

**UNIVERSIDADE SANTA CECÍLIA
FACULDADE DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

MIGUEL CANAS GONÇALVES

**COMPARAÇÃO DE PROCESSOS DE CÁLCULO PARA BLOCO RÍGIDO
DE CONCRETO ARMADO SOBRE DUAS ESTACAS**

**Santos - SP
Novembro / 2016**

**UNIVERSIDADE SANTA CECÍLIA
FACULDADE DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

MIGUEL CANAS GONÇALVES

**COMPARAÇÃO DE PROCESSOS DE CÁLCULO PARA BLOCO RÍGIDO
DE CONCRETO ARMADO SOBRE DUAS ESTACAS**

**Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como exigência parcial
para obtenção do título de Engenheiro
Civil à Faculdade de Engenharia Civil
da Universidade Santa Cecília, sob
orientação do Professor Hildebrando
Pereira dos Santos Junior**

**Santos - SP
Novembro / 2016**

MIGUEL CANAS GONÇALVES

**COMPARAÇÃO DE PROCESSOS DE CÁLCULO PARA BLOCO RÍGIDO
DE CONCRETO ARMADO SOBRE DUAS ESTACAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como exigência parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil à Faculdade de Engenharia da Universidade Santa Cecília.

Data de aprovação: ___/___/___ Nota: _____

Banca Examinadora

Prof. Hildebrando Pereira dos Santos Junior

Orientador

Prof. Sergio Massao Adati

Dr. Áureo Emanuel Pasqualetto Figueiredo

Dedico esse trabalho aos meus pais, por todos os conselhos, conversas e apoio, fazendo-me sentir capaz de superar todas adversidades, tornando-me um homem digno e respeitoso. Aos meus irmãos Erika e Vinicius, por todo o companheirismo e conforto em cada palavra amiga. À minha família, por ser a base de quem sou.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à Deus pela oportunidade de aprendizagem a cada dia que tenho em minha vida. Que desde a infância sempre me mostrou o melhor caminho a seguir para me tornar o melhor que posso ser.

Agradeço a minha família, em especial aos meus pais, José e Sonia, que sempre fizeram absolutamente tudo para que eu me formasse, me incentivando, apoiando, e a cada obstáculo novo, superamos juntos. À minha tia Dayse, por ser meu maior exemplo do quão importante o estudo é na formação de um cidadão.

Agradeço a todos os professores da Universidade Santa Cecília, por toda dedicação em cada ensinamento e todo o esforço em tornar cada aluno um engenheiro capaz e diferenciado. Em especial, agradeço ao Profº Hildebrando Pereira dos Santos Junior, por toda a dedicação e ajuda para a produção do Trabalho de Conclusão do Curso.

Aos meus amigos que sempre estiveram comigo em toda minha trajetória.

"É melhor atirar-se à luta em busca de dias melhores, mesmo correndo o risco de perder tudo, do que permanecer estático, como os pobres de espírito, que não lutam, mas também não vencem, que não conhecem a dor da derrota, nem a glória de ressurgir dos escombros. Esses pobres de espírito, ao final de sua jornada na Terra não agradecem a Deus por terem vivido, mas desculpam-se perante Ele, por terem apenas passado pela vida"

(Bob Marley)

RESUMO

A norma 6118:2014 em sua nova revisão fornece diretrizes para elementos de estruturas especiais de concreto que inviabilizam alguns modelos de dimensionamento para blocos rígidos sobre estacas. Após a publicação feita pelo IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto) sobre as recomendações e aplicações da nova norma vigente, o presente trabalho visa a comparação entre os procedimentos fornecidos por esta publicação, com os modelos propostos por Blévet (1967) e Fusco (2013), modelos utilizados de forma corrente no Brasil, para o dimensionamento de blocos sobre duas estacas, assim como a comparação dos resultados obtidos para área de aço do tirante, e as tensões obtidas nas escoras e regiões nodais. Devido a importância estrutural deste elemento de fundação, e a utilização de modelos intuitivos adotados até então, este trabalho faz-se necessário afim de avaliar se o novo modelo proposto, na qual compreende melhor a distribuição das tensões dentro da estrutura, obtém valores apropriados e próximos quando comparados aos modelos usuais. Neste trabalho de pesquisa foi realizado o dimensionamento de 4 conjuntos de blocos com características geométricas distintas, e através de meios gráficos e planilhas eletrônicas foi feito a análise dos resultados obtidos, na qual o modelo novo proposto demonstra-se conservador em relação a armadura principal. Para a realização deste trabalho foi necessária uma revisão bibliográfica referente ao modelo de escora-tirante, modelo de dimensionamento adotado pelos autores da pesquisa.

Palavras-chave: Dimensionamento; escoras; tirantes, região nodal.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévo (1967)	19
Figura 2 - Modelos de blocos sobre três estacas ensaiados por Blévo (1967)	20
Figura 3 - Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévo (1967)	21
Figura 4 - Modelo de bloco sobre duas estacas ensaiado por Mautoni (1972)	22
Figura 5 - Modelos de armação do tirante por Mautoni (1972).....	23
Figura 6 - Modelo esquemático feito por Mautoni (1972)	24
Figura 7 - Disposições da armadura e formas de ancoragem por Taylor e Clarke (1976).....	25
Figura 8 - Tipos de rupturas observadas por Taylor e Clarke (1976)	26
Figura 9 Modelos de blocos ensaiados por Adebar et al. (1990)	27
Figura 10 - Modelo de escoras e tirantes sugeridos por Adebar et al. (1990) – (a) Expansão do fluxo de tensões de compressão; (b) Modelo refinado de escoras e tirantes	28
Figura 11 - Exemplos de região D dentro de uma estrutura.....	31
Figura 12 Caminho de carga em uma viga-parede.	33
Figura 13 (a) Modelo bom/otimizado; (b) Modelo ruim/não otimizado.....	33
Figura 14 Configurações das escoras de concreto	34
Figura 15 Dimensionamento de escora tipo garrafa (a) Diagrama da taxa de armadura em função da geometria da escora; (b) Geometria da configuração de escora tipo garrafa.	35
Figura 16 - Nós contínuos 1 e nós singulares 2 em regiões D; (a) modelo, (b) e (c) campos de tensão e região nodal.	40
Figura 17 Configurações típicas de região nodal	41
Figura 18 - Esquema de forças em bloco sobre duas estacas.....	45
Figura 19 Área da seção da escora	47
Figura 20 - Modelo esquemático de bloco sobre estacas	50
Figura 21 - Projeção das forças no plano de atuação	50
Figura 22 - Área ampliada da estaca	52
Figura 23 Área ampliada do pilar	52
Figura 24 Ampliação do pilar à profundidade x segundo FUSCO (2013).....	54
Figura 25 Esquemática das bielas segundo Fusco (2013).....	56

Figura 26 - Parâmetros para a determinação das forças de tração em um campo de tensões de compressão com armaduras distribuídas	62
Figura 27 Configuração da escora para determinação da força de tração.....	64
Figura 28 - Comprimento de ancoragem.....	66
Figura 29 Detalhamento do bloco sobre duas estacas	67
Figura 30 Detalhamento do bloco sobre duas estacas	72
Figura 31 Projeção vertical da escora	74
Figura 32 Detalhamento do bloco sobre duas estacas	78
Figura 33 Modelo visual comparativo	83

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 Características geométricas dos blocos	79
TABELA 2 Resultados obtidos para o conjunto 1.....	79
TABELA 3 Resultados obtidos para o conjunto 2.....	80
TABELA 4 Resultados obtidos para o conjunto 3.....	80
TABELA 5 Resultados obtidos para o conjunto 4.....	80

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 Análise comparativo da área de aço do tirante	81
GRÁFICO 2 Análise comparativo da tensão – Nó CCC	81
GRÁFICO 3 Análise comparativo da tensão – Nó CCT	81

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto Latino

a = comprimento da zona de regularização de tensões

$A_{amp,est}$ = área da região ampliada da estaca

$A_{amp,pil}$ = área da região ampliada do pilar

$a_{amp,pil}$ = projeção ampliada da maior dimensão do pilar

a_{est} = lado de uma estaca quadrada com mesma área de uma estaca com seção circular

A_b = área da biela

A_c = área da seção transversal de concreto

A_e = área da estaca

A_p = área do pilar

a_p = maior dimensão do pilar

A_s = área de aço da armadura do tirante

$A_{s,calc}$ = área de aço calculado

$A_{s,ef}$ = área de aço efetiva

A_{sp} = área de aço para armadura de pele

A_{sw} = área de aço para armadura do estribo

B = menor dimensão do bloco sobre estaca

b_p = menor dimensão do pilar

d = altura útil

d' = posição da armadura do tirante

e = distância entre eixos das estacas

f_{bd} = resistência de aderência do aço com o concreto

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto

f_{cd1} = tensão máxima de resistência de nós CCC

f_{cd2} = tensão máxima de resistência de nós CTT ou TTT

f_{cd3} = tensão máxima de resistência de nós CCT

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto

f_{td} = resistência de cálculo à tração em concreto

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço

k, k_c = coeficiente; fator

K_r = coeficiente para efeito Rüsçh

l_b = comprimento básico de ancoragem

$l_{b,nec}$ = comprimento de ancoragem necessário

L_{proj} = distância horizontal do plano da escora

N_d = força de cálculo normal de compressão

nfc = resistência à compressão dos corpos de prova

R_c = força de compressão

R_d = reação de apoio da estaca

R_s, R_{st}, T, F_{wd} = força de tração

x = profundidade do plano de dissipação das tensões do pilar no bloco

y = profundidade do nó CCC

z = altura da escora

Alfabeto Grego

α = coeficiente conforme o tipo de ancoragem da barra de armadura

α, θ = inclinação da biela de compressão; razão entre as dimensões do pilar

γ_c = coeficiente de ponderação do concreto

γ_f = coeficiente de ponderação de forças

η = coeficiente conforme a característica das barras da armadura

v' = coeficiente para redução da resistência

ρ = taxa geométrica da armadura longitudinal

σ_{ccc} = tensão máxima para o nó CCC

σ_{cd} = tensão de cálculo

$\sigma_{Rd,máx}$ = tensão máxima para a escora de concreto

ϕ = diâmetro

ϕ_e = diâmetro da estaca

α_{v2} = coeficiente para redução da resistência

$\sigma_{cd,lim}$ = tensão limite de cálculo

σ_{c2d} = tensão vertical no plano horizontal

σ_{c0d} = tensão da escora

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 ENSAIOS DE BLÉVOT	18
2.2 ENSAIOS DE MAUTONI.....	22
2.3 ENSAIOS DE TAYLOR E CLARKE	25
2.4 ENSAIOS DE ADEBAR, KUCHMA E COLLINS.....	26
2.5 ANÁLISE DOS ENSAIOS	29
3 MÉTODO DAS BIELAS	30
3.1 REGIÕES B E D.....	31
3.2 DEFINIÇÃO DO MODELO E ANÁLISE ESTRUTURAL.....	32
3.3 CAMINHO DE CARGA.....	32
3.4 DIMENSIONAMENTO DAS ESCORAS.....	33
3.5 DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES	38
3.6 DIMENSIONAMENTO DOS NÓS	39
3.7 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS.....	43
4 MÉTODOS PROPOSTOS DE DIMENSIONAMENTO	44
4.1 MÉTODO PROPOSTO POR BLÉVOT E FRÉMY.....	44
4.2 MÉTODO PROPOSTO POR SANTOS; STUCCHI	49
4.3 MÉTODO PROPOSTO POR FUSCO	53
4.4 ANCORAGEM DAS BARRAS.....	56
5 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO	59
5.1 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO BLÉVOT (1967)	60
5.1.1 Dimensionamento Geométrico	60
5.1.2 Verificação das Tensões das Bielas	60
5.1.3 Dimensionamento da Armadura Principal	61

