutura visual atrativa de uma página da internet. Então, fica claro que *Javascript*, HTML e CSS andam juntos, mas sem que invadam o espaço ou função um do outro, conforme diz Silva (2010, p.26), observe: "*Javascript* deve ser mantido na camada de comportamento, não invadindo a camada de estruturação do conteúdo (marcação HTML) nem a camada de apresentação (CSS)."

Por fim, a escolha da linguagem é justificada com sua simplicidade e poder de processamento, além do comportamento indispensável de mensagens ao utilizador, alertando para erros e dados equivocados sempre que necessário, assim proporcionando uma melhor utilização e aproveitamento do *software*.

3 METODOLOGIA

A seguir será descrita a metodologia utilizada para o desenvolvimento do software desse trabalho.

O software foi programado utilizando a linguagem Javascript em um editor de texto (Sublime Text 3) especialmente feito pra códigos e linguagens de programação. Esse editor, que pode ser facilmente encontrado para download em https://download.sublimetext.com/Sublime%20Text%20Build%203176%20Setup.ex e>, apesar de haver versão licenciada, existe uma versão que permite a utilização sem a licença, porém com menor potencial do que a licenciada. Para o desenvolvimento apresentado, a versão de uso gratuito é plenamente suficiente, atendendo muito bem as necessidades da programação. Não se esquecendo da linguagem de marcação HTML, usada para facilitar o acesso do usuário, já que necessita apenas de um navegador de internet para leitura.

Toda a estilização da página foi feita com auxílio de uma biblioteca online de código aberto, o Bootstrap (2018). Para a construção dos relatórios em PDF, utilizase outra biblioteca, a Pdfmake (2017).

A estrutura da programação é toda baseada em funções. Dentro de cada função há uma sequência lógica de cálculos e até outras funções a serem executadas. Para cada tipo de bloco foram criadas funções específicas, ou seja, para verificar os dados iniciais, calcular, exibir resultados, gerar relatório e etc., há uma função nomeada conforme cada bloco. A página *software* foi dividida em abas, em que cada aba encontra-se um bloco específico, seja de duas, três, quatro ou cinco estacas, além das abas "HOME", "RELATÓRIOS" e a aba "ABRIR E SALVAR".

Observe a Figura 15 que ilustra cada uma dessas abas, circuladas em vermelho.



Figura 15: Página "HOME" do software.

A sequência lógica de cálculo para todos os blocos é a mesma e pode ser vista a seguir no fluxograma da Figura 16. Tal sequência trata a partir dos dados de entrada, até a obtenção das áreas de aço necessárias em cada armadura.

As verificações de escolha de armaduras comerciais são representadas pelo fluxograma da Figura 17. Neste caso, a sequência inicia com a escolha da quantidade e diâmetro de barras de aço para cada tipo de armadura já calculada, terminando com o aviso de situação, ou seja, se as escolhas estão de acordo ou não com a normativa. Nesta parte da escolha de barras o usuário tem auxílio de uma tabela indicativa de áreas, conforme quantidade e diâmetro da barra, exibida na própria página em que se está.

Para a construção desses fluxogramas, foi utilizado um site disponível para acesso em: https://www.lucidchart.com, nele, apesar de haver possibilidade de assinatura, pode-se fazer utilização experimental gratuita com limite de 60 itens em cada fluxograma construído, que foi suficiente para este trabalho.

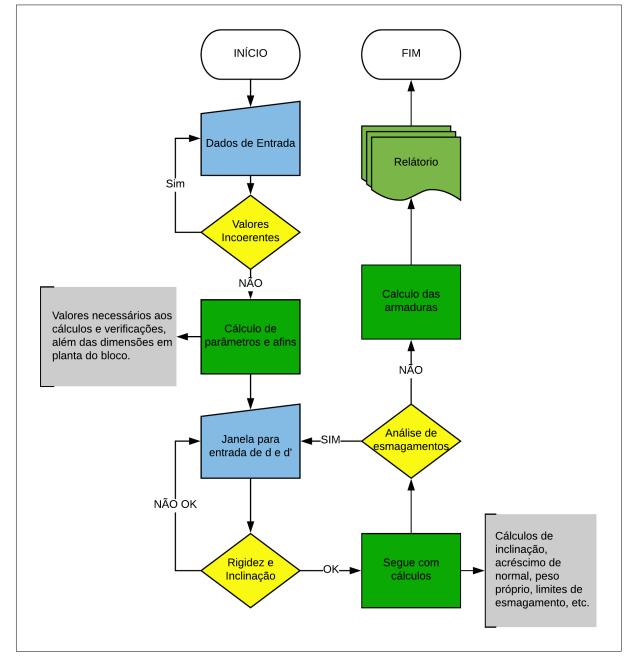


Figura 16: Fluxograma do processo de cálculo das armaduras.

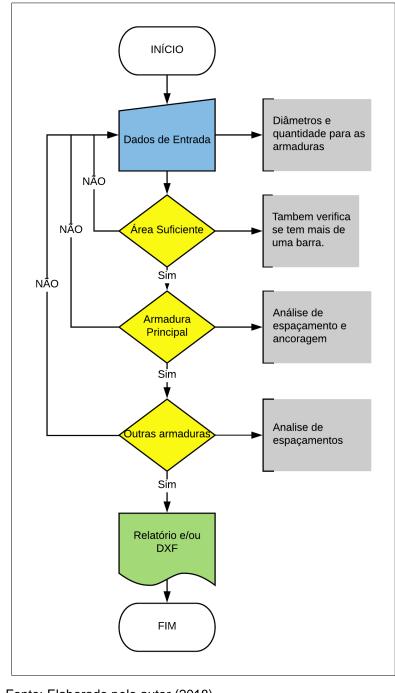


Figura 17: Fluxograma de verificação das armaduras.

Todos os cálculos executados podem ser impressos, em formato .pdf, para documentação do projeto estrutural. Além disso, é possível gerar e baixar um detalhamento das armaduras resultantes em extensão .dxf.

Percebe-se, em cada fluxograma apresentado que o *software* depende de alguns dados de entrada, mesmo após os dados iniciais. Esses dados são: altura útil,

d' e as escolhas de barras comerciais. Adiante são apresentadas os critérios de dimensionamento adotado pelo programa.

a) Condição para a altura útil do bloco

A altura útil é determinada pelo usuário. O software sugere inicialmente um valor, que parte do número inteiro acima do comprimento reto de ancoragem da armadura do pilar. O utilizador pode alterar o valor, porém deve respeitar o intervalo de mínimo e máximo da inclinação da biela. Foi utilizado pelo programa o intervalo de 45° a 55° para inclinação das bielas, que determina o intervalo para escolha da altura útil dos blocos. Os valores extremos são apresentados na janela de entrada para facilitar a escolha da altura útil. O comprimento de ancoragem não é valor obrigatório a ser atendido, já que existem maneiras diferentes de se fazer a ligação entre o pilar e o bloco corretamente, como por exemplo a utilização de cálice.

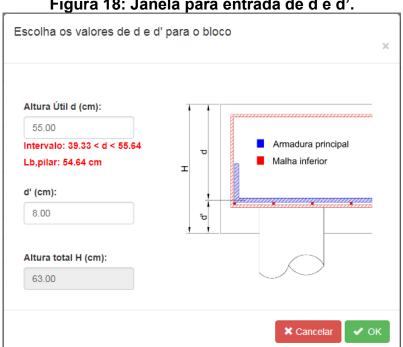


Figura 18: Janela para entrada de d e d'.

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

Ao constatar que o valor está dentro do limite, o programa continua o dimensionamento, caso contrário, ele alerta para o valor fora do intervalo. O cálculo só continuará se a altura útil atender tal especificação.

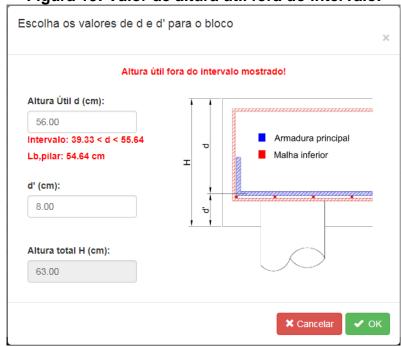


Figura 19: Valor de altura útil fora do intervalo.

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

b) Condição para o valor de d' do bloco

Pela Figura 5 é possível perceber que o valor de d' é a distância da face inferior do bloco até o centro de gravidade da armadura principal de flexão, desta forma, está embutido no valor de d' a penetração da estaca, a malha que forma a armadura de distribuição e metade do diâmetro da armadura principal do tirante.

Apesar de existir recomendação bibliográfica, para garantir maior liberdade para o usuário, este deverá informar o valor de d'. É importante garantir que a estaca penetre pelo menos 5cm no interior do bloco e considerar os diâmetros das barras da malha de distribuição e da armadura principal. Sugere-se, como um valor razoável, adotar o d' igual a 10cm.

c) Considerações para rigidez do bloco

Caso a altura total calculada não seja suficiente para atender a relação de rigidez, descrita pela equação (1), o usuário será alertado e, para corrigir o problema, deverá aumentar um ou ambos valores de d e d'. Se não houver intervalo suficiente para aumentar a altura útil, um alerta é exibido para que os dados de entrada sejam

alterados como tentativa de solução ao problema. O cálculo não prossegue se a verificação de rigidez não for satisfeita.

Escolha os valores de d e d' para o bloco

**

Bloco flexível! Aumente o valor da altura útil para tentar solucionar o problema.

H,calc < H,mín [30.00 < 51.84]

Altura Útil d (cm):

20,00
Intervalo: 10.78 < d < 107.75
Lb,pilar: 54.64 cm

d' (cm):

10,00

Altura total H (cm):

30,00

** Cancelar

Figura 20: Alerta de bloco flexível.

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

d) Considerações para esmagamento nas bielas de compressão do bloco

Se acontecer o esmagamento da biela, em qualquer que seja o local (junto ao pilar ou junto à estaca), novamente, a tentativa de solução é aumentar a altura útil do bloco. O usuário será alertado para essa condição e poderá alterar a altura útil.

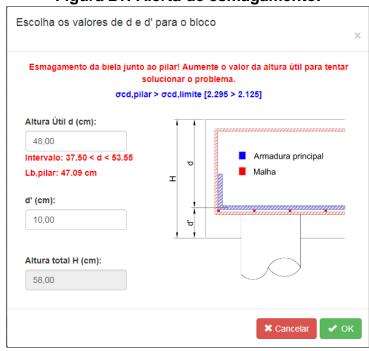
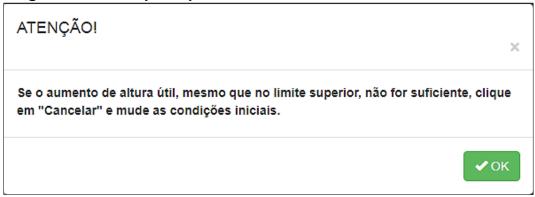


Figura 21: Alerta de esmagamento.

Caso o usuário aumente a altura útil até o limite superior recomendado e ainda assim o problema não seja resolvido, novamente propõe-se ao usuário modificar os dados iniciais, como por exemplo espaçamento (e) e/ou fck. O cálculo não prossegue se a condição de esmagamento do concreto não for satisfeita.

Figura 22: Alerta para quando intervalo de altura útil é insuficiente.



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

e) Consideração do caso de estacas submetidas à tração

A ocorrência de estacas tracionadas anula a validade do método então utilizado. Como alerta para essa condição, o programa exibe o seguinte aviso.

Figura 23: Alerta para estacas tracionadas

Essa página diz

O acréscimo de normal calculado gerou esforço de tração em uma ou mais estacas. Este programa não realiza dimensionamento para estacas com carregamento negativo.

OK

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

f) Capacidade de carga das estacas

O programa não faz a verificação para a capacidade de carga das estacas, conforme a normal em que está submetida. Cabe ao utilizador tomar providências quanto a essa condição. Apenas um alerta é exibido para lembralo dessa situação.

Figura 24: Alerta para capacidade de carga de estacas

Essa página diz

Este programa não verifica se a capacidade de carga das estacas é suficiente diante da força normal atuante. Lembre-se de tomar as providências necessárias!

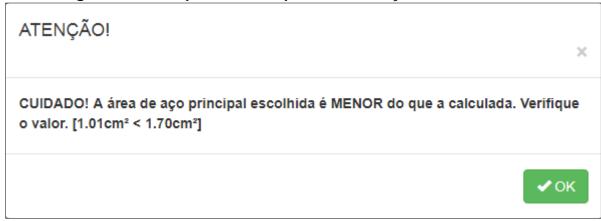
OK

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

g) Considerações para escolha das barras comerciais.

Para todos os tipos de bloco, é necessário que se escolha a quantidade e o diâmetro da armadura. A primeira verificação após as escolhas é se a área de aço escolhida é suficiente diante da calculada. As verificações não prosseguem caso essa condição não seja atendida em qualquer das armaduras um alerta é exibido.

Figura 25: Exemplo de alerta para área de aço escolhida menor.



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

Para todos os casos, não é possível colocar apenas uma barra de aço. Um alerta também é exibido para essa condição.

Figura 26: Alerta para uma barra de aço.

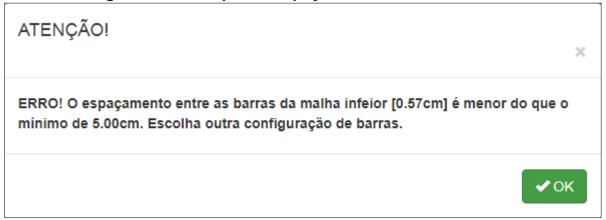


Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

Ao escolher as barras das malhas inferior e superior, para os blocos de três, quatro e cinco estacas, é necessário respeitar um espaçamento livre de no mínimo 5 cm, garantido questões executivas. Não há espaçamento máximo para respeitar, no

entanto, recomenda-se que o usuário respeite, como exemplo de parâmetro, o espaçamento máximo das armaduras de distribuição das lajes. O usuário é alertado caso o espaçamento seja menor que os 5 cm.

Figura 27: Alerta para o espaçamento mínimo de barras



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

As armaduras principais de todos os blocos são verificadas quanto ao espaçamento livre mínimo, dado pelo maior valor entre:

- 2,5*1,2cm (Concretagem utilizando agregado de até 2,5cm de diâmetro);
- Diâmetro da barra da armadura principal em cm;
- 2,0 cm.

Além do espaçamento livre mínimo, a armadura principal deve ser devidamente ancorada no bloco. O espaço reto disponível, compreende da face interna de uma estaca até a face externa do bloco, descontando-se a camada de cobrimento. O programa começa a verificar essa ancoragem utilizando o item 9.4.2.4 da NBR 6118:2014, que trata do comprimento de ancoragem básico. Caso não seja suficiente, serão feitas até três reduções, considerando:

- Diminuição de 0,7 do *lb* armadura principal. Considerando a utilização de ganchos, segundo item 9.4.2.5 da NBR-6118:2014;
- Outra diminuição, sobre o valor anterior, de 0,8. Considerando o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas;
- Última diminuição, sobre o valor anterior, considerando a razão
 As, calculo/As, efetivo, também do item 9.4.2.5 da NBR-6118:2014.

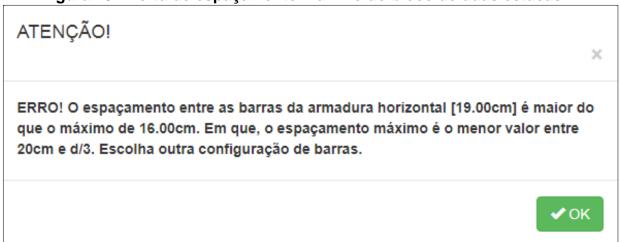
Caso não seja atendido, mesmo após as reduções, deve-se escolher outra configuração como tentativa de sanar o problema.

Independentemente se esse espaço reto foi suficiente, todas as barras da armadura principal terminam em ganchos de valor determinado pelo autor de 25*Φ, com máximo de altura útil menos o cobrimento.

Especificamente para o bloco de duas estacas, o espaçamento mínimo livre, considerado para os estribos verticais e horizontais, é de 8 cm. Este valor foi adotado pelo autor com base na hipótese de boa prática construtiva, facilitando o emprego de aparelhos de adensamento do concreto.

Além do espaçamento mínimo de 8 cm exigido, é necessário que os estribos verticais e horizontais respeitem um espaçamento máximo do menor valor entre 20 cm e d/3 (altura útil sobre três), que é o que a NBR 6118:2014 recomenda para armadura de pele em vigas.

Figura 28: Alerta de espaçamento máximo do bloco de duas estacas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

Como última consideração, tem-se a necessidade de definir as dimensões do bloco. Tais dimensões são determinadas por equações de simples soma e, no bloco de três estaca, por relações trigonométricas, porém com considerações que podem variar segundo o projetista ou conforme a necessidade percebida ao longo do processo de dimensionamento, conforme apresentado na Figura 8, Figura 9, Figura 11 e Figura 13, No *software* apresentado neste trabalho, as considerações para determinar as dimensões em planta dos respectivos blocos, são expostas conforme equações apresentadas nos itens a seguir.

3.1 DIMENSÕES PARA BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS

Para a determinação das dimensões em planta deste bloco, consoante Figura 8, parte-se das equações a seguir.

a) Largura do bloco

$$B = \phi_e + 2 * 15 \tag{43}$$

Em que:

 ϕ_e = diâmetro da estaca em centímetros

2*15 = quinze centímetros de balanço para cada lado do bloco (espaço entre a borda da estaca e a borda do bloco).

b) Comprimento do bloco

$$A = e + \phi_e + 2 * 15 \tag{44}$$

Em que:

e = espaçamento entre estacas, em centímetros

 ϕ_e = diâmetro da estaca em centímetros

2*15 = quinze centímetros de balanço para cada lado do bloco (espaço entre a borda da estaca e a borda do bloco).

3.2 DIMENSÕES PARA BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS

Conforme Figura 9 apresentada, as dimensões A, B, C e E são as dimensões em planta para o bloco de três estacas, dadas a seguir. As relações de cálculo foram definidas pelo próprio autor, com a consideração inicial e bem usual de que os ângulos internos do bloco (D), são todos de um único valor, isto é, 120°. A partir daí, foram aplicados os conceitos trigonométricos e obtidas as equações apresentadas.

a) Dimensão C do bloco

$$C = e * \frac{\sqrt{3}}{2} + \phi_e + 30 \tag{45}$$

Sendo:

e = espaçamento entre estacas, em centímetros.

 ϕ_e = diâmetro da estaca, em centímetros.

30 = valor representando duas vezes um balanço de 15 cm.

b) Dimensão B do bloco

$$B = \frac{\frac{e}{2} + 15}{sen 60^{\circ}} \tag{46}$$

Em que:

e = espaçamento entre estacas, em centímetros.

15 = valor adotado de balanço, em centímetros.

c) Dimensão A do bloco

$$A = e + B \tag{47}$$

Os quais:

e = espaçamento entre estacas, em centímetros.

B = valor resultante da equação (46), em centímetros.

d) Dimensão E do bloco

$$E = \frac{C}{\cos 30^{\circ}} \tag{48}$$

Com:

C = valor resultante da equação (45), em centímetros.

3.3 DIMENSÕES PARA BLOCO SOBRE QUATRO ESTACAS

Para a determinação das dimensões em planta deste bloco, segundo a Figura 11, parte-se das equações a seguir.

a) Largura do bloco

$$B = e + \phi_e + 2 * 15 \tag{49}$$

Em que:

e = espaçamento entre estacas, em centímetros

 ϕ_e = diâmetro da estaca em centímetros

2*15 = quinze centímetros de balanço para cada lado do bloco (espaço entre a borda da estaca e a borda do bloco).

b) Comprimento do bloco

$$A = e + \phi_e + 2 * 15 \tag{50}$$

Em que:

e = espaçamento entre estacas, em centímetros

 ϕ_e = diâmetro da estaca em centímetros

2*15 = quinze centímetros de balanço para cada lado do bloco (espaço entre a borda da estaca e a borda do bloco).

3.4 DIMENSÕES PARA BLOCO SOBRE CINCO ESTACAS

Para a determinação das dimensões em planta deste bloco, conforme a Figura 13, parte-se das equações a seguir.

a) Largura do bloco

$$B = e\sqrt{2} + \phi_e + 2 * 15$$
 (51)
Em que:

e = espaçamento entre estacas, em centímetros

 ϕ_e = diâmetro da estaca em centímetros

2*15 = quinze centímetros de balanço para cada lado do bloco (espaço entre a borda da estaca e a borda do bloco).

b) Comprimento do bloco

$$A = e\sqrt{2} + \phi_e + 2 * 15 \tag{52}$$

Em que:

e = espaçamento entre estacas, em centímetros

 ϕ_e = diâmetro da estaca em centímetros

2*15 = quinze centímetros de balanço para cada lado do bloco (espaço entre a borda da estaca e a borda do bloco).

73

4 RESULTADOS

Um exemplo completo está no item subsequente, enquanto que os outros resultados estão nos apêndices B, C e D. Todo esse trabalho de programação desenvolvido está disponibilizado no link http://vtp.ifsp.edu.br/nev/, desenvolvido pelo grupo de pesquisa conhecido por Núcleo de Engenharia Virtual e Experimental – NEVE do IFSP campus Votuporanga-SP.

4.1 APLICAÇÃO DE EXEMPLO DE BLOCO DE QUATRO ESTACAS

Como exemplo de dimensionamento para bloco sobre quatro estacas considere os seguintes parâmetros:

 $N_k = 875,00 \text{ kN}$

Aço = CA-50

 $\Phi_e = 32 \text{ cm}$

Pilar: 35x35 cm

 $f_{ck} = 20 MPa$

e = 96 cm

cobrimento = 4,0 cm

 $M_{yk} = 4000 \text{ kN.cm}$

 $A_{s,pilar} = 6\phi 12,5 \text{ mm}$



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual

SOFTWARE ON-LINE PARA DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE BLOCOS RÍGIDOS, SOBRE

ESTACAS, UTILIZANDO O MÉTODO DAS BIELAS

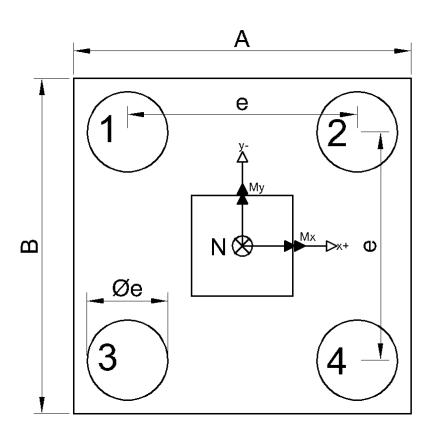
Autor: Luciano José dos Santos Junior

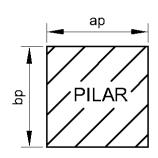
Orientador: Prof. Domício Moreira da Silva Junior

Tipo: Trabalho de Conclusão de Curso

Curso: Engenharia Civil

DADOS DE ENTRADA





Aço CA-50 (fyk) = 50 kN/cm^2

Força Normal Característica (Nk) = 875 kN

Resist. do Concreto (fck) = 2 kN/cm²

Diâmetro das estacas (Φe) = 32 cm

Espaçamento entre estacas (e) = 96 cm

Cobrimento = 4 cm

Dimensão ap = 35 cm

Dimensão bp = 35 cm

Armadura do Pilar = 12.5 mm

Momento em torno de Y (My) = 4000 kN.cm

Momento em torno de X (Mx) = 0 kN.cm

RESOLUÇÃO

Determinação das dimensões em planta do bloco

A largura B do bloco pode ser obtida por meio da soma do diâmetro com o espaçamento entre as estacas e um balanço de 15cm de cada lado. A equação abaixo representa essa informação.

$$B = e + \phi_e + 2 * 15$$

Substituindo valores na equação tem-se: B = 32 + 2*15, logo, B = 158 cm

O comprimento A do bloco pode ser obtido por meio da soma do diâmetro com o espaçamento entre as estacas e um balanço de 15cm de cada lado. A equação abaixo representa essa informação.

$$A = e + \phi_e + 2 * 15$$

Substituindo valores na equação tem-se: A = 96 + 32 + 2*15, logo, A = 158 cm

Determinação do intervalo de altura útil do bloco (d)

A altura útil do bloco é escolhida de acordo com o intervalo da inclinação das bielas. Machado (1985 apud Bastos, 2017), recomenda que esta inclinação esteja compreendida entre 45° e 55° em relação à horizontal. A equação a seguir apresenta o intervalo da altura útil considerando a inclinação proposta.

$$0,707.\left(e - \frac{a_p}{2}\right) \le d \le 1,000.\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$$

O intervalo inferior vale:

55.50 cm

O intervalo superior vale:

78.50 cm

Conforme o item 22.7.4.4 da NBR-6118:2014, a altura útil do bloco deve ser suficiente para ancorar as armaduras do pilar, portanto, é necessário calcular o comprimento de ancoragem das barras do pilar e verificar se o intervalo de altura útil determinado anteriormente é suficiente para conter a ancoragem de tais barras.

Para determinação do comprimento de ancoragem (Lb), anteriormente é necessário determinar a resistência à tração de cálculo do concreto (fctd) e a tensão de aderência (fbd), conforme as equações a seguir:

$$f_{ctd} = \frac{0.021}{\gamma_c} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Substituíndo os valores para o fctd, tem-se fctd = $(0.021/1.4)*3\sqrt{2^2}$ --> fctd = 0.11 kN/cm²

$$f_{bd} = \eta_1.\eta_2.\eta_3.f_{ctd}$$

A tensão de aderência (fbd) depende, além da resistência à tração de cálculo do concreto, de três coeficientes tabelados por norma:

η1: depende da conformação superficial da barra. O software adota como padrão barras nervuradas, sendo η1 = 2,25.

η2: parâmetro que depende da situação de aderência em que a barra se encontra. Conforme item 9.3.1 da NBR-6118:2014, todas as barras com inclinação maior que 45° em relação à horizontal, estão em situação de boa aderência. O software considera que as barras dos pilares estão sempre na vertical, portanto, possuem inclinação superior à 45°, desta forma, η2 = 1,00.

η3: parâmetro que depende do diâmetro da barra e assume o valor de 1,00 caso a barra possua diâmetro inferior à 32mm e (132 − Φ)/100 , para $\Phi \ge 32$ mm. Sendo assim, η3 = 1.00.

Ao substituir os dados para fbd tem-se: fbd = 2.25*1*1*0.11 --> fbd = 0.25 kN/cm²

De posse do valor da tensão de aderência, é possível determinar o comprimento de ancoragem com a equação abaixo:

$$l_{b,pilar} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Substituíndo valores: lb,pilar = (1.25*43.48)/(4*0.25), logo, lb,pilar = 54.64 cm

Dado as informações anteriores, a escolha de altura útil do usuário é: d = 60 cm

Determinação da altura total (H) do bloco

A altura total é dada por:

$$H = d + d'$$

Dado as informações, o usuário adotou d' como:

d' = 10.00 cm

Sendo assim, a altura total é a soma de d e d', que vale: H = 70.00 cm

Determinação da inclinação real da biela

A inclinação da biela é determinada conforme equação a seguir.

$$tg\alpha = \frac{d}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}}$$

Substituíndo valores e encontrando o arco tangente, tem- se: $\alpha = \arctan\{60/([96*(\sqrt{2})/2] - [35.00*(\sqrt{2})/4])\}$, logo, $\alpha = 47.23^{\circ}$

Verificação da rigidez do bloco

O item 22.7.1 da NBR-6118:2014 adota como parâmetro de rigidez do bloco, o mesmo adotado para determinar a rigidez das sapatas. O item 22.6.1 define sapata rígida aquela que atender a seguinte relação:

$$H \ge \frac{A - a_p}{3}$$

Ao substituir os valores na equação obtem-se: $H \ge (158.00 - 35.00)/3$, isto é, $H \ge 41.00$ cm

Observa-se que a altura total H calculada é maior do que o parâmetro apresentado, portanto o bloco é rígido e pode-se prosseguir com os cálculos.