5.1.4 Dimensionamento da Armadura Secundária	62
5.1.5 Verificação da Ancoragem da Armadura	65
5.1.6 Detalhamento do Bloco sobre Estacas	67
5.2 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO SANTOS; STUCCHI (2015).....	68
5.2.1 Dimensionamento Geométrico	68
5.2.2 Verificação das tensões das bielas.....	68
5.2.3 Dimensionamento da Armadura Principal	70
5.2.4 Dimensionamento da Armadura Secundária	70
5.2.5 Verificação da Ancoragem da Armadura	71
5.2.6 Detalhamento do Bloco sobre Estacas	72
5.3 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO FUSCO (2013).....	73
5.3.1 Verificação do Carregamento do Pilar	73
5.3.2 Dimensionamento Geométrico	73
5.3.3 Verificação das Tensões das Bielas	75
5.3.4 Dimensionamento da Armadura Principal	76
5.3.5 Dimensionamento da Armadura Secundária	76
5.3.6 Verificação da Ancoragem da Armadura	77
5.3.7 Detalhamento do Bloco sobre Estacas	78
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES	79
7 CONCLUSÃO.....	84
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85
APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS UTILIZADOS NA COMPARAÇÃO	87

1 INTRODUÇÃO

A escolha do tipo de fundação está relacionada com estudos geotécnicos que analisam a viabilidade financeira com as opções encontradas no mercado regional em função do tipo e da capacidade de carga do solo e a profundidade que encontra-se a tensão admissível adequada. De acordo com as ações solicitantes em função da estrutura e do porte da construção, como exemplo as edificações, a escolha de estacas para transferência da carga da estrutura para o solo acontece quando as camadas superficiais encontram-se com baixa capacidade de carga, assim, buscando-se em camadas mais profundas a resistência necessária de projeto.

Quando a solução apresentada para a fundação são estacas, faz-se necessário a construção do bloco de coroamento também denominado bloco sobre estacas, cuja função é a distribuição da carga do pilar para as estacas, assumindo uma função estrutural de grande importância no sistema construtivo de um edifício.

A princípio os elementos estruturais são dimensionados de maneira simplificada pela hipótese de Navier-Bernoulli, que consiste em admitir que as seções planas permanecem planas após a flexão, tendo uma distribuição linear das deformações ao longo da seção transversal durante o carregamento. Porém, alguns elementos estruturais, entre eles o bloco sobre estacas, esta hipótese não é cabível por ter regiões com descontinuidades, na qual as tensões de cisalhamento provocam deformações não lineares ao longo da seção transversal.

Assim, os elementos de concreto armado podem ser divididos segundo o princípio de Saint Venant, em regiões D na qual ocorrem descontinuidades de tensões e deformações ao longo da seção transversal e regiões B onde aplica-se a hipótese de Navier-Bernoulli para um dimensionamento simplificado. A extensão das regiões com descontinuidades estática ou geométrica tem aproximadamente a mesma dimensão da altura das regiões lineares, contadas a partir da descontinuidade.

O dimensionamento do bloco sobre estaca, é feito pelo método das bielas, baseado no conceito da "Analogia da Treliça" de Ritter e Mörsch no início do século XX, que sugere a substituição do caminhamento das forças em um elemento estrutural por barras de treliça, simplificando a distribuição das tensões normais.

O método das bielas leva em consideração o caminhamento das forças por barras de treliça, sendo denominadas de escoras quando sujeitas às tensões de

compressão e tirantes quando sujeitas às tensões de tração, sendo os estudos impulsionados por Schäfer; Schlaich (1987, 1991).

A NBR 6118:2014 recomenda o uso do modelo escora e tirante para o dimensionamento de bloco sobre estacas, porém fornecendo diretrizes que inviabiliza o método de autores consagrados como Blévo (1967).

Seguindo as recomendações do IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto) conforme a NBR 6118:2014, e também os métodos utilizados por Blévo (1967) e Fusco (2013), o presente trabalho propõe a comparação dos procedimentos para o dimensionamento, comentando a aplicação de cada autor e visando verificar as diferenças nas áreas de aço calculadas para a armadura do tirante, assim como as diferenças nas resistências das escoras e das regiões nodais em blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas.

Para isso, foi realizado uma revisão bibliográfica para fundamentação teórica do método das bielas, apresentando todos os parâmetros e diretrizes dos autores, sendo dimensionados 4 conjuntos de blocos sobre estacas, variando o diâmetro das estacas e as solicitações provenientes do pilar, com intuito de comparar por meio gráfico as variações nos resultados obtidos pelos três métodos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O bloco sobre estacas é um elemento de fundação cuja função é a distribuição da carga do pilar para uma estaca ou um grupo de estacas que transferem tais solicitações para o solo.

A distribuição dessas tensões normais é de complexo entendimento, porém de grande importância para o dimensionamento correto do bloco, sabendo que não é possível a inspeção visual dos blocos em estado de serviço.

Para a formulação das equações para dimensionamento de um modelo tridimensional foram utilizadas referências de alguns autores que realizaram ensaios físicos e numéricos visando compreender a melhor forma de disposição das armaduras para o tirante, inclinações mínimas e máximas adequadas para resistência das escoras de concreto, como também os esforços que conduzem a estrutura à ruína, sendo alguns desses ensaios apresentados adiante.

2.1 ENSAIOS DE BLÉVOT

Os ensaios de Blévat (1967) foram feitos em blocos sobre duas, três e quatro estacas com solicitações axiais centradas provenientes do pilar, variando os diâmetros das estacas, o ângulo de inclinação das escoras com o tirante, e as disposições da armadura do tirante para verificar a sua influência na capacidade da estrutura.

O objetivo destes ensaios foi analisar a formação das fissuras e o estado limite último do bloco sobre estacas.

O bloco sobre duas estacas apresentava largura de 40cm e a distância entre os eixos das estacas com 120cm, sendo as estacas com diâmetro de 30cm. O pilar era de seção transversal quadrada com lado igual a 30cm, e a inclinação do tirante junto as bielas de compressão formava um ângulo não inferior a 40°.

A distância entre a face do pilar até o eixo da estaca era igual a 45cm.

Foram utilizados dois arranjos para as armaduras, sendo a primeira com barras lisas com gancho na extremidade e a segunda com barras com mossas e saliências, sem ganchos nas extremidades.

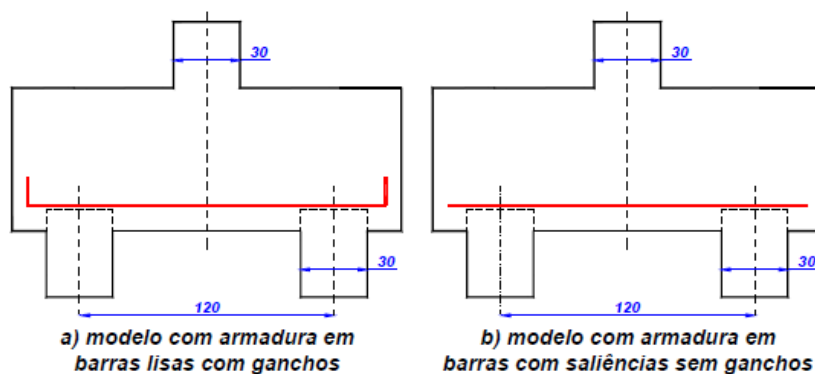


Figura 1 - Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévo (1967)

Fonte: (DELALIBERA, 2006, pág.10)

Blévo considerava a maior dimensão do bloco como sendo paralelo à maior dimensão do pilar, sendo assim, o campo de tensão formado pela biela de compressão era formado na sua seção inferior pelo diâmetro da estaca e sua seção superior como metade da dimensão ap (maior dimensão) do pilar, assim a escora era formada por uma barra de treliça do eixo da estaca à $0,25 \cdot ap$ do pilar.

Para este ensaio o pesquisador observou que a ruína ocorreu por esmagamento da biela junto à estaca ou junto ao pilar. Um dos blocos apresentou ruína por esmagamento da biela junto ao pilar e a estaca simultaneamente. A ruína foi precedida pela formação de várias fissuras.

Para os blocos armados com barras sem ganchos, foi verificado o escorregamento na ancoragem das barras, nestes blocos foi constatado que a tensão de compressão junto ao pilar excedeu em 40% a resistência de compressão do concreto e a força na armadura excedeu em 15% a força calculada para o tirante.

Após observação Blévo fixou que a inclinação das escoras deve estar entre 40° e 55° para o bloco sobre duas estacas.

Para o bloco sobre três estacas, Blévo considerou cinco disposições diferentes da armadura do tirante, sendo a primeira disposição segundo os lados das estacas, a segunda disposição em laço contornando as estacas, a terceira disposição segundo as medianas passando pela projeção do pilar, a quarta disposição segundo os lados das estacas e também segundo as medianas e a quinta disposição em malha.

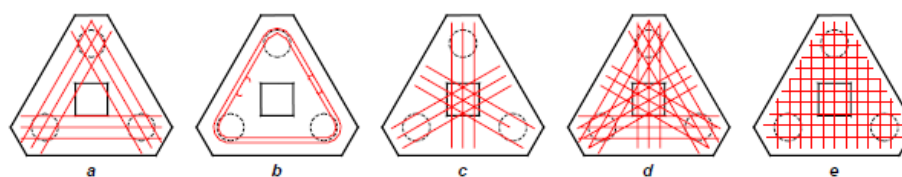


Figura 2 - Modelos de blocos sobre três estacas ensaiados por Blévoit (1967)

Fonte: (DELALIBERA, 2006, pág.12)

Neste ensaio os quatro modelos iniciais de (a) até (d) mostraram-se eficientes, contanto que no modelo (d) as armaduras segundo os lados do bloco sejam preponderantes em relação as armaduras segundo as medianas, sendo os modelos (c) e (e) que apresentaram força de ruína menores.

Adebar et al. (1990) apud Souza (2004) relata que a distribuição da armadura em malha conforme o modelo (e) ensaiada por Blévoit (1967) causou uma redução de 50% na resistência última do bloco, quando comparada com a distribuição das armaduras concentradas sobre as estacas como nos demais modelos. As armaduras contornando as estacas, e segundo as medianas, quando acrescidas de armaduras em malhas, suportam melhor os carregamentos provenientes do pilar, não apresentando fissuração prematura, desde que atendam a distribuição indicada através dos ensaios.

Na maioria dos blocos ensaiados a estrutura foi conduzida à ruína através de fissuras que ocorreram partindo das estacas, gerando o rompimento de uma parte do bloco, assim mostrando a necessidade de armadura transversal.

As ruínas ocorreram sempre após o escoamento da armadura principal do tirante, não sendo observada ruína por punção.

Para inclinações das escoras menores que 40° e maiores que 55° , ou seja, fora do intervalo estipulado, a força de ruína calculada pelo método das bielas foi maior do que a força de ruína obtida nos ensaios, apresentando insegurança do método para inclinações fora desse intervalo.

Concluindo-se então que para maior eficiência as armaduras devem ser concentradas sobre as estacas e em conjunto com armaduras em malha para controle da fissuração e armaduras transversais para o confinamento do concreto, sendo a inclinação das bielas dentro do intervalo de 40° e 55° .

Para os blocos sobre quatro estacas foram considerados também cinco disposições de armaduras para o tirante, sendo a primeira armadura segundo os

lados das estacas, a segunda armadura em laço contornando as estacas, a terceira armadura em diagonais passando pela projeção do pilar e unindo as estacas, a quarta armadura segundo as diagonais e em laço contornando as estacas e a quinta armadura em malha.

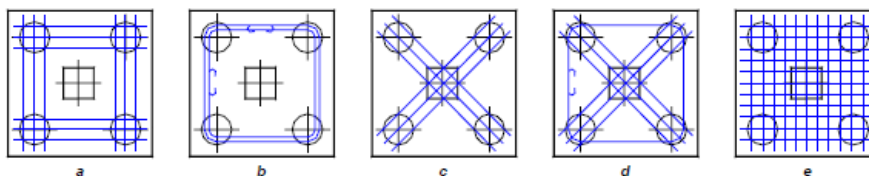


Figura 3 - Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévoit (1967)

Fonte: (DELALIBERA, 2006, pág. 12)

Neste ensaio os quatro modelos iniciais, assim como no bloco de três estacas, apresentaram a mesma eficiência, enquanto o último modelo (e) apresentou eficiência de 80%, assim comprovando que a armadura quando concentrada sobre a estaca tem maior contribuição na resistência final do bloco.

No entanto, no modelo (c) com armadura segundo as diagonais, o bloco apresentou fissuras laterais excessivas para força reduzida.

No modelo (b) com armadura em laço contornando as estacas, surgiram fissuras na face inferior do bloco, havendo assim necessidade de armadura uma armadura adicional em malha para o controle da fissuração.

A ruína a exemplo do bloco sobre três estacas, também foi originada por fissuras partindo das estacas, destacando uma parte do bloco. Não ocorreram ruínas por punção e os resultados obtidos apresentaram-se coerentes em relação ao método das bielas utilizado para cálculo.

Segundo Iyer; Sam (1994) apud Souza (2004), Clark conduziu em 1973 ensaios com blocos sobre estacas com diversas disposições para armadura do tirante, tendo como resultado que a carga para ruína de blocos com armadura em malha é menor quando comparado à blocos com armadura concentrada sobre estacas na ordem de 14%.

2.2 ENSAIOS DE MAUTONI

Mautoni (1972) realizou ensaios com 20 blocos rígidos sobre duas estacas, afim de observar a carga de ruína em relação a uma taxa crítica de armadura. Nos blocos ensaiados as variáveis consideradas foram a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura longitudinal do tirante, as dimensões geométricas do bloco, a altura útil e as inclinações das bielas. Foram registrados todas as formações de fissuras e a carga de ruína dos blocos.

Blévat (1967) considera a biela de compressão como sendo uma barra de treliça do eixo da estaca até $0,25 \cdot a_p$ (maior dimensão do pilar) para um bloco sobre duas estacas, onde $0,25 \cdot a_p$ seria o ponto de aplicação da carga resistida pela estaca. Mautoni (1972) diferentemente, considera a escora como uma barra de treliça do eixo da estaca até o centro de gravidade do pilar, assim aumentando a inclinação da biela.

Na figura 4 pode-se observar a diferença na consideração das inclinações da biela para ambos os autores. Mautoni (1972) porém só considerou os ensaios cujo ângulo de inclinação fossem iguais ou maiores a 45° .

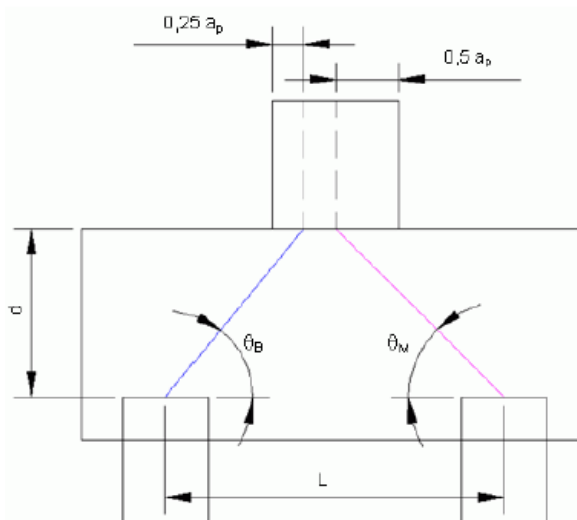


Figura 4 - Modelo de bloco sobre duas estacas ensaiado por Mautoni (1972)

Fonte: (OLIVEIRA, 2009, pág. 26)

O pesquisador considerou dois modelos de armação para o tirante, sendo o primeiro modelo de armadura com ancoragem em bigode, na qual apresenta como principal desvantagem o maior consumo de aço para ancoragem além da dificuldade

prática para executar este tipo de dobra na obra, e o segundo modelo de armadura em laçada contínua, tendo como desvantagem a redução da altura útil do bloco quando feita em várias camadas. Essas disposições apresentam-se na Figura 5.

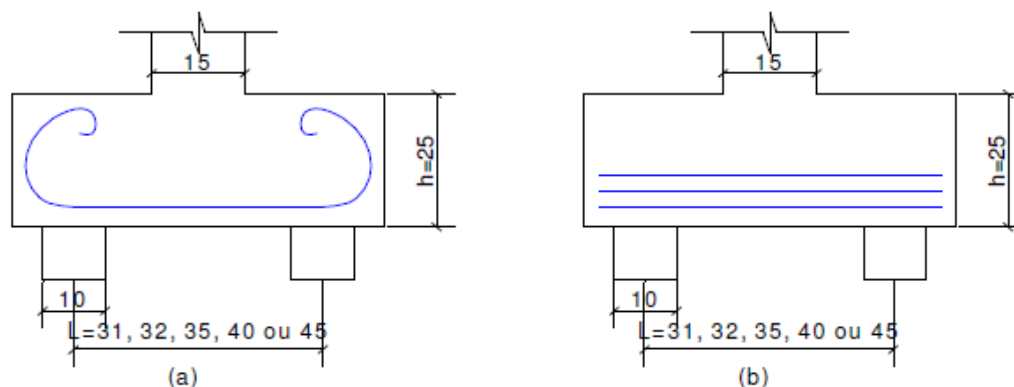


Figura 5 - Modelos de armadura do tirante por Mautoni (1972)

Fonte: (OLIVEIRA, 2009, pág. 25)

Para o modelo (b), o pesquisador registrou com maior riqueza de detalhes um dos blocos, este denominado de B1-A em que fornece informações relevantes para análises numéricas.

Este bloco foi construído com concreto de resistência média a compressão de 36,3MPa e agregados com diâmetros não superiores a 19mm. O bloco possuía dimensões geométricas com 15cm de largura e 25cm de altura, sendo a distância entre os eixos das estacas de 32cm e o afastamento da face externa das estacas até a face do bloco de 9cm. Quanto a armadura foram utilizadas 6 barras com 12,5mm de diâmetro com resistência média ao escoamento de 720MPa.

A primeira fissura ocorreu no meio do vão, na zona inferior do bloco junto à armadura de tração para uma carga de ruptura de 200kN, não apresentando aumento de extensão com o aumento de carga, porém apresentando uma evolução na abertura da fissura.

A segunda fissura ocorreu no centro da escora, se propagando para baixo em direção a estaca e para cima em direção ao pilar. Após o aumento da carga, foram-se apresentando novas fissuras, porém todas decorrentes dessas duas origens apenas.

Para aplicação de uma carga de 780kN foi evidenciado o plano de ruptura do bloco, sendo este entre a face interna da estaca e a face lateral do pilar, sendo o bloco conduzido a ruína por uma carga de 800kN.

Para Mautoni (1972), a configuração da primeira fissura é devido a tendência de separação dos dois lados, sendo impedida pela armadura de tração do tirante, na qual mostrou-se capaz de resistir a tais esforços que originaram as fissuras evitando assim a ruína prematura do bloco. Já a segunda configuração de fissuração foi em um local onde não havia armadura de tração. O bloco foi conduzido à ruína para uma carga três vezes maior em relação a carga decorrente da abertura desta fissura.

Mautoni (1972) concluiu que se a taxa de armadura for inferior à uma taxa crítica a ruína será por escoamento da armadura, enquanto se a taxa de armadura for superior à taxa crítica a ruína será por cisalhamento no plano entre a face lateral do pilar e a face interna da estaca como foi o ocorrido no modelo de bloco B1-A. O modelo esquemático feito pelo pesquisador mostrado na Figura 6, indica onde o plano de ruptura A'C ocorreu.