Determinação da influência do momento fletor na distribuição de força nas estacas

Considerando a atuação dos momentos fletores Mx e My conforme convenção apresenta na figura inicial, é possível determinar o acréscimo ou alívio de força nas estacas utilizando o conceito de flexão composta, uma vez que as hipóteses de cálculo são as mesmas, ou seja, o bloco é considerado rígido e as reações das estacas são proporcionais aos respectivos deslocamentos.

Considerando também a atuação do peso próprio do bloco agindo sobre as estacas, é possível determinar a reação de apoio em cada estaca utilizando a equação abaixo:

$$N_{i} = \frac{PP_{bloco} + N_{k}}{n_{e}} + \frac{M_{y} \cdot x_{i}}{\sum x_{i}^{2}} + \frac{M_{x} \cdot y_{i}}{\sum y_{i}^{2}}$$

Considerando o centro do pilar como origem dos eixos, "xi" é a coordenada "x" do eixo da estaca e "yi"

é a coordenada "y" do eixo da estaca.

Para determinação da força atuante em cada estaca, inicialmente o software calcula o somatório das coordenadas em "x" e "y" Σx^2 e Σy^2 . Seguida substitui estes valores na equação acima, considerando a posição de cada estaca.

Note que é conveniente calcular o peso própro do bloco (PPbloco), dado por:

$$PP_{bloco} = A * B * H * \gamma_{concreto}$$

Ao substituir os valores na equação e considerando o peso específico do concreto como 25 kN/m^2 , tem-se PPbloco = 1.58 * 1.58 * 0.7 * 25

PPbloco = 43.69 kN

O somatório Σx^2 é escrito e calculado como sendo: $(-48.00)^2 + (48.00)^2 + (-48.00)^2 + (48.00)^2$, logo, $\Sigma x^2 = 9216.00$ cm²

O somatório Σy^2 é escrito e calculado como sendo: $(-48.00)^2 + (-48.00)^2 + (48.00)^2 + (48.00)^2$, logo, $\Sigma y^2 = 9216.00$ cm²

Agora basta substituir os valores na equação de Ni e obter o resultado para cada estaca.

Para a estaca 1 temos: N1 = [(43.69+875)/4] + [((4000)*(-48.00))/9216.00] + [((0)*(-48.00))/9216.00], resultante em:

N1 = 208.84 kN

Para a estaca 2 temos: N2 = [(43.69+875)/4] + [((4000)*(48.00))/9216.00] + [((0)*(-48.00))/9216.00], resultante em:

N2 = 250.51 kN

Para a estaca 3 temos: N3 = [(43.69+875)/4] + [((4000)*(-48.00))/9216.00] + [((0)*(48.00))/9216.00], resultante em:

N3 = 208.84 kN

Para a estaca 4 temos: N4 = [(43.69+875)/4] + [((4000)*(48.00))/9216.00] + [((0)*(48.00))/9216.00], resultante em:

N4 = 250.51 kN

Após determinada a força normal atuante em cada estaca, conforme Bastos (2017), deve-se adotar o maior valor como sendo aquele que atuará em todas as estacas, pois o método foi concebido para ser utilizado apenas com carga centrada. Desta forma, a hipótese do método é atendida, levando a um dimensionamento a favor da segurança.

O maior valor de força normal atuante nas estacas é:

Nk = 250.51 kN

Para seguir com o dimensionamento, este valor é transformado em valor de cálculo: Nd = 1,4*Nk*ne, fazendo, Nd = 1,4*250.51*4, tem-se:

Nd = 1403.00 kN

Verificação quanto ao esmagamento das bielas

Por fato de que a seção transversal das bielas não é constante ao logo da altura do bloco, deve ser verificada a possibilidade de esmagamento das mesmas em duas regiões distintas do bloco: junto às estacas e junto ao pilar. Desta maneira, deve-se determinar as tensões atuantes em cada uma destas regiões e compará-las com a tensão limite.

Para determinação da tensão atuante nas bielas junto às estacas, utiliza-se:

$$\sigma_{cd,estaca} = \frac{N_d}{4. A_e. sen^2 \alpha}$$

Com Ae sendo a área da seção transversal de uma estaca, substitui-se os valores na equação e obtémse: ocd,estaca = 1403.00/(4*804.25*sen²[47.23°]), isto é, ocd,estaca = 0.81 kN/cm²

Para determinação da tensão atuante nas bielas junto ao pilar, utiliza-se:

$$\sigma_{cd,pilar} = \frac{N_d}{A_p. sen^2 \alpha}$$

Com Ap sendo a área da seção transversal do pilar, substitui-se os valores na equação e obtém-se: σ cd,pilar = 1403.00/(1225.00*sen²[47.23°]), isto é, σ cd,pilar = 2.13 kN/cm²

A tensão limite para ambas as situações é dada por:

$$\sigma_{cd,limite} = 2,10. k_r. f_{cd}$$

Conforme Munhoz (2004), o coeficiente kr leva em consideração fatores como: a) crescimento da resistência do concreto após 28 dias; b) diferença da resistência do concreto medida por meio de corpos-de-prova cilíndricos e a resistência efetiva na estrutura; c) efeito deletério de ações de longa duração (Efeito Rüsch). Fusco (1994 apud Munhoz, 2004) propõe que este coeficiente seja: kr = 0,85.

Já o valor de 2,10 é o coeficiente α, Machado (1979 apud Munhoz, 2004) propõe o valor de 2,10, válido para verificação em ambas as regiões.

Sendo assim, a tensão limite é dada por σ cd,limite = 2,1*0,85*1.43, que vale σ cd,limite = 2.55 kN/cm²

Percebe-se que as tensões atuantes não ultrapassam o limite indicado.

Determinação da armadura principal

A forma mais comum de se armar os blocos, é dispor as armaduras segundo a direção dos lados. A equação que fornece a área de aço para esta configuração é:

$$A_{s,principal} = \frac{N_d}{16.d.f_{vd}}(2e - a_p)$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem- se: As,principal = [1403.00/(16*60.00*43.48)]*[2*96.00 - 35.00], portanto: As,principal = 5.28 cm²/lado

O item 22.7.4.1.1 da NBR-6118:2014 recomenda que pelo menos 85% das armaduras sejam posicionadas nas faixas definidas pelas estacas, com uma largura de 1,2Φe.

Determinação da armadura de suspensão

O item 22.7.4.1.3 da NBR-6118:2017 recomenda que "se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada".

Desta forma, é possível determinar a área de aço total da malha inferior, conforme Bastos(2017), como sendo:

$$A_{s,suspensão} = \frac{N_d}{6*f_{yd}}$$

Substituíndo os valores na equação apresentada tem-se: As,susp,total = 1403.00/6,0*43.48 = 5.36 cm², considerando 4 lados:

As, susp, lado = $1.34 \text{ cm}^2 \text{ em cada lado}$.

Determinação da armadura de malha inferior

O item 22.7.4.1.2 da NBR-6118:2017 recomenda que "para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20 % dos esforços totais". A norma ainda continua "este valor pode ser reduzido desde que seja justificado o controle das fissuras na região entre as armaduras principais".

Desta forma, é possível determinar a área de aço da malha inferior como sendo uma porcentagem a armadura principal total, assim:

$$A_{s,malha,inf} = 0.20 * 4 * A_{s,principal}$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,malha,inf = 0,20*4*5.28, portanto: As,malha,inf = 4.22 cm² em cada direção.

Determinação da armadura de malha superior

O item 22.7.4.1.5 da NBR-6118:2014 recomenda que "em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior". A norma ainda continua "em

blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares".

Bastos (2017) recomenda que esta armadura seja dada por uma fração da armadura principal total conforme a equação abaixo:

$$A_{s,malha,sup} = 0.2 * 4 * A_{s,principal}$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,malha,sup = 0,2*4*5.28, portanto: As,malha,sup = 4.22 cm² em cada direção.

Determinação da armadura de pele

Conforme o item 22.7.4.1.5 da NBR-6118:2014, em blocos com duas ou mais estacas na mesma linha, deve ser colocada uma armadura lateral, ou armadura de pele.

Bastos (2017) recomenda que esta armadura seja dada por uma fração da armadura principal total conforme a equação abaixo:

$$A_{s,pele} = 0.125 * 4 * A_{s,principal}$$

O autor ainda recomenda que o espaçamento entre as barras deve obedecer a relação de ser o MENOR valor entre d/3 e 20cm, não sendo MENOR, em todo caso, do que 8cm.

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,pele = 0,125*4*5.28, portanto: As,pele = 2.64 cm². Armadura horizontal em cada lado.

Verificações das armaduras comerciais

ARMADURA PRINCIPAL

A escolha de barras para a ARMADURA PRINCIPAL foi: 3Φ16mm.

Conforme o item 22.7.4.1.1 da NBR-6118:2014, A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85 %) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas. Deve se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Deve ser garantida a ancoragem das armaduras sobre as estacas, medida a partir das faces internas das estacas até a face externa do bloco e descontando o cobrimento. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

O programa verifica por quatro tentativas.

- 1^a) Comprimento direto: lb armadura principal ≤ lb disponível.
- 2ª) Diminuição de 0,7 do lb armadura principal. Considerando a utilização de ganchos, segundo item

9.4.2.5 da NBR-6118:2014.

- 3ª) Outra diminuição, sobre o valor anterior, de 0,8. Considerando o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.
- 4ª) Outra diminuição, sobre o valor anterior, considerando a razão As,calculo/As,efetivo.

Sabendo disso o passo inicial é descobrir o comprimento de ancoragem lb da barra de armadura principal. Para isso utiliza-se a equação a seguir.

$$l_{b,pilar} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Substituíndo os valores considerando a armadura principal e fbd calculado como 0.25 kN/cm^2 : lb = (1.6*43.48)/(4*0.25), logo, lb = 69.94 cm.

O cálculo de lb disponível para ancoragem é:

lb,disp = 32 + 15 - 4, resultante em: lb,disp = 43.00 cm.

Como é de se perceber, o comprimento reto não foi suficiente, somente na 3ª) situação, após a diminuição devido ao gancho e devido à região de boa aderência, o comprimento foi atendido. Observe:

lb,nec = 69.94*0.7*0.8, com isso 43.00cm ≥ 39.16 cm.

A distribuição da armadura principal deve ser sobre as estacas, podendo extrapolar para região de até 1,2*Φ. Inicialmente, verifica-se a região sobre a estaca é suficiente para o espaçamento, caso contrário a tentativa é da região de 1,2*Φ.

A verificação de espaçamento mínimo para a armadura principal, é dada pelo MAIOR valor entre:

- 2 cm
- Diâmetro do agregado * 1,2 (considerando 2,5 para diâmetro do agregado, menor ou igual a Brita 2).
- Diâmetro da barra.

Dentre estes o limite mínimo fica sendo 3.00 cm.

Neste caso, a região sobre a estaca foi suficente para o arranjo de barras. Observe:

Sabendo que o espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [diâmetro estaca - (número de barras $^{*}\Phi$)] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [32.00 - (3.00*1.60)] / 3.00 - 1. --> esp,real = 13.60 cm.

Com o espaçamento maior do que o mínimo a verificação está OK!.

ARMADURA MALHA INFERIOR

A escolha de barras para a ARMADURA MALHA INFERIOR foi: 7Ф10mm.

Por questões de concretagem adequada, a malha deve respeitar um espaçamento mínimo para não prejudicar separando o agregado. O autor optou por determinar um espaçamento livre e mínimo de 5 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [largura do bloco - (2*cobrimento) - $(número de barras*\Phi)$] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [158.00 - 8.00 - (7.00*1.00)] / 7.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 23.83 cm. Nota-se que atende o espaço mínimo

ARMADURA MALHA SUPERIOR

A escolha de barras para a ARMADURA MALHA SUPERIOR foi: 7Φ10mm.

Por questões de concretagem adequada, a malha deve respeitar um espaçamento mínimo para não prejudicar separando o agregado. O autor optou por determinar um espaçamento livre e mínimo de 5 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [largura do bloco - (2*cobrimento) - $(número de barras*\Phi)$] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [158.00 - 8.00 - (7.00*1.00)] / 7.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 23.83 cm. Nota-se que atende o espaço mínimo.

ARMADURA DE PELE

A escolha de barras para a ARMADURA DE PELE foi: 6Φ8mm.

Conforme Bastos (2017), a armadura complementar deve respeitar um espaçamento mínimo de 8 cm, com máximo de 20 cm ou d/3.

Na situação atual, a armadura deve respeitar o espaço LIVRE entre suas barras de 8 cm até 20.00 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [altura util - cobrimento - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp, real = [60.00 - 4.00 - (6.00*0.80)] / 6.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 10.24 cm. Nota-se que atende o intervalo de mínimo e máximo.

ARMADURA DE SUSPENSÃO

Essa armadura será representada pelos ganchos da malha inferior. Lembre-se de que ao escolher a área de aço comercial para a malha inferior, essa área deve atender a área da armadura de suspensão.

DETALHAMENTO

Abra o arquivo .dxf gerado para vizualizar o detalhamento das armaduras.

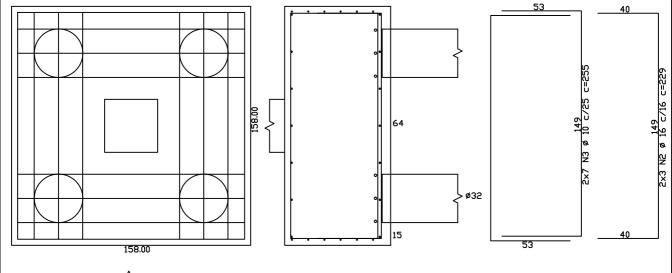
Referências bibliográficas

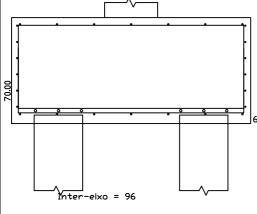
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118 – **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. Abnt. 2014. 256 p.

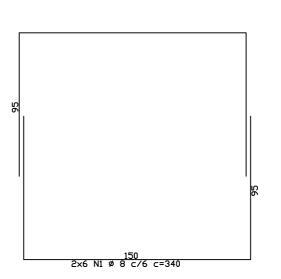
Bastos, P. S. S., **Blocos de fundação**. Notas de Aula, Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Bauru, 2017.

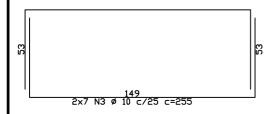
Munhoz, F. S., Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

Bloco 4E140tf

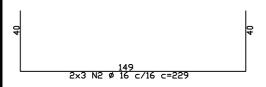








Diametro (D) minimo do pino de dobramento.			
BITOLA mm	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 ø	5 ø	6 ø
>= 20	5 ø	8 ø	-
[Tabela 9.1 - NBR 6118:2014]			



NOTA: Medidas em cm.

Detalhamento elaborado por 'Bloco Sobre Estacas' - IFSP Votuporanga,SP (SANTOS JUNIOR, L.J. dos.; SILVA JUNIOR, D. M.).

5 CONCLUSÃO

Dentro da proposta de trabalho o programa foi finalizado, a escolha de barras de aço comerciais, suas verificações e detalhamento, foram implementados. Foram feitos inúmeros testes e não houve erro de cálculo.

É interessante observar como o programa poderá auxiliar estudantes e professores da área de estruturas durante as aulas, permitindo a simulação de vários exemplos e explorando os extremos da metodologia de cálculo aplicada.

Pelo fato do programa calcular usando um método em específico, fica em aberto para que trabalhos futuros possam fazer o mesmo utilizando outros métodos, ou até mesmo continuar para blocos sobre outras configurações de estacas.

É crucial que se entenda que o *software* é uma ferramenta. Por isso, o utilizador deve ter a sensibilidade de interpretar os dados e aplicar os conhecimentos de engenharia. Kimura (2007, p.25) afirma sobre o engenheiro ser responsável e colocar os conhecimentos de engenharia como meta, logo, torna-se indispensável saber se os dados de resposta do programa estão coerentes com os dados de entrada.

REFERÊNCIAS

ALBERTINI, M. M. Automatização dos processos de dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado. 2005. 70 f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil) — Universidade Camilo Castelo Branco, Fernandópolis, 2005.

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado.** 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. v.4.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 256 p.

BASTOS, P. S. S. **Blocos de fundação**. Bauru: UNESP, 2017. Notas de Aula. Curso de Engenharia Civil.

BOOTSTRAP, versão 4.1.1. code licensed MIT. 2018. Disponível em https://github.com/twbs/bootstrap/archive/v4.1.1.zip. Acesso em: 25 maio 2018.

CARVALHO, R. C; PINHEIRO, L. M. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. São Paulo: Pini, 2009. v. 2.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado:** cálculo de edifícios com o uso de sistema computacional. São Paulo: Pini, 2007.

MUNHOZ, F. S. Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

OLIVEIRA, L. M. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2009. 151 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

PDFMAKE, versão 0.1.36. MIT, 2017. Disponível em https://github.com/bpampuch/pdfmake. Acesso em: 25 maio. 2018.

SILVA, M. S. **Java Script:** guia do programador. São Paulo: Novatec, 2010.

SILVA, R. C. da; GIONGO, J. S. **Modelo de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado.** São Carlos: EESC-USP, 2000.

APÊNDICE A - MANUAL DE UTILIZAÇÃO

A tela inicial do *software* é exibida na Figura 29 a seguir. Nela encontra-se um "carrossel" de imagens que mostram as condições e serviços que o programa executa.

Figura 29: Aba "HOME"



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

ATENÇÃO: Para todas as abas do *software* atente-se para a convenção de sinais de momento, apresentada nas figuras das abas e lembre-se de respeitar as unidades de entrada de dados.

Para que se calculem as armaduras de um bloco sobre estacas, basta escolher a aba correspondente ao bloco, entre duas e cinco estacas. Após a escolha, entra-se com os dados solicitados pela página.

Segue adiante da Figura 30 até a Figura 37, cada uma das abas disponíveis para calcular as armaduras do bloco. Observe a possibilidade de limpar os cálculos na página. Essa opção "zera" os dados calculados anteriormente (caso tenha sido calculado algo), para que minimize a ocorrência de erros, caso o programa tente sobrepor ou acumular resultados.

① file:///D:/Luciano%20Junior/Área%20de%20Trabalho/Engenharia%20Civil/TCC/SOFTWARE/ARMADURAS%20DE%20BLOCO/index.html#respduasestacas Bloco sobre estacas 2,3,4 e 5 ABRIR E SALVAR BLOCO COM DUAS ESTACAS BLOCO COM TRÊS ESTACAS BLOCO COM QUATRO ESTACAS BLOCO COM CINCO ESTACAS Observe a imagem e preencha os campos atentando-se às unidades solicitadas. AÇO CA-50 [fyk] (kN/cm²): Øe Normal Característica [Nk] (kN): 2 \mathbf{m} 2,5 fck (kN/cm²): Diâmetro da estaca [φe] (cm):

Figura 30: Aba "BLOCO COM DUAS ESTACAS".

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

① file:///D:/Luciano%20Junior/Área%20de%20Trabalho/Engenharia%20Civil/TCC/SOFTWARE/ARMADURAS%20DE%20BLOCO/index.html#respcincoestacas Cobrimento (cm): **Т** Му Dimensão ap (cm): d и⊗ Dimensão bp (cm): ар Armadura do pilar (mm): Momento Y [My] (kN.cm): Momento X não interfere na capacidade das estacas. Lembre-se que para este bloco é necessário uma viga na direção X para DOMÍCIO MOREIRA DA SILVA JUNIOR | LUCIANO JOSÉ DOS SANTOS JUNIOR INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

Figura 31: Aba "BLOCO COM DUAS ESTACAS" - continuação.



Figura 32: Aba "BLOCO COM TRÊS ESTACAS"

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).



Figura 34: Aba "BLOCO COM QUATRO ESTACAS"

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

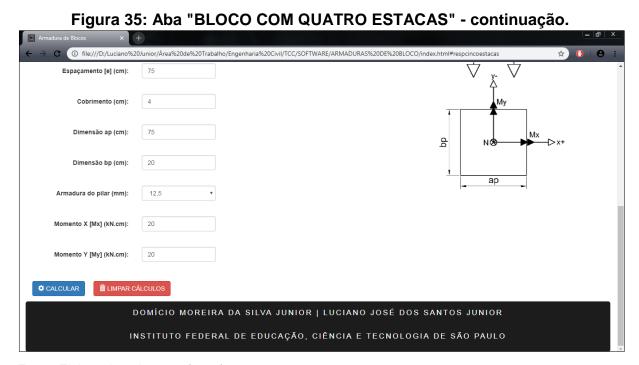
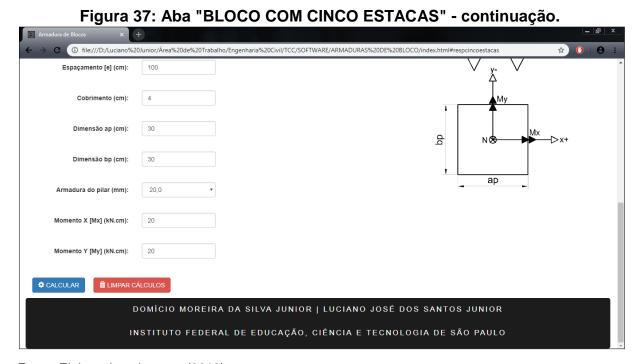




Figura 36: Aba "BLOCO COM CINCO ESTACAS".

Fonte: Elaborado pelo autor (2018).



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

Ao clicar para calcular, uma janela com entrada de d e d' é exibida (Figura 18). Para que o utilizador abra um relatório do processo calculado ou mesmo faça o download dele, é necessário que já tenha sido calculado anteriormente na aba de cálculo. Então, escolhe-se a aba, calcula-se o bloco, e assim, somente assim,

consegue-se gerar o relatório. O relatório é gerado na aba relatório da Figura 38 a seguir. Para abrir ou baixar, escolhe-se o número de estacas correspondente e a opção de interesse, seja "ABRIR" ou "BAIXAR".

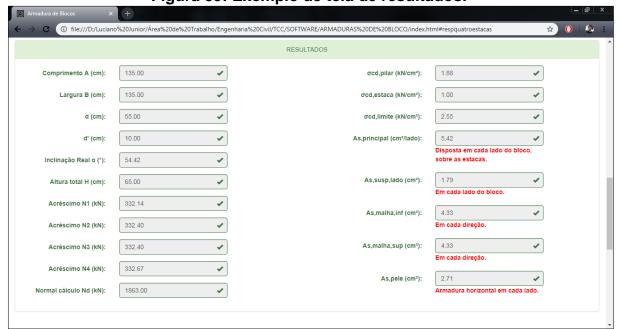
Figura 38: Aba "RELATÓRIOS".



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

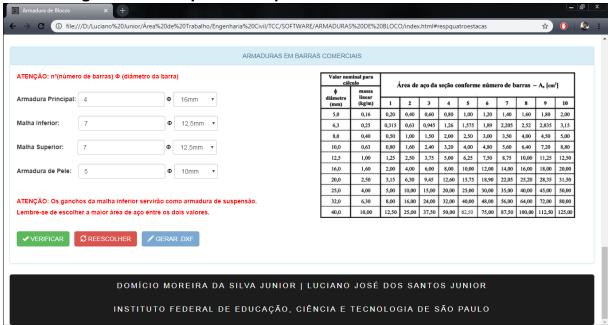
Os resultados de cálculo são exibidos conforme exemplo abaixo.

Figura 39: Exemplo de tela de resultados.



A escolha das armaduras comerciais é feita na mesma página de resultados, qualquer que seja o bloco, bastando rolar a página para baixo.

Figura 40: Exemplo de tela para escolha de barras comerciais.



Fonte: Elaborado pelo autor (2018).

Aqui, o usuário faz sua escolha de quantidade e diâmetro de barras e clica em "VERIFICAR", caso haja erros estes serão notificados, do contrário, um aviso de que está tudo certo será emitido, permitindo enfim a geração de detalhamento em .dxf.

Como recurso do usuário, é possível salvar os dados iniciais para abri-los posteriormente. O recurso está disponível na aba "ABRIR E SALVAR". A figura a seguir ilustra essa aba e sua utilização é simples.

Para salvar só é necessário escolher pelo número de estacas. O programa gera um arquivo *txt* com os dados salvos.

Para abrir basta selecionar o arquivo que foi salvo anteriormente na coluna "ABRIR".



Figura 41: Aba para abrir ou salvar dados iniciais.

APÊNDICE B - EXEMPLO DE BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS

Como exemplo de dimensionamento para bloco sobre duas estacas considere os seguintes parâmetros:

 $N_k = 700,00 \ kN$

 $\Phi_e = 40 \text{ cm}$

e = 100 cm

Pilar: 50x20 cm

 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Aço = CA-50

cobrimento = 4,0 cm

 $A_{s,pilar} = 6\phi 12,5 \text{ mm}$



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual

SOFTWARE ON-LINE PARA DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE BLOCOS RÍGIDOS, SOBRE

ESTACAS, UTILIZANDO O MÉTODO DAS BIELAS

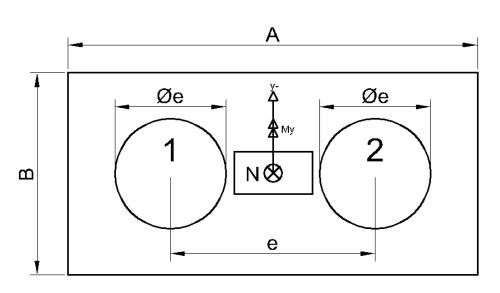
Autor: Luciano José dos Santos Junior

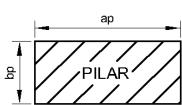
Orientador: Prof. Domício Moreira da Silva Junior

Tipo: Trabalho de Conclusão de Curso

Curso: Engenharia Civil

DADOS DE ENTRADA





Aço CA-50 (fyk) = 50 kN/cm^2

Força Normal Característica (Nk) = 700 kN

Resist. do Concreto (fck) = 2.5 kN/cm²

Diâmetro das estacas (Φe) = 40 cm

Espaçamento entre estacas (e) = 100 cm

Cobrimento = 4 cm

Dimensão ap = 50 cm

Dimensão bp = 20 cm

Armadura do Pilar = 12.5 mm

Momento em torno de Y (My) = 0 kN.cm

ATENÇÃO!

O momento em torno do eixo x não influencia no acréscimo de normal nas estacas, pois não existe distância na direção y para que o momento Mx possa atuar. Lembre-se de que, para a execução deste bloco, é necessário pensar em vigas que o travam na direção Y, justamente pelo fato de que um momento atuante Mx não pode ser resistido pelo próprio bloco.

RESOLUÇÃO

Determinação das dimensões em planta do bloco

A largura B do bloco pode ser obtida por meio da soma do diâmetro da estaca com um balanço de 15cm de cada lado. A equação abaixo representa essa informação.

$$B = \phi_e + 2 * 15$$

Substituindo valores na equação tem-se: B = 40 + 2*15, logo, B = 70 cm

O comprimento A do bloco pode ser obtido por meio da soma do diâmetro com o espaçamento entre as estacas e um balanço de 15cm de cada lado. A equação abaixo representa essa informação.

$$A = e + \phi_e + 2 * 15$$

Substituindo valores na equação tem-se: A = 100 + 40 + 2*15, logo, A = 170 cm

Determinação do intervalo de altura útil do bloco (d)

A altura útil do bloco é escolhida de acordo com o intervalo da inclinação das bielas. Machado (1985 apud Bastos, 2017), recomenda que esta inclinação esteja compreendida entre 45° e 55° em relação à horizontal. A equação a seguir apresenta o intervalo da altura útil considerando a inclinação proposta.

$$0,500.\left(e - \frac{a_p}{2}\right) \le d \le 0,714.\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$$

O intervalo inferior vale:

37.50 cm

O intervalo superior vale:

53.55 cm

Conforme o item 22.7.4.4 da NBR-6118:2014, a altura útil do bloco deve ser suficiente para ancorar as armaduras do pilar, portanto, é necessário calcular o comprimento de ancoragem das barras do pilar e verificar se o intervalo de altura útil determinado anteriormente é suficiente para conter a ancoragem de tais barras.