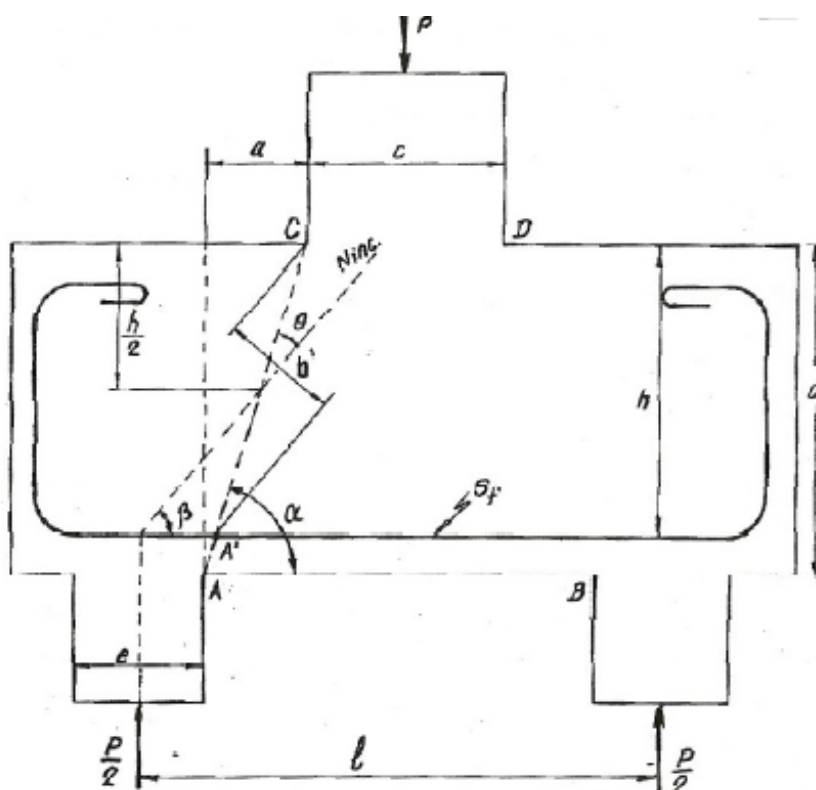


Figura 6 - Modelo esquemático feito por Mautoni (1972)

Fonte: (OLIVEIRA, 2009, pág.24)

2.3 ENSAIOS DE TAYLOR E CLARKE

Taylor e Clarke (1976) ensaiaram 15 blocos sobre estacas com o objetivo de observar a influência exercida pelo detalhamento da armadura em relação a resistência que esta fornece ao bloco. Para isso foram avaliadas três disposições diferentes para a armadura e quatro formas de ancoragem das barras.

Os blocos em geral eram sobre quatro estacas com 20cm de diâmetro, sendo o bloco de 75cm x 75cm com distância entre eixo das estacas igual a duas vezes o diâmetro da estaca e 95cm x 95cm quando essa distância era três vezes o diâmetro da estaca.

Para a definição do ângulo de inclinação das bielas de compressão foi adotado o modelo feito por Mautoni (1972), com a barra do eixo da estaca até o eixo do pilar, sendo as disposições da armadura e formas de ancoragem indicados na Figura 7.

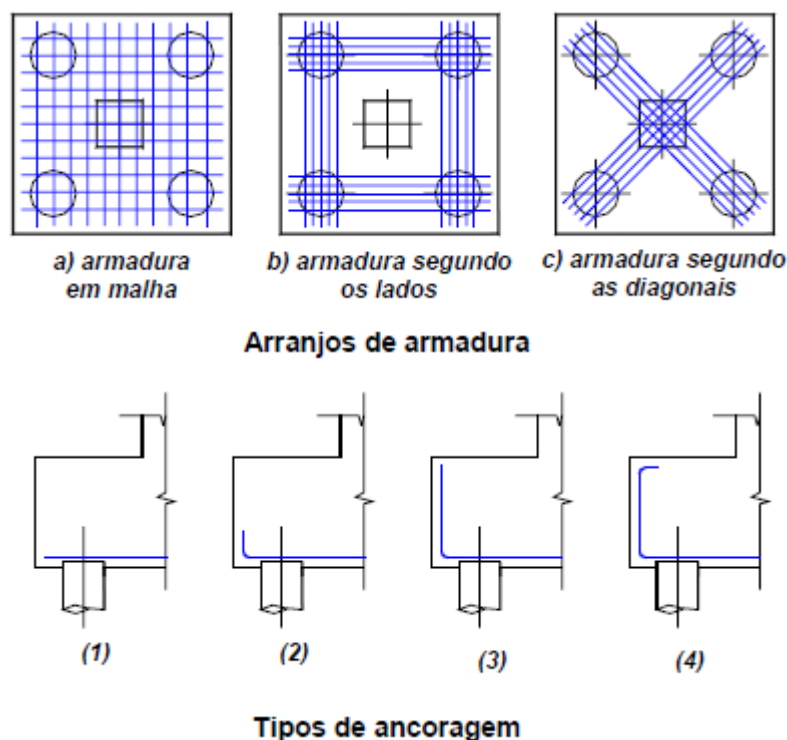


Figura 7 - Disposições da armadura e formas de ancoragem por Taylor e Clarke (1976)

Fonte: (DELALIBERA, 2006, pág.15)

Nas etapas iniciais de carregamento, os blocos em geral comportaram-se de maneiras semelhantes, contendo fissuras verticais que se formaram próximas ao eixo das estacas em todas as faces do bloco.

Na maioria dos modelos ensaiados a ruína se deu por fendilhamento, sendo que as fissuras diagonais se formaram de maneira brusca em duas ou mais faces do bloco. Os pesquisadores observaram duas formas diferentes de ruptura do bloco, sendo uma delas semelhante a ruína por cisalhamento em vigas como ilustrado na Figura 8 (a) e a segunda forma de ruptura como ilustrado na Figura 8 (b).

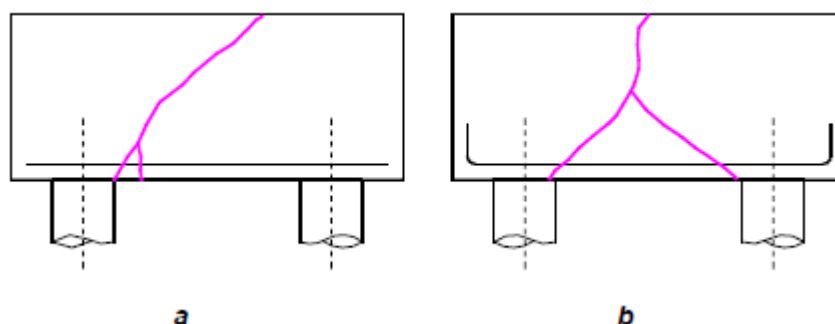


Figura 8 - Tipos de rupturas observadas por Taylor e Clarke (1976)

Fonte: (DELALIBERA, 2006, pág.16)

Os modelos 1 e 2 de ancoragem com disposição da armadura segundo os lados do bloco apresentaram força última 15% superior em relação aos blocos com armadura em malha. Os blocos com armaduras diagonais se mostraram igualmente eficientes em relação aos blocos com armadura em malha.

Para os blocos com armadura em malha o tipo de ancoragem teve influência quanto à força última apresentada, na qual o modelo 3 de ancoragem aumentou a força última em 30%. De acordo com Taylor; Clarke (1976) apud Oliveira (2009) esse aumento não ocorreu por causa da melhoria da ancoragem, mas sim pela capacidade de o trecho vertical da ancoragem trabalhar como armadura de suspensão.

O modelo 4 de ancoragem não apresentou nenhum aumento adicional em relação ao modelo 3 de ancoragem.

2.4 ENSAIOS DE ADEBAR, KUCHMA E COLLINS

Adebar et al. (1990) realizaram um estudo experimental com blocos sobre quatro e seis estacas afim de verificar a viabilidade em utilizar modelos tridimensionais dimensionados pelo método das bielas. Neste ensaio foram

observadas as relações força vs. deslocamento, distribuição de forças para as estacas, deformações nas barras da armadura e as forças de fissuração e de ruína.

Todos os blocos possuíam 60cm de altura e foram solicitados por um pilar de concreto armado de seção quadrada de 30cm, as estacas tinham 20cm de diâmetro e foram embutidas 10cm no bloco. As inclinações das escoras seguiram o modelo sugerido por Mautoni (1972). Os modelos de blocos ensaiados por Adebar et al. (1990) apresentam-se na Figura 9.

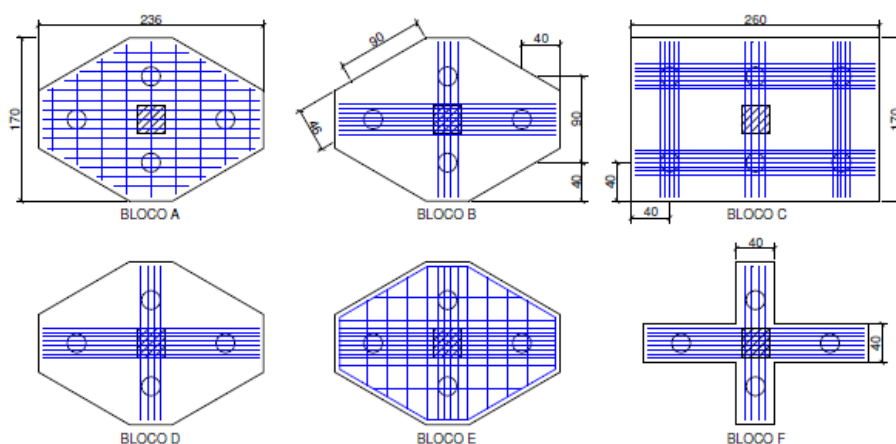


Figura 9 Modelos de blocos ensaiados por Adebar et al. (1990)

Fonte: (OLIVEIRA, 2009, pág.30)

Os modelos de blocos (a), (b), (d) e (e) eram todos sobre quatro estacas, sendo que o modelo (a) foi dimensionado seguindo as recomendações do ACI Building Code (ACI 318-83), enquanto o modelo de bloco (b) foi dimensionado utilizando um modelo escora e tirante. O bloco (d) foi executado com o dobro de armadura em relação ao modelo de bloco (b), sendo o bloco (e) similar ao bloco (d) somente pelo acréscimo da armadura em malha. O bloco (f) tinha o objetivo de verificar uma hipótese do ACI Building Code, ele foi executado igualmente ao bloco (d) porém sendo suprimido seus quatro cantos, para este bloco o ACI 318-83 sugere que o bloco (f) teria a resistência menor que o bloco (d), enquanto o modelo de escoras e tirantes sugere que ambos teriam a mesma resistência.

O bloco (a) teve sua ruptura para uma força de ruína 83% da força prevista em cálculo, concluindo assim que os procedimentos indicados pelo ACI 318-83 não são compatíveis com os resultados experimentais realizados, em decorrência de não

levar em consideração a altura útil do bloco e desprezar a influência da quantidade e distribuição da armadura.

O bloco (b) teve suas estacas mais próximas sobrecarregadas e após o tirante na direção mais curta atingir a tensão de escoamento, a distribuição das tensões no bloco começaram a se alterar. Devido ao curto comprimento das estacas, não houve uma distribuição plena de carga nas estacas, não havendo assim uma mudança significativa na redistribuição das tensões no bloco antes da ruína. A ruptura ocorreu para uma força última superior a força prevista, o modelo de escoras e tirantes representou melhor o comportamento estrutural dos blocos.