Para determinação do comprimento de ancoragem (Lb), anteriormente é necessário determinar a resistência à tração de cálculo do concreto (fctd) e a tensão de aderência (fbd), conforme as equações a seguir:

$$f_{ctd} = \frac{0.021}{\gamma_c} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Substituíndo os valores para o fctd, tem-se fctd = $(0.021/1.4)*3\sqrt{2.5^2}$ --> fctd = 0.13 kN/cm²

$$f_{bd} = \eta_1.\eta_2.\eta_3.f_{ctd}$$

A tensão de aderência (fbd) depende, além da resistência à tração de cálculo do concreto, de três coeficientes tabelados por norma:

 η 1: depende da conformação superficial da barra. O software adota como padrão barras nervuradas, sendo η 1 = 2,25.

η2: parâmetro que depende da situação de aderência em que a barra se encontra. Conforme item 9.3.1 da NBR-6118:2014, todas as barras com inclinação maior que 45° em relação à horizontal, estão em situação de boa aderência. O software considera que as barras dos pilares estão sempre na vertical, portanto, possuem inclinação superior à 45°, desta forma, η2 = 1,00.

η3: parâmetro que depende do diâmetro da barra e assume o valor de 1,00 caso a barra possua diâmetro inferior à 32mm e (132 − Φ)/100 , para Φ ≥ 32 mm. Sendo assim, η3 = 1.00.

Ao substituir os dados para fbd tem-se: fbd = 2.25*1*1*0.13 --> fbd = 0.29 kN/cm²

De posse do valor da tensão de aderência, é possível determinar o comprimento de ancoragem com a equação abaixo:

$$l_{b,pilar} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Substituíndo valores: lb,pilar = (1.25*43.48)/(4*0.29), logo, lb,pilar = 47.09 cm

Dado as informações anteriores, a escolha de altura útil do usuário é: d = 50 cm

Determinação da altura total (H) do bloco

A altura total é dada por:

$$H = d + d'$$

Dado as informações, o usuário adotou d' como: d' = 10.00 cm

Sendo assim, a altura total é a soma de d e d', que vale:

H = 60.00 cm

Determinação da inclinação real da biela

A inclinação da biela é determinada conforme equação a seguir.

$$tg\alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}}$$

Substituíndo valores e encontrando o arco tangente, tem-se: α = arctg{50/([100/2] - [50.00/4])}, logo, α = 53.13°

Verificação da rigidez do bloco

O item 22.7.1 da NBR-6118:2014 adota como parâmetro de rigidez do bloco, o mesmo adotado para determinar a rigidez das sapatas. O item 22.6.1 define sapata rígida aquela que atender a seguinte relação:

$$H \ge \frac{A - a_p}{3}$$

Ao substituir os valores na equação obtem-se: H \geq (170.00 - 50.00)/3, isto é, H \geq 40.00 cm

Observa-se que a altura total H calculada é maior do que o parâmetro apresentado, portanto o bloco é rígido e pode-se prosseguir com os cálculos.

Determinação da influência do momento fletor na distribuição de força nas estacas

Considerando a atuação do momento fletor My conforme convenção apresenta na figura inicial, é possível determinar o acréscimo ou alívio de força nas estacas utilizando o conceito de flexão composta, uma vez que as hipóteses de cálculo são as mesmas, ou seja, o bloco é considerado rígido e as reações das estacas são proporcionais aos respectivos deslocamentos. Considerando também a atuação do peso próprio do bloco agindo sobre as estacas, é possível determinar a reação de apoio em cada estaca utilizando a equação abaixo:

$$N_{i} = \frac{PP_{bloco} + N_{k}}{n_{e}} + \frac{M_{y} \cdot x_{i}}{\sum x_{i}^{2}} + \frac{M_{x} \cdot y_{i}}{\sum y_{i}^{2}}$$

Considerando o centro do pilar como origem dos eixos, "xi" é a coordenada "x" do eixo da estaca e "yi" é a coordenada "y" do eixo da estaca.

Para determinação da força atuante em cada estaca, inicialmente o software calcula o somatório das coordenadas em "x" e "y" Σx^2 e Σy^2 . No caso do bloco de duas estacas o cálculo do somatório Σy^2 resulta em 0. Em seguida substitui estes valores na equação acima, considerando a posição de cada estaca.

Note que é conveniente calcular o peso própro do bloco (PPbloco), dado por:

$$PP_{bloco} = A * B * H * \gamma_{concreto}$$

Ao substituir os valores na equação e considerando o peso específico do concreto como 25 kN/m², tem-se PPbloco = 1.7 * 0.7 * 0.6 * 25

PPbloco = 17.85 kN

O somatório Σx^2 é escrito e calculado como sendo: $(-50.00)^2 + (50.00)^2$, logo, $\Sigma x^2 = 5000.00$ cm²

Agora basta substituir os valores na equação de Ni e obter o resultado para cada estaca.

Para a estaca 1 temos: N1 = [(17.85+700)/2] + [((0)*(-50.00))/5000.00], resultante em: N1 = 358.93 kN

Para a estaca 2 temos: N2 = [(17.85+700)/2] + [((0)*(50.00))/5000.00], resultante em: N2 = 358.93 kN

Após determinada a força normal atuante em cada estaca, conforme Bastos (2017), deve-se adotar o maior valor como sendo aquele que atuará em todas as estacas, pois o método foi concebido para ser utilizado apenas com carga centrada. Desta forma, a hipótese do método é atendida, levando a um dimensionamento a favor da seguranca.

O maior valor (positivo) de força normal atuante nas estacas é:

Nk = 358.93 kN

Para seguir com o dimensionamento, este valor é transformado em valor de cálculo: Nd = 1,4*Nk*ne, fazendo, Nd = 1,4*358.93*2, tem-se:

Nd = 1005.00 kN

Verificação quanto ao esmagamento das bielas

Por fato de que a seção transversal das bielas não é constante ao logo da altura do bloco, deve ser verificada a possibilidade de esmagamento das mesmas em duas regiões distintas do bloco: junto às estacas e junto ao pilar. Desta maneira, deve-se determinar as tensões atuantes em cada uma destas regiões e compará-las com a tensão limite.

Para determinação da tensão atuante nas bielas junto às estacas, utiliza-se:

$$\sigma_{cd,estaca} = \frac{N_d}{2.A_e.sen^2\alpha}$$

Com Ae sendo a área da seção transversal de uma estaca, substitui-se os valores na equação e obtemse: σ cd,estaca = $1005.00/(2*1256.64*sen^2[53.13°])$, isto é, σ cd.estaca = 0.62 kN/cm^2

Para determinação da tensão atuante nas bielas junto ao pilar, utiliza-se:

$$\sigma_{cd,pilar} = \frac{N_d}{A_p. sen^2 \alpha}$$

Com Ap sendo a área da seção transversal do pilar, substitui-se os valores na equação e obtem-se: σ cd,pilar = 1005.00/(1000.00*sen²[53.13°]), isto é, σ cd,pilar = 1.57 kN/cm²

A tensão limite para ambas as situações é dada por:

$$\sigma_{cd,limite} = 1,4.k_r.f_{cd}$$

Conforme Munhoz (2004), o coeficiente kr leva em consideração fatores como: a) crescimento da resistência do concreto após 28 dias; b) diferença da resistência do concreto medida por meio de corpos-de-prova cilíndricos e a resistência efetiva na estrutura; c) efeito deletério de ações de longa duração (Efeito Rüsch). Fusco (1994 apud Munhoz, 2004) propõe que este coeficiente seja: kr = 0,85.

Já o valor de 1,40 é o coeficiente α, Machado (1979 apud Munhoz, 2004) propõe o valor de 1,40, válido para verificação em ambas as regiões.

Sendo assim, a tensão limite é dada por σ cd,limite = 1,4*0,85*1.79, que vale σ cd,limite = 2.13 kN/cm²

Percebe-se que as tensões atuantes não ultrapassam o limite indicado.

Determinação da armadura principal

A forma mais comum de se armar os blocos, é dispor as armaduras segundo a direção dos lados. A equação que fornece a área de aço para esta configuração é:

$$A_{s,principal} = \frac{1,15.\,N_d}{8.\,d.\,f_{yd}}(2e-a_p)$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem- se: As,principal = [(1,15*1005.00)/(8*50.00*43.48)]*[2*100.00 - 50.00], portanto: As,principal = 9.97 cm^2

O item 22.7.4.1.1 da NBR-6118:2014 recomenda que pelo menos 85% das armaduras sejam posicionadas nas faixas definidas pelas estacas, com uma largura de 1,2Φe.

Determinação da armadura de pele

Conforme o item 22.7.4.1.5 da NBR-6118:2014, em blocos com duas ou mais estacas na mesma linha, deve ser colocada uma armadura lateral, ou armadura de pele.

Bastos (2017) recomenda que esta armadura seja dada por uma fração da armadura principal total conforme a equação abaixo:

$$A_{s,pele} = 0.075.B$$

O autor ainda recomenda que o espaçamento entre as barras deve obedecer a relação de ser o MENOR valor entre d/3 e 20cm, não sendo MENOR, em todo caso, do que 8cm.

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,pele = 0,075*70.00, portanto: As,pele = 5.25 cm²/m. Estribos horizontais e verticais.

Determinação da armadura superior

O item 22.7.4.1.5 da NBR-6118:2014 recomenda que "em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior". A norma ainda continua "em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares".

Bastos (2017) recomenda que esta armadura seja dada por uma fração da armadura principal total conforme a equação abaixo:

$$A_{s,superior} = 0.2.A_{s,principal}$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As, superior = 0,2*9.97, portanto: As, superior = 1.99 cm²

Verificações das armaduras comerciais

ARMADURA PRINCIPAL

A escolha de barras para a ARMADURA PRINCIPAL foi: 5Φ16mm.

Conforme o item 22.7.4.1.1 da NBR-6118:2014, A armadura de flexão deve se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Deve ser garantida a ancoragem das armaduras sobre as estacas, medida a partir das faces internas das estacas até a face externa do bloco e descontando o cobrimento. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

O programa verifica por quatro tentativas.

- 1^a) Comprimento direto: Ib armadura principal ≤ Ib disponível.
- 2ª) Diminuição de 0,7 do lb armadura principal. Considerando a utilização de ganchos, segundo item 9.4.2.5 da NBR-6118:2014.
- 3ª) Outra diminuição, sobre o valor anterior, de 0,8. Considerando o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

4a) Outra diminuição, sobre o valor anterior, considerando a razão As,calculo/As,efetivo.

Sabendo disso o passo inicial é descobrir o comprimento de ancoragem lb da barra de armadura principal. Para isso utiliza-se a equação a seguir.

$$l_{b,pilar} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Substituíndo os valores considerando a armadura principal e fbd calculado como 0.29 kN/cm^2 : lb = (1.6*43.48)/(4*0.29), logo, lb = 60.27 cm.

O cálculo de lb disponível para ancoragem é:

lb,disp = 40 + 15 - 4, resultante em: lb,disp = 51.00 cm.

Como é de se perceber, o comprimento reto não foi suficiente, mas basta apenas a diminuição devido ao gancho da 2ª) opção. Observe:

lb,nec = 60.27*0.7, com isso 51.00cm ≥ 42.19 cm.

A verificação de espaçamento mínimo para a armadura principal, é dada pelo MAIOR valor entre:

- 2 cm
- Diâmetro do agregado * 1,2 (considerando 2,5 para diâmetro do agregado, menor ou igual a Brita 2).
- Diâmetro da barra.

Dentre estes o limite mínimo fica sendo 3.00 cm.

Sabendo que o espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [largura bloco - (2*cobrimento) - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp, real = [70.00 - (2*4.00) - (5.00*1.60)] / 5.00 - 1. --> esp, real = 9.00 cm.

Com o espacamento maior do que o mínimo a verificação está OK!.

ARMADURA DE PELE HORIZONTAL

A escolha de barras para a ARMADURA DE PELE HORIZONTAL foi: 5\Phi20mm.

Conforme Bastos (2017), a armadura complementar deve respeitar um espaçamento mínimo de 8 cm, com máximo de 20 cm ou d/3.

Na situação atual, a armadura deve respeitar o espaço LIVRE entre suas barras de 8 cm até 16.67 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [altura util - cobrimento - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp, real = [50.00 - 4.00 - (5.00*2.00)] / 5.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 9.00 cm. Nota-se que atende o intervalo de mínimo e máximo.

ARMADURA DE PELE VERTICAL

A escolha de barras para a ARMADURA DE PELE VERTICAL foi: 10Φ20mm.

Conforme Bastos (2017), a armadura complementar deve respeitar um espaçamento mínimo de 8 cm, com máximo de 20 cm ou d/3.

Na situação atual, a armadura deve respeitar o espaço LIVRE entre suas barras de 8 cm até 16.67 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [comprimento bloco - (2*cobrimento) - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [170.00 - (2*4.00) - (10.00*2.00)] / 10.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 15.78 cm. Nota-se que atende o intervalo de mínimo e máximo.

ARMADURA SUPERIOR

A escolha de barras para a ARMADURA SUPERIOR foi: 4Φ8mm.

A situação ideal é que a armadura superior complete com a armadura principal, tendo o mesmo número de barras. Portanto, segue o mesmo limite que a armadura principal.

O limite mínimo fica sendo 3.00 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [largura bloco - (2*cobrimento) - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [70.00 - (2*4.00) - (4.00*0.80)] / 4.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 18.27 cm. Nota-se que atende a verificação de espaçamento mínimo.

DETALHAMENTO

Abra o arquivo .dxf gerado para vizualizar o detalhamento das armaduras.

Referências bibliográficas

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118 – **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. Abnt. 2014. 256 p.

Bastos, P. S. S., **Blocos de fundação**. Notas de Aula, Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Bauru, 2017.