O bloco (c) foi dimensionado para uma distribuição uniforme da carga para as estacas, porém a exemplo do bloco anterior, as duas estacas mais próximas foram sobrecarregadas e a ruptura ocorreu para uma força de ruína inferior a prevista.

Para os blocos (d) e (e) a ruína ocorreu antes do escoamento da armadura.

O bloco (f) assemelha-se a duas vigas parede, e sua ruína ocorreu por cisalhamento na menor direção, não havendo escoamento da armadura.

Adebar et al. (1990) concluíram que as bielas de compressão não romperam por esmagamento do concreto, a ruína do bloco aconteceu após uma das bielas de compressão não suportar as tensões de tração surgidas transversalmente no centro da seção da escora, em decorrência da expansão das tensões de compressão.

Com base nessas observações experimentais e análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos, Adebar et al. (1990) sugeriram um modelo refinado de escoras e tirantes (Figura 10). Neste modelo, as tensões de tração decorrentes do fendilhamento são absorvidas por um tirante no centro da escora.

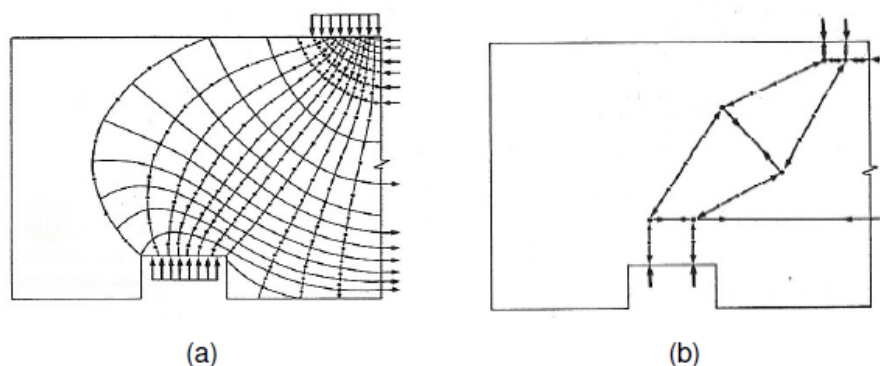


Figura 10 - Modelo de escoras e tirantes sugeridos por Adebar et al. (1990) – (a) Expansão do fluxo de tensões de compressão; (b) Modelo refinado de escoras e tirantes

Fonte: (OLIVEIRA, 2009, pág.32)

2.5 ANÁLISE DOS ENSAIOS

O autor do presente trabalho através do estudo das contribuições fornecidas por autores que realizaram os ensaios experimentais em blocos sobre estacas citados neste capítulo conclui que há tempos o estudo sobre o caminhamento das tensões, assim como as disposições das armaduras e a influência destas com a resistência dos blocos sobre estacas foram essenciais para um entendimento melhor do comportamento estrutural deste elemento de fundação.

Com base nestes ensaios, entende-se que a melhor disposição para a armadura do tirante deve ser segundo os lados do bloco concentrando a armadura sobre as estacas. Devem ser dispostas armaduras complementares para controle da fissuração, devendo a armadura principal ter os ganchos de ancoragem prolongados até a face superior do bloco, trabalhando como armadura de suspensão para aumentar o confinamento das escoras, aumentando sua resistência a compressão e evitando o fendilhamento gerado por tensões excessivas.

Através destes ensaios pôde-se entender que a carga proveniente do pilar tem a tendência de buscar os caminhamentos mais curtos até os apoios (estacas), sendo necessário verificar a resistência das escoras conforme a distância do ponto de aplicação de carga até os apoios. Os blocos devem conter altura útil adequada para uma distribuição de carga uniforme entre as estacas, sem que sofram deformações excessivas até a ruína.

O ângulo de inclinação mínima da escora deve ser de 45° para que o bloco seja considerado rígido e ser utilizado o método das bielas para seu dimensionamento.

3 MÉTODO DAS BIELAS

O modelo de dimensionamento utilizado atualmente para vigas de concreto armado para armaduras de torção e cisalhamento foram fundamentadas na Analogia da Treliza, feita por Ritter e Mörsch no início do século XX, criada a partir de observações e análises experimentais, na qual sugeriram a utilização de barras de treliza para representação dos campos de tensões geradas pelos esforços solicitantes. Os campos de tensão de compressão são denominados escoras e os campos de tensão de tração denominados tirantes.

Segundo Schlaich (1987) este método foi posteriormente refinado por Leonhardt , Rusch , Kupfer , e outros pesquisadores como Thurlimann , Marti e Mueller, que criaram uma base científica para uma aplicação racional voltada para o conceito da Teoria da Plasticidade.

Assim, o Método das Bielas é fundamentado no Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade impondo que a armadura do tirante deve escoar antes da ruptura do concreto.

Para um correto dimensionamento, as partes das estruturas devem ser divididas em regiões contínuas e descontínuas, sendo denominadas regiões B (Bernoulli) aquelas que consistem em admitir a hipótese de Navier Bernoulli, e denominadas regiões D (Descontínuas) aquelas cujas tensões de cisalhamento geram deformações não lineares ao longo da seção transversal. As regiões D são formadas a partir de descontinuidades estáticas (forças concentradas ou reações de apoio) ou descontinuidades geométricas (mudança na geometria da peça), à exemplo estão alguns elementos estruturais como consolos, dente gerber, aberturas em vigas, nós de pórtico e também o bloco sobre estacas.

Blévoit em 1967 baseado em experimentos físicos feitos com blocos sobre estacas, propôs diretrizes para o dimensionamento de blocos rígidos de concreto armado sobre estacas, definindo o ângulo de inclinação da biela com o tirante a partir do ângulo das fissuras formadas na direção das bielas, e a área de aço necessária para o tirante absorver as tensões de tração gerada para o equilíbrio das forças internas. O modelo de escora e tirante foi impulsionado por Schäfer; Schlaich (1987;1991) na qual em suas publicações diferentemente de Blévoit (1967), fornecem parâmetros para verificação das regiões nodais, que são regiões de introdução direta de carga na qual existe um distúrbio de tensões decorrentes de

esforços multidirecionais gerados pelas ações na interligação das bielas nos nós e também as definições das dimensões das bielas.

3.1 REGIÕES B E D

O modelo de escoras e tirantes permite tratar de forma unificada as diferentes regiões da estrutura, na qual as regiões B cuja deformação é linear ao longo da seção transversal podem ser dimensionadas através de regras simplificadas pela hipótese de Navier-Bernoulli, enquanto as regiões D devem ser dimensionadas pelo método das bielas. Segundo o Princípio de Saint Venant a extensão das regiões com descontinuidades estática ou geométrica tem aproximadamente a mesma dimensão da altura das regiões lineares, contadas a partir da descontinuidade. Exemplos de regiões descontínuas apresentam-se na Figura 11.

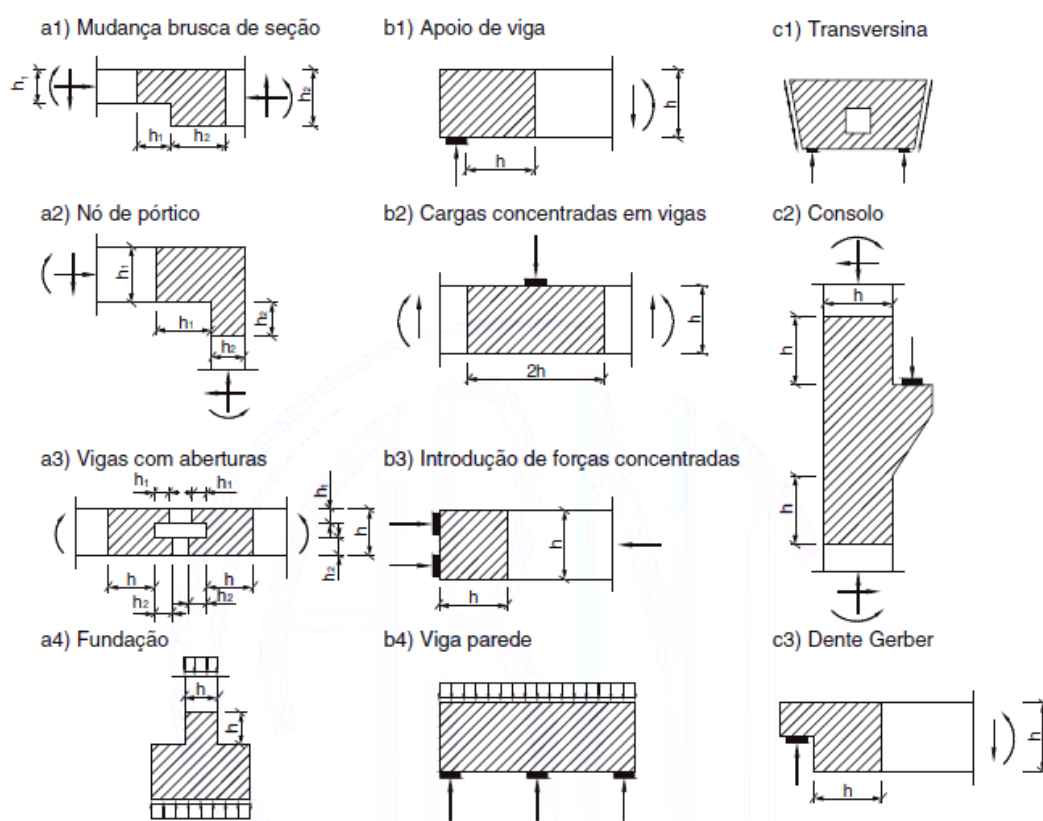


Figura 11 - Exemplos de região D dentro de uma estrutura

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014, pág. 180)

3.2 DEFINIÇÃO DO MODELO E ANÁLISE ESTRUTURAL

O modelo de escoras e tirantes a ser adotado varia de acordo com as dimensões geométricas da estrutura e as ações externas no contorno que devem ser equilibradas. Para isso, deve ser levado em consideração o tipo de esforços solicitantes, as inclinações das escoras, a área onde aplica-se as ações e reações, e também a quantidade de camadas de armadura necessária.

A idealização do modelo de escoras e tirantes dentro da estrutura pode ser realizada através do fluxo de tensões elásticas obtido no estado limite último.

De acordo com Foster (1988) apud Souza (2004), as estruturas dimensionadas utilizando análise elástica apresentam um bom controle de fissuração para as cargas de serviço. Não havendo necessidade de se verificar o estado limite de serviço.

A idealização das bielas formadas pelo fluxo de tensões deve ter o menor caminho possível até os apoios, pois as ações tendem a percorrer o menor caminho conforme enuncia o Princípio da Energia de Deformação Mínima. Após a obtenção do modelo, os esforços nas bielas podem ser calculados através do equilíbrio das forças externas e internas.

3.3 CAMINHO DE CARGA

Conforme procedimento descrito para o caminho de cargas em Oliveira (2009) e Souza (2004) com a determinação dos esforços solicitantes no contorno da estrutura, e tendo o equilíbrio destas forças de forma adequada, o desenvolvimento do modelo de escoras e tirantes dar-se-á por meio dos fluxos de tensões através do processo de caminho de cargas. Tal processo decorre de campos de tensão de compressão e tração no interior da estrutura que serão representados no modelo por escoras e tirantes. Havendo regiões com forças uniformemente distribuídas, estas deverão ser concentradas de forma equivalente de tal modo que estas ações em um lado da estrutura percorra um certo caminho de cargas até encontrar do outro lado ações que as equilibrem. Estes caminhos devem ser alinhados, não podendo se interceptar. Além disso, duas ações opostas devem ser interligadas através do caminho mais curto possível. As curvaturas existentes nos caminhos de cargas

representam concentrações de tensões, havendo diferentes modelos possíveis, mas deverá ser utilizado aquele cujo caminho de carga seja o mais curto.

Após a representação de todos os caminhos de carga entre as ações externas, é feito a substituição destes por linhas de polígono, sendo as escoras representadas por linhas pontilhadas e os tirantes representados por linhas contínuas, tais representações podem ser vistas nas Figuras 12 e 13.

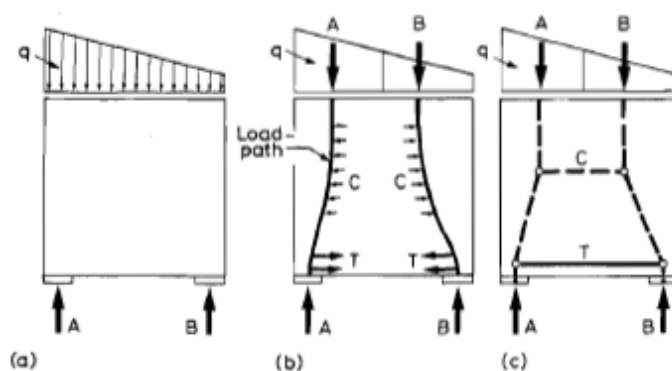


Figura 12 Caminho de carga em uma viga-parede.

Fonte: (SCHLAICH; SCHÄFER, 1991, pág. 114)

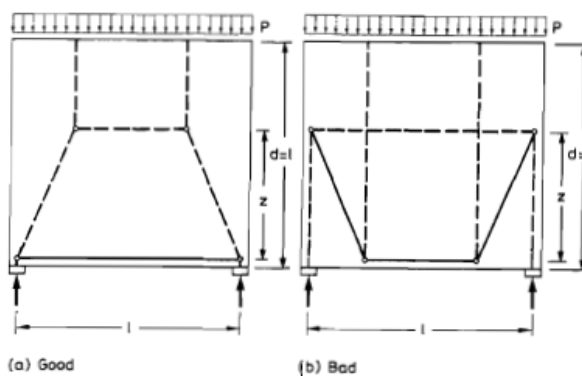


Figura 13 (a) Modelo bom/otimizado; (b) Modelo ruim/não otimizado

Fonte: (SCHLAICH; SCHÄFER, 1991, pág. 115)

3.4 DIMENSIONAMENTO DAS ESCORAS

Existem três configurações de escoras que podem representar os campos de tensão de compressão existentes no concreto (Figura 14).

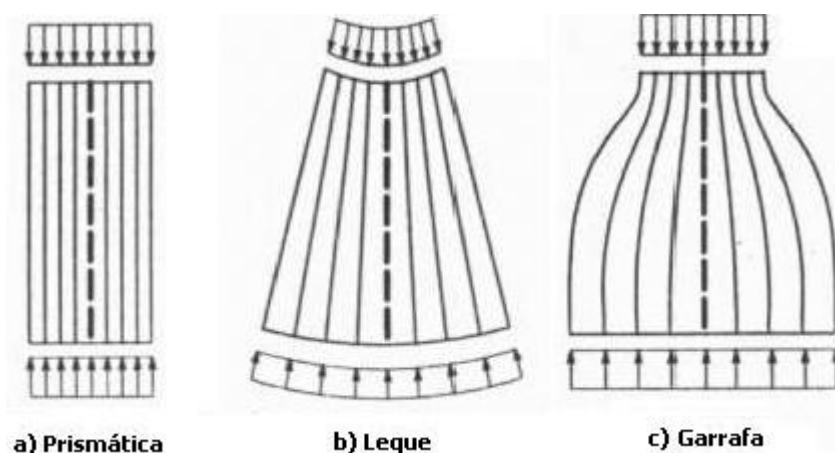


Figura 14 Configurações das escoras de concreto

Fonte: (SOUZA, 2004, pág. 126)

(a) Escora prismática: tensões uniformemente distribuídas, sem perturbação. Esse tipo de configuração de escora é típico de regiões lineares e não desenvolvem tensões transversais de tração.

(b) Escora tipo leque: tensões com curvaturas desprezíveis, encontradas em pontos onde a carga concentrada é introduzida e dissipada de maneira suave sem gerar tensões transversais de tração.

(c) Escora tipo garrafa: tensões em linha curvilínea com o afunilamento da seção, ocorre maiores concentrações de tensões e as tensões transversais de tração na seção transversal devem ser consideradas.

As configurações de escoras do tipo leque e garrafa são típicas de regiões com descontinuidade, as escoras em blocos sobre estacas são do tipo garrafa. Este tipo de configuração ocorre em elementos onde a aplicação de carga tem um caminhamento direto para os apoios, e há uma concentração de tensões transversais de tração no interior da escora que combinada com a compressão longitudinal da escora pode causar fissuras longitudinais que conduzem o bloco à ruína por fendilhamento.

Para esses casos, deve ser feito o dimensionamento de armaduras secundárias para controle de fissuração e confinamento do concreto, aumentando assim sua resistência e evitando o esmagamento do concreto na escora.

A tensão transversal de tração pode ser determinada através de um diagrama simplificado recomendado por Schäfer; Schlaich (1987), apresentado na Figura 15.

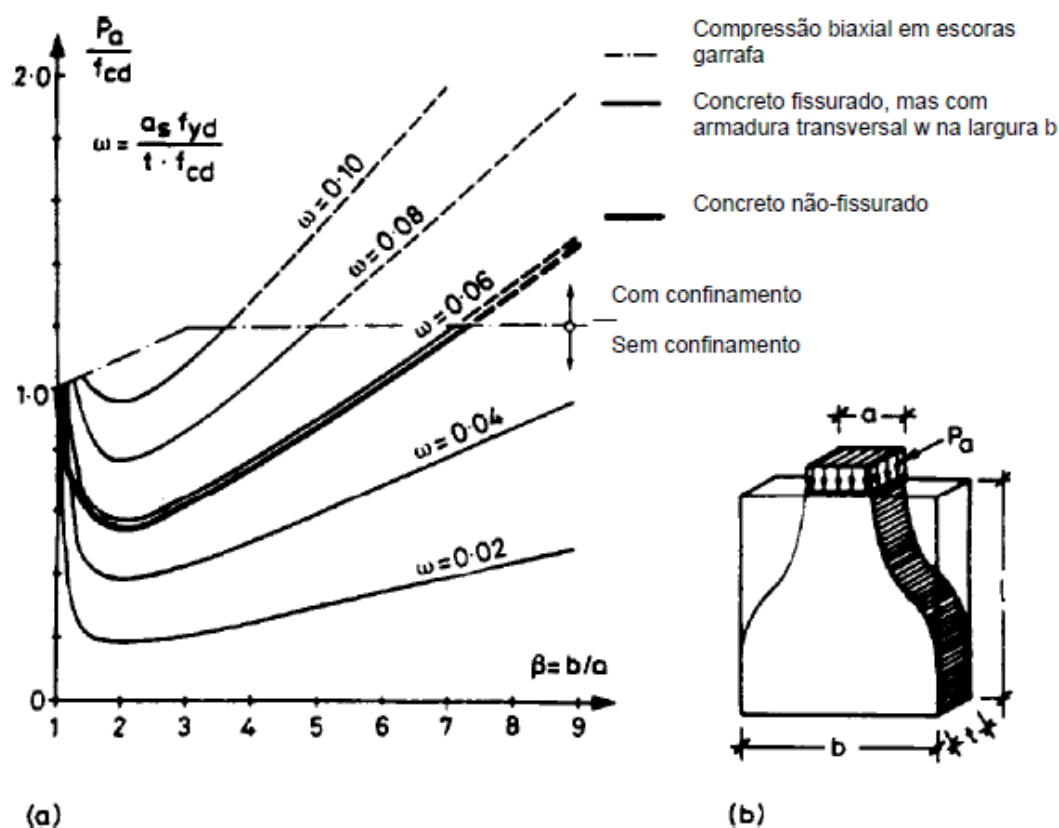


Figura 15 Dimensionamento de escora tipo garrafa (a) Diagrama da taxa de armadura em função da geometria da escora; (b) Geometria da configuração de escora tipo garrafa.

Fonte: (SCHÄFER; SCHLAICH (1987) apud SOUZA (2004), pág 128)

Esse diagrama fornece uma taxa de armadura em função da relação geométrica b/a da configuração da escora tipo garrafa.

Ainda de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991) a resistência do concreto em campos de tensão de compressão depende consideravelmente do seu estado multiaxial de tensões e dos distúrbios introduzidos pelas fissuras e armaduras.

Os valores para resistência das escoras variam conforme o autor e a norma. Sendo assim, serão apresentados alguns parâmetros a seguir.