Munhoz, F. S., Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

APÊNDICE C - EXEMPLO DE BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS

Como exemplo de dimensionamento para bloco sobre três estacas considere os seguintes parâmetros:

 $N_k = 400,00 \ kN$

Aço = CA-50

e = 90 cm

Pilar: 20x20 cm

 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

 $\Phi_e = 30 \text{ cm}$

cobrimento = 4,0 cm

 $A_{s,pilar} = 6\phi 12,5 \text{ mm}$



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual

SOFTWARE ON-LINE PARA DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE BLOCOS RÍGIDOS, SOBRE

ESTACAS, UTILIZANDO O MÉTODO DAS BIELAS

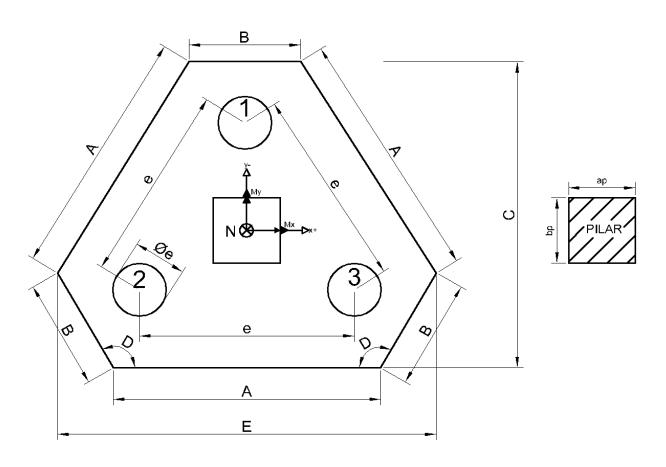
Autor: Luciano José dos Santos Junior

Orientador: Prof. Domício Moreira da Silva Junior

Tipo: Trabalho de Conclusão de Curso

Curso: Engenharia Civil

DADOS DE ENTRADA



Aço CA-50 (fyk) = 50 kN/cm^2

Força Normal Característica (Nk) = 400 kN

Resist. do Concreto (fck) = 2.5 kN/cm²

Diâmetro das estacas (Φe) = 30 cm

Espaçamento entre estacas (e) = 90 cm

Cobrimento = 4 cm

Dimensão ap = 20 cm

Dimensão bp = 20 cm

Armadura do Pilar = 12.5 mm

Momento em torno de Y (My) = 0 kN.cm

Momento em torno de X (Mx) = 0 kN.cm

RESOLUÇÃO

Determinação das dimensões em planta do bloco

As dimensões A, B, C e E, bem como o ângulo D expostos na imagem inicial acima, são calculadas por relações trigonométricas apresentadas a seguir.

O valor de C é determinado por C = $e^*(\sqrt{3})/2 + \Phi e + 30$ cm. 30cm é um valor padrão, que representa 15cm de cada lado para o balanço. Substituíndo os valores, tem-se C = $90^*(\sqrt{3})/2 + 30 + 30$ C = 137.94 cm

O valor de B é determinado por B = $[(\Phi e/2) + 15]$ / sen 60°. Novamente 15cm para o balanço. Substituíndo os valores, tem-se B = [(90/2) + 15]/ sen 60° B = 34.64 cm

O valor de A é determinado por A = e + B. Substituíndo os valores, tem-se A = 90 + 34.64 A = 124.64 cm

O valor de E é determinado por E = C/cos 30°. Substituíndo os valores, tem-se E = 137.94 / cos 30° E = 159.28 cm

O valor de D é padrão no modelo do bloco de 3 estacas considerado. É a medida dos ângulos internos em cada um dos vértices do bloco.

D = 120.00°

Determinação do intervalo de altura útil do bloco (d)

A altura útil do bloco é escolhida de acordo com o intervalo da inclinação das bielas. Machado (1985 apud Bastos, 2017), recomenda que esta inclinação esteja compreendida entre 45° e 55° em relação à horizontal. A equação a seguir apresenta o intervalo da altura útil considerando a inclinação proposta.

$$0,577.(e-0,52a_p) \le d \le 0,825.(e-0,52a_p)$$

O intervalo inferior vale:

45.93 cm

O intervalo superior vale:

65.67 cm

Conforme o item 22.7.4.4 da NBR-6118:2014, a altura útil do bloco deve ser suficiente para ancorar as armaduras do pilar, portanto, é necessário calcular o comprimento de ancoragem das barras do pilar e verificar se o intervalo de altura útil determinado anteriormente é suficiente para conter a ancoragem

de tais barras.

Para determinação do comprimento de ancoragem (Lb), anteriormente é necessário determinar a resistência à tração de cálculo do concreto (fctd) e a tensão de aderência (fbd), conforme as equações a seguir:

$$f_{ctd} = \frac{0.021}{\gamma_c} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Substituíndo os valores para o fctd, tem-se fctd = $(0.021/1.4)*3\sqrt{2.5^2}$ --> fctd = 0.13 kN/cm²

$$f_{bd} = \eta_1.\eta_2.\eta_3.f_{ctd}$$

A tensão de aderência (fbd) depende, além da resistência à tração de cálculo do concreto, de três coeficientes tabelados por norma:

 η 1: depende da conformação superficial da barra. O software adota como padrão barras nervuradas, sendo η 1 = 2,25.

η2: parâmetro que depende da situação de aderência em que a barra se encontra. Conforme item 9.3.1 da NBR-6118:2014, todas as barras com inclinação maior que 45° em relação à horizontal, estão em situação de boa aderência. O software considera que as barras dos pilares estão sempre na vertical, portanto, possuem inclinação superior à 45°, desta forma, η2 = 1,00.

η3: parâmetro que depende do diâmetro da barra e assume o valor de 1,00 caso a barra possua diâmetro inferior à 32mm e (132 – Φ)/100, para $\Phi \ge 32$ mm. Sendo assim, η3 = 1.00.

Ao substituir os dados para fbd tem-se: fbd = 2.25*1*1*0.13 --> fbd = 0.29 kN/cm²

De posse do valor da tensão de aderência, é possível determinar o comprimento de ancoragem com a equação abaixo:

$$l_{b,pilar} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Substituíndo valores: lb,pilar = (1.25*43.48)/(4*0.29), logo, lb,pilar = 47.09 cm

Dado as informações anteriores, a escolha de altura útil do usuário é: d = 55 cm

Determinação da altura total (H) do bloco

A altura total é dada por:

$$H = d + d'$$

Dado as informações, o usuário adotou d' como:

d' = 10.00 cm

Sendo assim, a altura total é a soma de d e d', que vale:

H = 65.00 cm

Determinação da inclinação real da biela

A inclinação da biela é determinada conforme equação a seguir.

$$tg\alpha = \frac{d}{\frac{e\sqrt{3}}{3} - 0.3.a_p}$$

Substituíndo valores e encontrando o arco tangente, tem-se: $\alpha = \arctan\{55/([90*(\sqrt{3})/3] - [0,3*20.00])\}$, logo,

 $\alpha = 50.12^{\circ}$

Verificação da rigidez do bloco

O item 22.7.1 da NBR-6118:2014 adota como parâmetro de rigidez do bloco, o mesmo adotado para determinar a rigidez das sapatas. O item 22.6.1 define sapata rígida aquela que atender a seguinte relação:

$$H \ge \frac{A - a_p}{3}$$

Ao substituir os valores na equação obtem-se: $H \ge (159.28 - 20.00)/3$, isto é, $H \ge 46.43$ cm

Observa-se que a altura total H calculada é maior do que o parâmetro apresentado, portanto o bloco é rígido e pode-se prosseguir com os cálculos.

Determinação da influência do momento fletor na distribuição de força nas estacas

Considerando a atuação dos momentos fletores Mx e My conforme convenção apresenta na figura inicial, é possível determinar o acréscimo ou alívio de força nas estacas utilizando o conceito de flexão composta, uma vez que as hipóteses de cálculo são as mesmas, ou seja, o bloco é considerado rígido e as reações das estacas são proporcionais aos respectivos deslocamentos.

Considerando também a atuação do peso próprio do bloco agindo sobre as estacas, é possível determinar a reação de apoio em cada estaca utilizando a equação abaixo:

$$N_{i} = \frac{PP_{bloco} + N_{k}}{n_{e}} + \frac{M_{y} \cdot x_{i}}{\sum x_{i}^{2}} + \frac{M_{x} \cdot y_{i}}{\sum y_{i}^{2}}$$

Considerando o centro do pilar como origem dos eixos, "xi" é a coordenada "x" do eixo da estaca e "yi" é a coordenada "y" do eixo da estaca.

Para determinação da força atuante em cada estaca, inicialmente o software calcula o somatório das coordenadas em "x" e "y" Σx^2 e Σy^2 . Seguida substitui estes valores na equação acima, considerando a posição de cada estaca.

Note que é conveniente calcular o peso própro do bloco (PPbloco), dado por:

$$PP_{bloco} = \left(\frac{(E+A)*B*sen 60^{\circ}}{2} + \frac{(E+B)*A*cos 30^{\circ}}{2}\right)*H*\gamma_{concreto}$$

Ao substituir os valores na equação e considerando o peso específico do concreto como 25 kN/m², tem-se PPbloco = $[\{[(159.28+124.64) * 34.64 * sen 60°]/2\} + \{[(159.28 + 34.64) * 124.64 * cos 30°]/2\}] * 65.00 * 0.000025$

PPbloco = 23.93 kN

O somatório Σx^2 é escrito e calculado como sendo: $(0,00)^2 + (-45.00)^2 + (45.00)^2$, logo, $\Sigma x^2 = 4050.00$ cm²

O somatório Σy^2 é escrito e calculado como sendo: $(-38.97)^2 + (38.97)^2 + (38.97)^2$, logo, $\Sigma y^2 = 4556.25$ cm²

Agora basta substituir os valores na equação de Ni e obter o resultado para cada estaca.

Para a estaca 1 temos: N1 = [(23.93+400)/3] + [((0)*(0,00))/4050.00] + [((0)*(-38.97))/4556.25], resultante em:

N1 = 141.31 kN

Para a estaca 2 temos: N2 = [(23.93+400)/3] + [((0)*(-45.00))/4050.00] + [((0)*(38.97))/4556.25], resultante em:

N2 = 141.31 kN

Para a estaca 3 temos: N3 = [(23.93+400)/3] + [((0)*(45.00))/4050.00] + [((0)*(38.97))/4556.25], resultante em:

N3 = 141.31 kN

Após determinada a força normal atuante em cada estaca, conforme Bastos (2017), deve-se adotar o maior valor como sendo aquele que atuará em todas as estacas, pois o método foi concebido para ser utilizado apenas com carga centrada. Desta forma, a hipótese do método é atendida, levando a um dimensionamento a favor da segurança.

O maior valor de força normal atuante nas estacas é:

Nk = 141.31 kN

Para seguir com o dimensionamento, este valor é transformado em valor de cálculo: Nd = 1,4*Nk*ne,

fazendo, Nd = 1,4*141.31*3, tem-se: Nd = 594.00 kN

Verificação quanto ao esmagamento das bielas

Por fato de que a seção transversal das bielas não é constante ao logo da altura do bloco, deve ser verificada a possibilidade de esmagamento das mesmas em duas regiões distintas do bloco: junto às estacas e junto ao pilar. Desta maneira, deve-se determinar as tensões atuantes em cada uma destas regiões e compará-las com a tensão limite.

Para determinação da tensão atuante nas bielas junto às estacas, utiliza-se:

$$\sigma_{cd,estaca} = \frac{N_d}{3.A_e.sen^2\alpha}$$

Com Ae sendo a área da seção transversal de uma estaca, substitui-se os valores na equação e obtémse: σ cd,estaca = $594.00/(3*706.86*sen^2[50.12°])$, isto é, σ cd,estaca = 0.48 kN/cm^2

Para determinação da tensão atuante nas bielas junto ao pilar, utiliza-se:

$$\sigma_{cd,pilar} = \frac{N_d}{A_p. sen^2 \alpha}$$

Com Ap sendo a área da seção transversal do pilar, substitui-se os valores na equação e obtém-se: σ cd,pilar = 594.00/(400.00*sen²[50.12°]), isto é, σ cd,pilar = 2.52 kN/cm²

A tensão limite para ambas as situações é dada por:

$$\sigma_{cd,limite} = 1,75.k_r.f_{cd}$$

Conforme Munhoz (2004), o coeficiente kr leva em consideração fatores como: a) crescimento da resistência do concreto após 28 dias; b) diferença da resistência do concreto medida por meio de corpos-de-prova cilíndricos e a resistência efetiva na estrutura; c) efeito deletério de ações de longa duração (Efeito Rüsch). Fusco (1994 apud Munhoz, 2004) propõe que este coeficiente seja: kr = 0,85.

Já o valor de 1,75 é o coeficiente α, Machado (1979 apud Munhoz, 2004) propõe o valor de 1,75, válido para verificação em ambas as regiões.

Sendo assim, a tensão limite é dada por σ cd,limite = 1,75*0,85*1.79, que vale σ cd,limite = 2.66 kN/cm²

Percebe-se que as tensões atuantes não ultrapassam o limite indicado.

Determinação da armadura principal

A forma mais comum de se armar os blocos, é dispor as armaduras segundo a direção dos lados. A equação que fornece a área de aço para esta configuração é:

$$A_{s,principal} = \frac{\sqrt{3} * N_d}{27 * d * f_{yd}} (e.\sqrt{3} - 0.9.a_p)$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem- se: As,principal = $[(\sqrt{3*594.00})/(27*55.00*43.48)]*[\sqrt{3*90.00} - 0,9*20.00]$, portanto: As,principal = 2.20 cm²/lado

O item 22.7.4.1.1 da NBR-6118:2014 recomenda que pelo menos 85% das armaduras sejam posicionadas nas faixas definidas pelas estacas, com uma largura de 1,2Φe.

Determinação da armadura de suspensão

O item 22.7.4.1.3 da NBR-6118:2017 recomenda que "se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada".

Desta forma, é possível determinar a área de aço total da malha inferior, conforme Bastos(2017), como sendo:

$$A_{s,suspens\~ao} = \frac{N_d}{4,5*f_{yd}}$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,susp,total = 594.00/4,5*43.48 = 3.04 cm², considerando 3 lados:

As, susp, lado = 1.01 cm² em cada lado.

Determinação da armadura de malha inferior

O item 22.7.4.1.2 da NBR-6118:2017 recomenda que "para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20 % dos esforços totais". A norma ainda continua "este valor pode ser reduzido desde que seja justificado o controle das fissuras na região entre as armaduras principais".

Desta forma, é possível determinar a área de aço da malha inferior como sendo uma porcentagem a armadura principal total, assim:

$$A_{s,malha,inf} = 0.2 * 3 * A_{s,principal}$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,malha,inf = 0,2*3*2.20, portanto: As,malha,inf = 1.32 cm² em cada direção.

Determinação da armadura de malha superior

O item 22.7.4.1.5 da NBR-6118:2014 recomenda que "em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior". A norma ainda continua "em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares".

Bastos (2017) recomenda que esta armadura seja dada por uma fração da armadura principal total conforme a equação abaixo:

$$A_{s,malha,sup} = 0.2 * 3 * A_{s,principal}$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,malha,sup = 0,2*3*2.20, portanto: As,malha,sup = 1.32 cm² em cada direção.

Determinação da armadura de pele

Conforme o item 22.7.4.1.5 da NBR-6118:2014, em blocos com duas ou mais estacas na mesma linha, deve ser colocada uma armadura lateral, ou armadura de pele.

Bastos (2017) recomenda que esta armadura seja dada por uma fração da armadura principal total conforme a equação abaixo:

$$A_{s,pele} = 0.125 * 3 * A_{s,principal}$$

O autor ainda recomenda que o espaçamento entre as barras deve obedecer a relação de ser o MENOR valor entre d/3 e 20cm, não sendo MENOR, em todo caso, do que 8cm.

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,pele = 0,125*3*2.20, portanto: As,pele = 0.81 cm². Armadura horizontal em cada lado.

Verificações das armaduras comerciais

ARMADURA PRINCIPAL

A escolha de barras para a ARMADURA PRINCIPAL foi: 4Φ10mm.

Conforme o item 22.7.4.1.1 da NBR-6118:2014, A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85 %) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas. Deve se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Deve ser garantida a ancoragem das armaduras sobre as estacas, medida a partir das faces internas das estacas até a face externa do bloco e descontando o cobrimento. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

O programa verifica por quatro tentativas.

- 1^a) Comprimento direto: Ib armadura principal ≤ Ib disponível.
- 2ª) Diminuição de 0,7 do lb armadura principal. Considerando a utilização de ganchos, segundo item 9.4.2.5 da NBR-6118:2014.
- 3ª) Outra diminuição, sobre o valor anterior, de 0,8. Considerando o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.
- 4ª) Outra diminuição, sobre o valor anterior, considerando a razão As,calculo/As,efetivo.

Sabendo disso o passo inicial é descobrir o comprimento de ancoragem lb da barra de armadura principal. Para isso utiliza-se a equação a seguir.

$$\sigma_{cd,estaca} = \frac{N_d}{3.A_e.sen^2\alpha}$$

Substituíndo os valores considerando a armadura principal e fbd calculado como 0.29 kN/cm^2 : lb = (1*43.48)/(4*0.29), logo, lb = 37.67 cm.

O cálculo de lb disponível para ancoragem é determinado por relações trigonométricas na geometria do bloco. Seu valor é:

lb,disp = 34.63 cm.

Como é de se perceber, o comprimento reto não foi suficiente, mas basta apenas a diminuição devido ao gancho da 2ª) opção. Observe:

lb,nec = 37.67*0.7, com isso 34.63cm ≥ 26.37 cm.

A distribuição da armadura principal deve ser sobre as estacas, podendo extrapolar para região de até 1,2*Φ. Inicialmente, verifica-se a região sobre a estaca é suficiente para o espaçamento, caso contrário a tentativa é da região de 1,2*Φ.

A verificação de espaçamento mínimo para a armadura principal, é dada pelo MAIOR valor entre:

- 2 cm
- Diâmetro do agregado * 1,2 (considerando 2,5 para diâmetro do agregado, menor ou igual a Brita 2).
- Diâmetro da barra.

Dentre estes o limite mínimo fica sendo 3.00 cm.

Neste caso, a região sobre a estaca foi suficente para o arranjo de barras. Observe:

Sabendo que o espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [diâmetro estaca - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [30.00 - (4.00*1.00)] / 4.00 - 1. --> esp,real = 8.67 cm.

Com o espaçamento maior do que o mínimo a verificação está OK!.

ARMADURA MALHA INFERIOR

A escolha de barras para a ARMADURA MALHA INFERIOR foi: 4Φ10mm.

Por questões de concretagem adequada, a malha deve respeitar um espaçamento mínimo para não prejudicar separando o agregado. O autor optou por determinar um espaçamento livre e mínimo de 5 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [Dimensão C - (2*cobrimento) - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [137.94 - 8.00 - (4.00*1.00)] / 4.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 41.98 cm. Nota-se que atende o espaço mínimo

ARMADURA MALHA SUPERIOR

A escolha de barras para a ARMADURA MALHA SUPERIOR foi: 4Φ10mm.

Por questões de concretagem adequada, a malha deve respeitar um espaçamento mínimo para não prejudicar separando o agregado. O programador optou por determinar um espaçamento livre e mínimo de 5 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [Dimensão C - (2*cobrimento) - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [137.94 - 8.00 - (4.00*1.00)] / 4.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 41.98 cm. Nota-se que atende o espaço mínimo.

ARMADURA DE PELE

A escolha de barras para a ARMADURA DE PELE foi: 4Φ8mm.

Conforme Bastos (2017), a armadura complementar deve respeitar um espaçamento mínimo de 8 cm, com máximo de 20 cm ou d/3.

Na situação atual, a armadura deve respeitar o espaço LIVRE entre suas barras de 8 cm até 18.33 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [altura útil - cobrimento - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [55.00 - 4.00 - (4.00*0.80)] / 4.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 15.93 cm. Nota-se que atende o intervalo de mínimo e máximo.

ARMADURA DE SUSPENSÃO

Essa armadura será representada pelos ganchos da malha inferior. Lembre-se de que ao escolher a área de aço comercial para a malha inferior, essa área deve atender a área da armadura de suspensão.

DETALHAMENTO

Abra o arquivo .dxf gerado para vizualizar o detalhamento das armaduras.

Referências bibliográficas

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118 – **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. Abnt. 2014. 256 p.

Bastos, P. S. S., **Blocos de fundação**. Notas de Aula, Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Bauru, 2017.

Munhoz, F. S., Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

APÊNDICE D - EXEMPLO DE BLOCO SOBRE CINCO ESTACAS

Como exemplo de dimensionamento para bloco sobre cinco estacas considere os seguintes parâmetros:

 $N_k = 1625,00 \text{ kN}$

 $\Phi_e = 40 \text{ cm}$

Aço = CA-50

e = 100 cm

Pilar: 30x30 cm

 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

 $A_{s,pilar} = \phi 20 \text{ mm}$

cobrimento = 4,0 cm



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual

SOFTWARE ON-LINE PARA DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE BLOCOS RÍGIDOS, SOBRE

ESTACAS, UTILIZANDO O MÉTODO DAS BIELAS

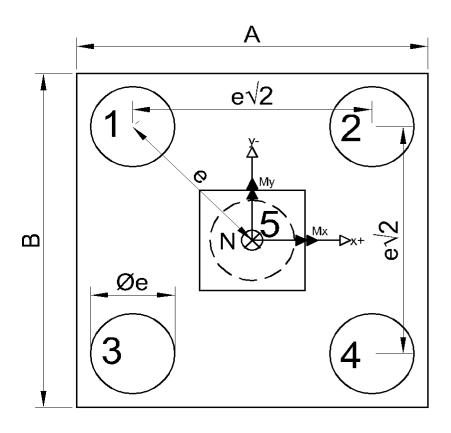
Autor: Luciano José dos Santos Junior

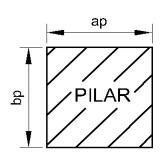
Orientador: Prof. Domício Moreira da Silva Junior

Tipo: Trabalho de Conclusão de Curso

Curso: Engenharia Civil

DADOS DE ENTRADA





Aço CA-50 (fyk) = 50 kN/cm^2

Força Normal Característica (Nk) = 1625 kN

Resist. do Concreto (fck) = 3 kN/cm²

Diâmetro das estacas (Φe) = 40 cm

Espaçamento entre estacas (e) = 100 cm

Cobrimento = 4 cm

Dimensão ap = 30 cm

Dimensão bp = 30 cm

Armadura do Pilar = 20 mm

Momento em torno de Y (My) = 0 kN.cm

Momento em torno de X (Mx) = 0 kN.cm

RESOLUÇÃO

Determinação das dimensões em planta do bloco

A largura B do bloco pode ser obtida por meio da soma do diâmetro com o espaçamento entre as estacas e um balanço de 15cm de cada lado. A equação abaixo representa essa informação.

$$B = e\sqrt{2} + \phi_e + 2 * 15$$

Substituindo valores na equação tem-se: B = $40*\sqrt{2}$ + 2*15, logo, B = 211.42 cm

O comprimento A do bloco pode ser obtido por meio da soma do diâmetro com o espaçamento entre as estacas e um balanço de 15cm de cada lado. A equação abaixo representa essa informação.

$$A = e\sqrt{2} + \phi_e + 2 * 15$$

Substituindo valores na equação tem-se: A = $100*\sqrt{2} + 40 + 2*15$, logo, A = 211.42 cm

Determinação do intervalo de altura útil do bloco (d)

A altura útil do bloco é escolhida de acordo com o intervalo da inclinação das bielas. Machado (1985 apud Bastos, 2017), recomenda que esta inclinação esteja compreendida entre 45° e 55° em relação à horizontal. A equação a seguir apresenta o intervalo da altura útil considerando a inclinação proposta.

$$0,707.\left(e - \frac{a_p}{2}\right) \le d \le 1,000.\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$$

O intervalo inferior vale:

60.09 cm

O intervalo superior vale:

85.00 cm

Conforme o item 22.7.4.4 da NBR-6118:2014, a altura útil do bloco deve ser suficiente para ancorar as armaduras do pilar, portanto, é necessário calcular o comprimento de ancoragem das barras do pilar e verificar se o intervalo de altura útil determinado anteriormente é suficiente para conter a ancoragem de tais barras.

Para determinação do comprimento de ancoragem (Lb), anteriormente é necessário determinar a resistência à tração de cálculo do concreto (fctd) e a tensão de aderência (fbd), conforme as equações a seguir:

$$f_{ctd} = \frac{0.021}{\gamma_c} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Substituíndo os valores para o fctd, tem-se fctd = $(0,021/1,4)*3\sqrt{3}^2 -->$ fctd = 0.14 kN/cm²

$$f_{bd} = \eta_1.\eta_2.\eta_3.f_{ctd}$$

A tensão de aderência (fbd) depende, além da resistência à tração de cálculo do concreto, de três coeficientes tabelados por norma:

η1: depende da conformação superficial da barra. O software adota como padrão barras nervuradas, sendo η1 = 2,25.

η2: parâmetro que depende da situação de aderência em que a barra se encontra. Conforme item 9.3.1 da NBR-6118:2014, todas as barras com inclinação maior que 45° em relação à horizontal, estão em situação de boa aderência. O software considera que as barras dos pilares estão sempre na vertical, portanto, possuem inclinação superior à 45°, desta forma, η2 = 1,00.

η3: parâmetro que depende do diâmetro da barra e assume o valor de 1,00 caso a barra possua diâmetro inferior à 32mm e (132 − Φ)/100 , para $\Phi \ge 32$ mm. Sendo assim, η3 = 1.00.

Ao substituir os dados para fbd tem-se: fbd = 2.25*1*1*0.14 --> fbd = 0.33 kN/cm²

De posse do valor da tensão de aderência, é possível determinar o comprimento de ancoragem com a equação abaixo:

$$l_{b,pilar} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Substituíndo valores: lb,pilar = (2*43.48)/(4*0.33), logo, lb,pilar = 66.71 cm

Dado as informações anteriores, a escolha de altura útil do usuário é: d = 70 cm

Determinação da altura total (H) do bloco

A altura total é dada por:

$$H = d + d'$$

Dado as informações, o usuário adotou d' como: d' = 10.00 cm Sendo assim, a altura total é a soma de d e d', que vale: H = 80.00 cm

Determinação da inclinação real da biela

A inclinação da biela é determinada conforme equação a seguir.

$$tg\alpha = \frac{d}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}}$$

Substituíndo valores e encontrando o arco tangente, tem- se: $\alpha = \arctan\{70/([100*(\sqrt{2})/2] - [30.00*(\sqrt{2})/4])\}$, logo, $\alpha = 49.35^{\circ}$

Verificação da rigidez do bloco

O item 22.7.1 da NBR-6118:2014 adota como parâmetro de rigidez do bloco, o mesmo adotado para determinar a rigidez das sapatas. O item 22.6.1 define sapata rígida aquela que atender a seguinte relação:

$$H \ge \frac{A - a_p}{3}$$

Ao substituir os valores na equação obtem-se: $H \ge (211.42 - 30.00)/3$, isto é, $H \ge 60.47$ cm

Observa-se que a altura total H calculada é maior do que o parâmetro apresentado, portanto o bloco é rígido e pode-se prosseguir com os cálculos.

Determinação da influência do momento fletor na distribuição de força nas estacas

Considerando a atuação dos momentos fletores Mx e My conforme convenção apresenta na figura inicial, é possível determinar o acréscimo ou alívio de força nas estacas utilizando o conceito de flexão composta, uma vez que as hipóteses de cálculo são as mesmas, ou seja, o bloco é considerado rígido e as reações das estacas são proporcionais aos respectivos deslocamentos.