Schäfer; Schlaich (1991) considera o valor máximo para resistência a compressão das escoras como mostram as equações 1, 2 e 3.

$$\sigma_{cd} = 1,0f_{cd} \quad \left(\begin{array}{l} \text{para um estado de tensão uniaxial e sem} \\ \text{perturbação} \end{array} \right) \quad (1)$$

$$\sigma_{cd} = 0,8f_{cd} \quad \left(\begin{array}{l} \text{para um campo de compressão com fissuras} \\ \text{paralelas às tensões de compressão} \end{array} \right) \quad (2)$$

$$\sigma_{cd} = 0,6f_{cd} \quad \text{para campos de tensão com fissuras inclinadas} \quad (3)$$

Em que:

σ_{cd} = tensão resistente de cálculo à compressão do concreto (MPa)

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão uniaxial, (MPa)

O Fib Model Code (2010) considera o valor máximo para a resistência a compressão das escoras como apresenta a equação 4, complementada pelas equações 5, 6, 7 e 8.

$$\sigma_{cd} = \frac{k_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{tensão limite das escoras} \quad (4)$$

$$k_c = 1,0 \eta f c \quad \text{para estado de tensão uniaxial e sem perturbação} \quad (5)$$

$$k_c = 0,75 \eta f c \quad \left(\text{para escoras com fissuras paralelas às tensões de compressão} \right) \quad (6)$$

$$k_c = 0,55 \eta f c \quad \text{para escoras com fissuras inclinadas} \quad (7)$$

$$\text{sendo, } \eta f c = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (8)$$

Em que:

k_c = coeficiente (adimensional)

$\eta f c$ = resistência à compressão dos corpos de prova (adimensional)

γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto (adimensional)

Os valores da resistência das escoras descritos acima podem ser acrescidos em 10%, quando um estado biaxial de tensão esteja assegurado ou todos os ângulos entre escora e tirante sejam iguais ou maiores a 45° e onde a armadura é disposta em várias camadas.

O Eurocode 2 (2004) considera o valor máximo para a resistência a compressão das escoras como mostram as equações 9, 10 e 11.

$$\sigma_{Rd,máx} = f_{cd} \quad \text{para escoras sem tração transversal} \quad (9)$$

$$\sigma_{Rd,máx} = 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad \text{para escoras com tração transversal} \quad (10)$$

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad \text{coeficiente para redução da resistência} \quad (11)$$

Em que:

$\sigma_{Rd,m\acute{a}x}$ = tensão maxima resistente para escora (MPa)

v' = coeficiente/fator de reduao da resistencia (adimensional)

f_{ck} = resistencia característica  compressão do concreto (MPa)

Segundo a NBR 6118:2014, para a verificao de tensões de compressão maximas nas bielas e regiões nodais, são definidos os parâmetros apresentados nas equações 12, 13 e 14.

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad \text{bielas prismáticas ou nós CCC} \quad (12)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad \left(\begin{array}{l} \text{bielas atravessadas por mais de um tirante,} \\ \text{ou nós CTT ou TTT} \end{array} \right) \quad (13)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad \left(\begin{array}{l} \text{bielas atravessadas por tirante único, ou} \\ \text{nós CCT} \end{array} \right) \quad (14)$$

Sendo α_{v2} com o mesmo valor de v' como indicado na equação (11).

Em que:

f_{cd1} = tensão máxima resistente de cáculo para nós CCC (MPa)

f_{cd2} = tensão máxima resistente de cáculo para nós CTT ou TTT (MPa)

f_{cd3} = tensão máxima resistente de cáculo para nós CCT (MPa)

Fusco (2013) considera para obter o valor máximo para a resistencia a compressão das escoras as equações 15 – 20.

Para $f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\sigma_{cd} = f_{cd} \quad \text{para escoras confinadas em estado plano de tensão} \quad (15)$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad \text{para escoras não confinadas} \quad (16)$$

$$\sigma_{cd} = 0,60 \cdot f_{cd} \quad \text{para escoras não confinadas e fissuradas} \quad (17)$$

Para $f_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$:

$$\sigma_{cd} = 0,90 \cdot f_{cd} \quad \text{para escoras confinadas em estado plano de tensão} \quad (18)$$

$$\sigma_{cd} = 0,80 \cdot f_{cd} \quad \text{para escoras não confinadas} \quad (19)$$

$$\sigma_{cd} = 0,50 \cdot f_{cd} \quad \text{para escoras não confinadas e fissuradas} \quad (20)$$

Para Blévet (1967) o valor máximo para a resistência a compressão das escoras são apresentadas nas equações 21 – 24.

$$\sigma_{cd} = 1,40 \cdot K_r \cdot f_{cd} \quad \text{para blocos sobre duas estacas} \quad (21)$$

$$\sigma_{cd} = 1,75 \cdot K_r \cdot f_{cd} \quad \text{para blocos sobre três estacas} \quad (22)$$

$$\sigma_{cd} = 2,10 \cdot K_r \cdot f_{cd} \quad \text{para blocos sobre quatro estacas} \quad (23)$$

$$\sigma_{cd} = 2,60 \cdot K_r \cdot f_{cd} \quad \text{para blocos sobre cinco estacas} \quad (24)$$

Em que:

K_r (0,90 a 0,95) = coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rüsçh).

Ainda para o aumento da resistência das escoras, pode-se utilizar de armaduras complementares de cintamento para confinamento das escoras.

Este efeito de confinamento de acordo com Bounassar (1995) apud Souza (2004) é possível porque sob a ação de uma tensão de compressão axial, o elemento de concreto sofre não apenas um encurtamento na direção da carga, mas também uma deformação transversal devido ao efeito de Poisson. Assim conforme essa deformação transversal é dificultada pelo uso de armaduras em forma de estribo, a escora tem um aumento na resistência máxima à compressão e maior capacidade de deformação.

3.5 DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES

Usualmente no modelo de escoras e tirantes, as forças de tração geradas são absorvidas por tirantes formados por armaduras com barras de aço. Assim, após o equilíbrio de forças, o dimensionamento dos tirantes é feito em função da força atuante no tirante para o estado limite último e da resistência ao escoamento do aço, representado pela equação 25.

$$A_s = \frac{\gamma_f \cdot R_{st}}{f_{yd}} \quad \text{para tirantes com barras de aço} \quad (25)$$

Em que:

A_s = área de aço (cm²)

γ_f = coeficiente de majoração de forças (adimensional)

R_{st} = força de tração do tirante (kN)

f_{yd} = tensão de cálculo da resistência ao escoamento do aço (kN/cm²)

Em alguns casos devido à dificuldade na execução, por razões práticas, é conveniente projetar tirantes de concreto, como em escoras tipo garrafa não armadas transversalmente ou lajes sem estribo. Assim, o dimensionamento de tirantes de concreto é em função da força atuante no tirante em seu estado limite último e a resistência à tração do concreto. Sendo este tipo de tirante usado apenas quando se espera ruptura frágil ou zonas de ruptura local. O cálculo para este dimensionamento apresenta-se na equação 26.

$$A_c = \frac{\gamma_f \cdot R_{st}}{f_{td}} \quad \text{para tirantes de concreto} \quad (26)$$

Em que:

A_c = área de concreto (cm²)

f_{td} = tensão de cálculo da resistência à tração do concreto (kN/cm²)

Para o dimensionamento dos tirantes com barras de aço, deve ser dada uma atenção especial para o diâmetro das barras e a quantidade de camadas necessárias, para que não seja alterado a geometria pré-definida da peça estrutural, influenciando na resistência final do modelo.

3.6 DIMENSIONAMENTO DOS NÓS

Segundo Oliveira (2009) e Souza (2004) um nó pode ser definido como sendo um volume de concreto que envolve as interseções das escoras, em combinação com forças de ancoragem ou forças de compressão externa, como ações concentradas e reações de apoio. Dessa forma, os nós nos modelos representam a mudança na direção das forças de forma brusca e simplificada, porém em elementos reais de estrutura esse desvio de força acontece em um certo comprimento e

largura, havendo necessidade assim de serem verificadas tais tensões decorrentes do distúrbio de forças geradas de tal forma que esses nós possam absorver as tensões ali inseridas.

Schäfer; Schlaich (1988, 1991) classificam os nós em contínuos, quando o desvio de forças acontece em comprimento razoável e pode ser facilmente ancorado sem causar danos críticos, e nós singulares na qual o desvio de forças acontece localmente em pontos de aplicação de forças concentradas, tornando-os críticos e havendo necessidade de terem suas tensões verificadas para o equilíbrio das forças provenientes das escoras e tirantes sem que produzam deformações e conseqüentemente fissuras que conduzam a estrutura à ruína. Tais configurações de nós são apresentados na Figura 16.

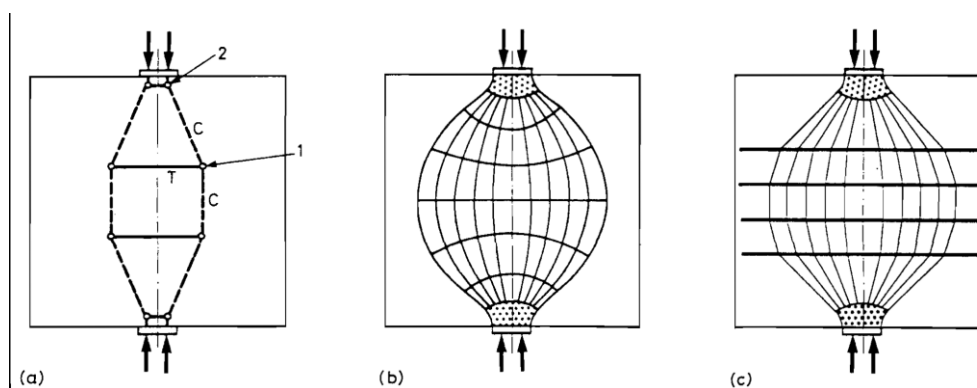


Figura 16 - Nós contínuos 1 e nós singulares 2 em regiões D; (a) modelo, (b) e (c) campos de tensão e região nodal.

Fonte: (SCHÄFER; SCHLAICH, (1991), pág. 116)

Os nós singulares analisados de forma criteriosa quanto a resistência e detalhamento das armaduras. A região nodal é formada pela interseção dos campos de tensões formados pelas escoras e tirantes que são interligados nos nós onde cruzam os eixos das bielas. Como as tensões atuantes nas bielas são diferentes a definição da largura dos nós deve fornecer o mesmo nível de tensão em todos os planos da região nodal, dessa forma as tensões nas regiões nodais será a mesma em todos os planos produzindo um comportamento pseudo-hidrostático.

O desenvolvimento de nós pseudo-hidrostáticos pode ser trabalhoso, principalmente para nós em que chegam mais de três elementos, na qual a linha de eixo das bielas não são coincidentes. Segundo Schlaich; Anagnostou (1990) apud Souza (2004), é proposto que a região nodal para mais de três elementos após a interceptação seja dividida em várias regiões nodais triangulares pseudo-

hidrostáticas conectadas por escoras prismáticas curtas, podendo ser utilizado nesse caso um critério de ruptura simples, como o de Coulomb facilitando a verificação.

Schlaich; Schäfer (1987, 1991) propuseram um método simples para configuração dos nós, na qual as tensões planas atuantes nas faces da região nodal não precisam ser iguais, contanto que as tensões em cada lado do nó sejam constantes e abaixo de um limite pré-estabelecido para a região nodal. Este conceito deve ser utilizado cuidadosamente em situações mais complexas.