Considerando também a atuação do peso próprio do bloco agindo sobre as estacas, é possível determinar a reação de apoio em cada estaca utilizando a equação abaixo:

$$N_{i} = \frac{PP_{bloco} + N_{k}}{n_{e}} + \frac{M_{y} \cdot x_{i}}{\sum x_{i}^{2}} + \frac{M_{x} \cdot y_{i}}{\sum y_{i}^{2}}$$

Considerando o centro do pilar como origem dos eixos, "xi" é a coordenada "x" do eixo da estaca e "yi" é a coordenada "y" do eixo da estaca.

Para determinação da força atuante em cada estaca, inicialmente o software calcula o somatório das coordenadas em "x" e "y" Σx^2 e Σy^2 . Seguida substitui estes valores na equação acima, considerando a posição de cada estaca.

Note que é conveniente calcular o peso própro do bloco (PPbloco), dado por:

$$PP_{bloco} = A * B * H * \gamma_{concreto}$$

Ao substituir os valores na equação e considerando o peso específico do concreto como 25 kN/m², tem-se PPbloco = 2.114213562373095 * 2.114213562373095 * 0.8 * 25 PPbloco = 89 40 kN

O somatório Σx^2 é escrito e calculado como sendo: $(-50.00)^2 + (50.00)^2 + (-50.00)^2 + (50.00)^2 + (0.00)^2$, logo,

 $\Sigma x^2 = 10000.00 \text{ cm}^2$

O somatório Σy^2 é escrito e calculado como sendo: $(-50.00)^2 + (-50.00)^2 + (50.00)^2 + (50.00)^2 + (0.00)^2$, logo,

 $\Sigma y^2 = 10000.00 \text{ cm}^2$

Agora basta substituir os valores na equação de Ni e obter o resultado para cada estaca.

Para a estaca 1 temos: N1 = [(89.40+1625)/5] + [((0)*(-50.00))/10000.00] + [((0)*(-50.00))/10000.00], resultante em:

N1 = 342.88 kN

Para a estaca 2 temos: N2 = [(89.40+1625)/5] + [((0)*(50.00))/10000.00] + [((0)*(-50.00))/10000.00], resultante em:

N2 = 342.88 kN

Para a estaca 3 temos: N3 = [(89.40+1625)/5] + [((0)*(-50.00))/10000.00] + [((0)*(50.00))/10000.00], resultante em:

N3 = 342.88 kN

Para a estaca 4 temos: N4 = [(89.40+1625)/5] + [((0)*(50.00))/10000.00] + [((0)*(50.00))/10000.00], resultante em:

N4 = 342.88 kN

Para a estaca 5 temos: N5 = [(89.40+1625)/5] + [((0)*(0.00))/10000.00] + [((0)*(0.00))/10000.00], resultante em:

N5 = 342.88 kN

Após determinada a força normal atuante em cada estaca, conforme Bastos (2017), deve-se adotar o maior valor como sendo aquele que atuará em todas as estacas, pois o método foi concebido para ser utilizado apenas com carga centrada. Desta forma, a hipótese do método é atendida, levando a um dimensionamento a favor da segurança.

O maior valor de força normal atuante nas estacas é:

Nk = 342.88 kN

Para seguir com o dimensionamento, este valor é transformado em valor de cálculo: Nd = 1,4*Nk*ne, fazendo, Nd = 1,4*342.88*5, tem-se:

Nd = 2401.00 kN

Verificação quanto ao esmagamento das bielas

Por fato de que a seção transversal das bielas não é constante ao logo da altura do bloco, deve ser verificada a possibilidade de esmagamento das mesmas em duas regiões distintas do bloco: junto às estacas e junto ao pilar. Desta maneira, deve-se determinar as tensões atuantes em cada uma destas regiões e compará-las com a tensão limite.

Para determinação da tensão atuante nas bielas junto às estacas, utiliza-se:

$$\sigma_{cd,estaca} = \frac{N_d}{5.A_e.sen^2\alpha}$$

Com Ae sendo a área da seção transversal de uma estaca, substitui-se os valores na equação e obtémse: σ cd,estaca = 2401.00/(5*1256.64*sen²[49.35°]), isto é, σ cd,estaca = 0.66 kN/cm²

Para determinação da tensão atuante nas bielas junto ao pilar, utiliza-se:

$$\sigma_{cd,pilar} = \frac{N_d}{A_p. sen^2 \alpha}$$

Com Ap sendo a área da seção transversal do pilar, substitui-se os valores na equação e obtém-se: σ cd,pilar = 2401.00/(900.00*sen²[49.35°]), isto é, σ cd,pilar = 4.63 kN/cm²

A tensão limite para a intersecção biela/estaca é dada por:

$$\sigma_{cd,limite,est} = 2,10. k_r. f_{cd}$$

Conforme Munhoz (2004), o coeficiente kr leva em consideração fatores como: a) crescimento da resistência do concreto após 28 dias; b) diferença da resistência do concreto medida por meio de corpos-de-prova cilíndricos e a resistência efetiva na estrutura; c) efeito deletério de ações de longa duração (Efeito Rüsch). Fusco (1994 apud Munhoz, 2004) propõe que este coeficiente seja: kr = 0,85.

Já o valor de 2,10 é o coeficiente α, Machado (1979 apud Munhoz, 2004) propõe o valor de 2,10, válido para verificação na região biela/estaca.

Sendo assim, a tensão limite é dada por ocd,limite = 2,1*0,85*2.14, que vale ocd,limite,est = 3.82 kN/cm²

Percebe-se que a tensão atuante não ultrapassa o limite indicado.

A tensão limite para a intersecção biela/pilar é dada por:

$$\sigma_{cd,limite,pil} = 2,\!60.\,k_r.\,f_{cd}$$

Conforme Munhoz (2004), o coeficiente kr leva em consideração fatores como: a) crescimento da resistência do concreto após 28 dias; b) diferença da resistência do concreto medida por meio de corpos-de-prova cilíndricos e a resistência efetiva na estrutura; c) efeito deletério de ações de longa duração (Efeito Rüsch). Fusco (1994 apud Munhoz, 2004) propõe que este coeficiente seja: kr = 0,85.

Já o valor de 2,60 é o coeficiente α, Machado (1979 apud Munhoz, 2004) propõe o valor de 2,60, válido para verificação na região biela/pilar.

Sendo assim, a tensão limite é dada por σ cd,limite = 2,6*0,85*2.14, que vale σ cd,limite,pil = 4.74 kN/cm²

Percebe-se que a tensão atuante não ultrapassa o limite indicado.

Determinação da armadura principal

A forma mais comum de se armar os blocos, é dispor as armaduras segundo a direção dos lados. A equação que fornece a área de aço para esta configuração é:

$$A_{s,principal} = \frac{N_d}{20.d.f_{yd}}(2e - a_p)$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem- se: As,principal = [2401.00/(20*70.00*43.48)]*[2*100.00 - 30.00], portanto: As,principal = $6.71 \text{ cm}^2/\text{lado}$

O item 22.7.4.1.1 da NBR-6118:2014 recomenda que pelo menos 85% das armaduras sejam posicionadas nas faixas definidas pelas estacas, com uma largura de 1,2Φe.

Determinação da armadura de suspensão

O item 22.7.4.1.3 da NBR-6118:2017 recomenda que "se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada".

Desta forma, é possível determinar a área de aço total da malha inferior, conforme Bastos(2017), como sendo:

$$A_{s,suspens\tilde{a}o} = \frac{N_d}{7,5*f_{yd}}$$

Substituíndo os valores na equação apresentada tem-se: As, susp, total = 2401.00/7,5*43.48 = 7.36

cm², considerando 4 lados:

As, susp, lado = 1.47 cm² em cada lado.

Determinação da armadura de malha inferior

O item 22.7.4.1.2 da NBR-6118:2017 recomenda que "para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20 % dos esforços totais". A norma ainda continua "este valor pode ser reduzido desde que seja justificado o controle das fissuras na região entre as armaduras principais".

Desta forma, é possível determinar a área de aço da malha inferior como sendo uma porcentagem a armadura principal total, assim:

$$A_{s,malha,inf} = 0.20 * 4 * A_{s,principal}$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,malha,inf = 0,20*4*6.71, portanto: As,malha,inf = 6.71 cm² em cada direção.

Determinação da armadura de malha superior

O item 22.7.4.1.5 da NBR-6118:2014 recomenda que "em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior". A norma ainda continua "em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares".

Bastos (2017) recomenda que esta armadura seja dada por uma fração da armadura principal total conforme a equação abaixo:

$$A_{s,malha,sup} = 0.2 * 4 * A_{s,principal}$$

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,malha,sup = 0,20*4*6.71, portanto: As,malha,sup = 6.71 cm² em cada direção.

Determinação da armadura de pele

Conforme o item 22.7.4.1.5 da NBR-6118:2014, em blocos com duas ou mais estacas na mesma linha, deve ser colocada uma armadura lateral, ou armadura de pele.

Bastos (2017) recomenda que esta armadura seja dada por uma fração da armadura principal total conforme a equação abaixo:

$$A_{s,pele} = 0.125 * 4 * A_{s,principal}$$

O autor ainda recomenda que o espaçamento entre as barras deve obedecer a relação de ser o MENOR valor entre d/3 e 20cm, não sendo MENOR, em todo caso, do que 8cm.

Ao substituir os valores na equação apresentada tem-se: As,pele = 0,125*4*6.71, portanto: As,pele = 4.19 cm². Armadura horizontal em cada lado.

Verificações das armaduras comerciais

ARMADURA PRINCIPAL

A escolha de barras para a ARMADURA PRINCIPAL foi: 4Φ16mm.

Conforme o item 22.7.4.1.1 da NBR-6118:2014, A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85 %) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas. Deve se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Deve ser garantida a ancoragem das armaduras sobre as estacas, medida a partir das faces internas das estacas até a face externa do bloco e descontando o cobrimento. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

O programa verifica por quatro tentativas.

- 1a) Comprimento direto: Ib armadura principal ≤ Ib disponível.
- 2ª) Diminuição de 0,7 do lb armadura principal. Considerando a utilização de ganchos, segundo item 9.4.2.5 da NBR-6118:2014.
- 3ª) Outra diminuição, sobre o valor anterior, de 0,8. Considerando o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.
- 4ª) Outra diminuição, sobre o valor anterior, considerando a razão As,calculo/As,efetivo.

Sabendo disso o passo inicial é descobrir o comprimento de ancoragem lb da barra de armadura principal. Para isso utiliza-se a equação a seguir.

$$l_{b,pilar} = \frac{\phi. f_{yd}}{4. f_{bd}}$$

Substituíndo os valores considerando a armadura principal e fbd calculado como 0.33 kN/cm^2 : lb = (1.6*43.48)/(4*0.33), logo, lb = 53.37 cm.

O cálculo de lb disponível para ancoragem é:

lb,disp = 40 + 15 - 4, resultante em: lb,disp = 51.00 cm.

Como é de se perceber, o comprimento reto não foi suficiente, mas basta apenas a diminuição devido ao gancho da 2ª) opção. Observe:

lb,nec = 53.37*0.7, com isso 51.00cm ≥ 37.36 cm.

A distribuição da armadura principal deve ser sobre as estacas, podendo extrapolar para região de até 1,2*Φ. Inicialmente, verifica-se a região sobre a estaca é suficiente para o espaçamento, caso contrário a tentativa é da região de 1,2*Φ.

A verificação de espaçamento mínimo para a armadura principal, é dada pelo MAIOR valor entre:

- 2 cm
- Diâmetro do agregado * 1,2 (considerando 2,5 para diâmetro do agregado, menor ou igual a Brita 2).
- Diâmetro da barra.

Dentre estes o limite mínimo fica sendo 3.00 cm.

Neste caso, a região sobre a estaca foi suficente para o arranjo de barras. Observe:

Sabendo que o espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [diâmetro estaca - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [40.00 - (4.00*1.60)] / 4.00 - 1. --> esp,real = 11.20 cm.

Com o espaçamento maior do que o mínimo a verificação está OK!.

ARMADURA MALHA INFERIOR

A escolha de barras para a ARMADURA MALHA INFERIOR foi: 7Φ12.5mm.

Por questões de concretagem adequada, a malha deve respeitar um espaçamento mínimo para não prejudicar separando o agregado. O autor optou por determinar um espaçamento livre e mínimo de 5 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [largura do bloco - (2*cobrimento) - $(número de barras*\Phi)$] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [211.42 - 8.00 - (7.00*1.25)] / 7.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 32.45 cm. Nota-se que atende o espaço mínimo

ARMADURA MALHA SUPERIOR

A escolha de barras para a ARMADURA MALHA SUPERIOR foi: 7Φ12.5mm.

Por questões de concretagem adequada, a malha deve respeitar um espaçamento mínimo para não prejudicar separando o agregado. O autor optou por determinar um espaçamento livre e mínimo de 5 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [largura do bloco - (2*cobrimento) - $(número de barras*\Phi)$] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [211.42 - 8.00 - (7.00*1.25)] / 7.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 32.45 cm. Nota-se que atende o espaço mínimo.

ARMADURA DE PELE

A escolha de barras para a ARMADURA DE PELE foi: 6Φ12.5mm.

Conforme Bastos (2017), a armadura complementar deve respeitar um espaçamento mínimo de 8 cm, com máximo de 20 cm ou d/3.

Na situação atual, a armadura deve respeitar o espaço LIVRE entre suas barras de 8 cm até 20.00 cm.

O espaçamento real para este caso é dado por: esp,real = [altura util - cobrimento - (número de barras*Φ)] / número de barras - 1.

Portanto, esp,real = [70.00 - 4.00 - (6.00*1.25)] / 6.00 - 1

Resolvendo: esp,real = 11.70 cm. Nota-se que atende o intervalo de mínimo e máximo.

ARMADURA DE SUSPENSÃO

Essa armadura será representada pelos ganchos da malha inferior. Lembre-se de que ao escolher a área de aço comercial para a malha inferior, essa área deve atender a área da armadura de suspensão.

DETALHAMENTO

Abra o arquivo .dxf gerado para vizualizar o detalhamento das armaduras.

Referências bibliográficas

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118 – **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. Abnt. 2014. 256 p.

Bastos, P. S. S., **Blocos de fundação**. Notas de Aula, Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Bauru, 2017.

Munhoz, F. S., Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.