As configurações típicas de nós (Figura 17) são:

- CCC – região nodal somente com escoras;
- CCT – região nodal formada por escoras e somente um tirante;
- CTT – região nodal formada por tirantes em uma ou mais direções com somente uma escora;
- TTT – região nodal formada somente por tirantes.

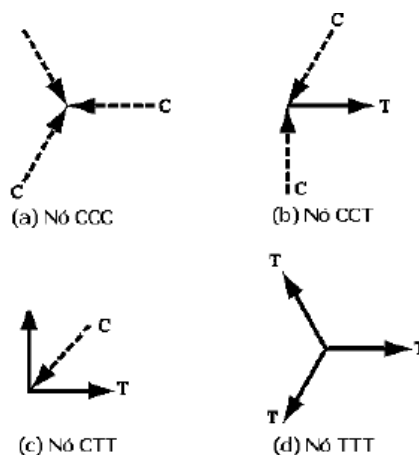


Figura 17 Configurações típicas de região nodal

Fonte: (SOUZA, 2004, pág. 153)

Para Schlaich; Schäfer (1991) os limites de tensões na região nodal são dados nas equações 27 e 28.

$$\sigma_{cd} = 1,1 \cdot f_{cd} \quad \left(\begin{array}{l} \text{em nós formados só por escoras, em um estado} \\ \text{biaxial ou triaxial de tensão} \end{array} \right) \quad (27)$$

$$\sigma_{cd} = 0,8 \cdot f_{cd} \quad \left(\begin{array}{l} \text{em nós com barras ancoradas onde uma parcela da} \\ \text{resistência está reservada para aderência} \end{array} \right) \quad (28)$$

Conforme o Eurocode 2 (2010) os limites de tensões na região nodal são dadas nas equações 29 – 31.

$$\sigma_{Rd,máx} = k_1 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad \left(\begin{array}{l} \text{em nós formados só por escoras sem barras} \\ \text{ancoradas} \end{array} \right) \quad (29)$$

$$\sigma_{Rd,máx} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad \left(\begin{array}{l} \text{em nós formados por escoras e com tirante} \\ \text{ancorado em uma direção} \end{array} \right) \quad (30)$$

$$\sigma_{Rd,máx} = k_3 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad \left(\begin{array}{l} \text{em nós formados por tirantes ancorados em} \\ \text{mais de uma direção} \end{array} \right) \quad (31)$$

Sendo v' dado na equação (11).

Em que:

k_1 = coeficiente, recomendado pela norma como 1,00 (adimensional)

k_2 = coeficiente, recomendado pela norma como 0,85 (adimensional)

k_3 = coeficiente, recomendado pela norma como 0,75 (adimensional)

Conforme o Fib Model Code (2010) o limite de tensões na região nodal está apresentado na equação 32.

$$\sigma_{cd} = \frac{k_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{tensão limite da região nodal} \quad (32)$$

Para nós formados somente por escoras onde não há tirantes a serem ancorados, o fator de redução k_c é o mesmo da equação 5. Este fator de redução pode ser assumido como $1,1 \cdot \eta f_c$ em regiões nodais onde existe tensão biaxial significativa. Para nós formados por tirantes ancorados em uma ou duas direções o fator de redução é o mesmo da equação 6.

Para a NBR 6118:2014 os valores de tensão limite para região nodal é o mesmo definido para o limite de tensão nas escoras, apresentado nas equações (12 à 14).

3.7 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Deve-se ter uma atenção especial quanto a ancoragem das armaduras dos tirantes sabendo que uma ancoragem adequada contribui para a definição da geometria podendo aumentar a resistência das escoras e região nodal, com o confinamento do concreto, como foi descrito anteriormente.

Uma ancoragem segura pode ser obtida através de uma disponibilidade de volume adequado de concreto que envolve as armaduras do tirante com uma área suficientemente grande, de maneira a evitar o esmagamento da região nodal.

Como foi visto nos estudos de revisão bibliográfica, a armadura principal pode ser realizada com ganchos. Assim, as forças do tirante atuam como forças de compressão por trás do nó, aumentando a resistência desta região nodal.

Além do cuidado com a ancoragem, devem ser previstas também armaduras para controle de aberturas e distribuição de fissuras. A norma canadense CSA (1994) apud Oliveira (2009) sugere que os elementos estruturais ou regiões projetadas pelo modelo de escoras e tirantes devem conter uma malha ortogonal de armadura mínima em cada face.

A taxa de armadura não deve ser inferior a 0,002 em cada direção e seu espaçamento não superior a 30cm.

4 MÉTODOS PROPOSTOS DE DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo serão apresentados os modelos de dimensionamento de blocos rígidos sobre duas estacas conforme as orientações e diretrizes dos autores propostos.

Os blocos sobre estacas podem ser classificados como rígidos ou flexíveis, segundo a NBR 6118:2014 de modo análogo às sapatas, os blocos são considerados rígidos quando $1/3$ da diferença entre a maior dimensão do bloco e do pilar é menor que a altura total do bloco, podendo ser utilizado os métodos propostos para o dimensionamento, ao passo que se a altura total do bloco for menor que o resultado da expressão apresentada, o bloco será considerado flexível não sendo recomendável o modelo de escoras e tirantes para seu dimensionamento.

A NBR 6118:2014 descreve o comportamento estrutural de blocos rígidos por:

- a) trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);
- b) forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por escoras, de forma e dimensões complexas;
- c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruína por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

Os blocos sobre estacas possuem escoras do tipo garrafa, sendo necessária a utilização de armaduras secundárias para o confinamento do concreto.

4.1 MÉTODO PROPOSTO POR BLÉVOT E FRÉMY

Para o bloco sobre duas estacas, é feita uma análise em um plano bidimensional, sendo considerado a transferência dos esforços solicitantes do pilar para as estacas através de uma escora, cuja seção varia do diâmetro da estaca até metade da maior dimensão do pilar. Desta forma, a biela de compressão é representada por uma linha de polígono entre os eixos das seções da biela, como demonstra a Figura 18.

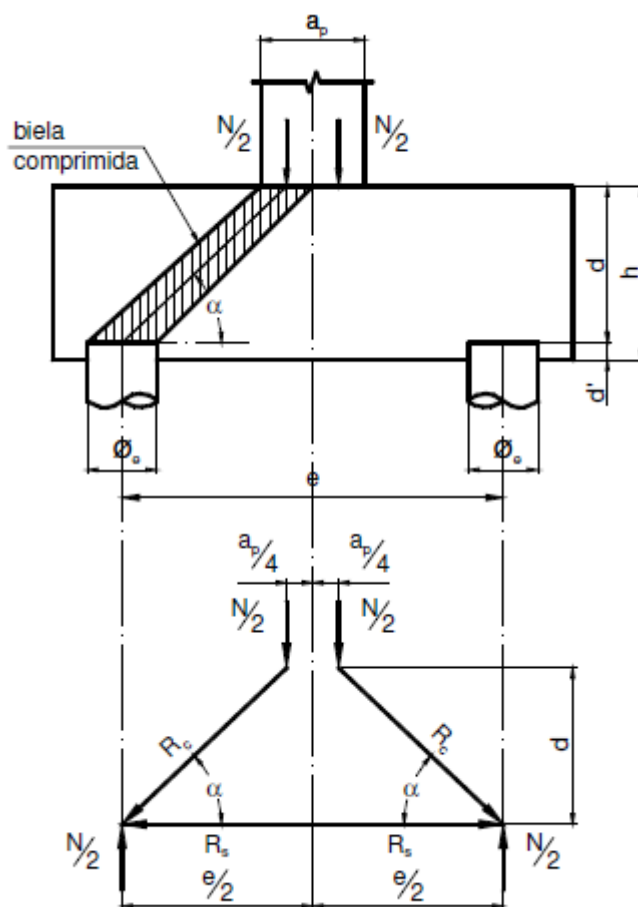


Figura 18 - Esquema de forças em bloco sobre duas estacas

Fonte: (BASTOS, 2013, pág. 5)

Desta forma, para um carregamento centrado, metade da força solicitante do pilar é transmitida para a estaca. Assim, a força de tração no tirante pode ser dada igualando a tangente do ângulo de inclinação das escoras segundo suas forças e segundo sua geometria, conforme as equações 33 e 34.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,5 \cdot N}{R_s} \quad \text{determinação da inclinação segundo suas forças} \quad (33)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad \text{determinação da inclinação segundo sua geometria} \quad (34)$$

Em que:

α = inclinação da escora ($^{\circ}$)

N = carregamento axial do pilar (kN)

R_s = força de tração do tirante (kN)

d = altura útil do bloco (cm)

e = distância entre eixo de estacas (cm)

a_p = maior dimensão do pilar (cm)

Dessa maneira, isolando R_s (força de tração no tirante) como apresentado na equação 35:

$$R_s = \frac{N}{8} \cdot \frac{(2e - a_p)}{d} \quad (35)$$

Enquanto que a força de compressão nas escoras pode ser determinada utilizando a lei dos senos segundo suas forças, conforme equação 36.

$$R_c = \frac{N}{2 \operatorname{sen} \alpha} \quad (36)$$

Em que:

R_c = força de compressão da escora (kN)

Após observações e análises em seu experimento físico, Blévoit determinou que a inclinação das escoras de concreto devem estar em um intervalo entre 40° e 55° para não apresentarem risco de ruptura por punção, com isso, tendo as dimensões do pilar definidas pelo projeto de fôrmas e considerando que o afastamento entre estacas é um valor pré-definido pelo projetista, respeitando o limite estabelecido pela norma, variando pelo tipo de estaca adotado em projeto, temos na equação (34) "d" (altura útil do bloco) a única variante a ser determinada, substituindo α pelo ângulo máximo e mínimo, obtém-se o intervalo da dimensão "d" como mostra a equação 37.

$$0,42 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (37)$$

Deve-se atentar que a altura útil do bloco deve ser capaz de ancorar a armadura principal do pilar.

A altura total do bloco (equação 38) é dada como a somatória da altura útil e a altura de posicionamento da armadura do tirante sobre o embutimento da estaca no bloco (equação 39), complementada pela equação 40.

$$h = d + d' \quad \text{altura total do bloco sobre estaca} \quad (38)$$

$$d' \geq 5\text{cm ou } \frac{a_{est}}{5} \quad \text{posição da armadura do tirante} \quad (39)$$

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \phi_e \quad \left(\begin{array}{l} \text{lado de uma estaca com seção quadrada, com a} \\ \text{mesma área de uma estaca com seção circular} \end{array} \right) \quad (40)$$

Em que:

h = altura do bloco sobre estacas (cm)

d' = embutimento da estaca no bloco (cm)

ϕ_e = diâmetro da estaca (cm)

Devido a diferença da largura da seção da escora ao longo da sua extensão, Blévyot (1967) faz a verificação da escora na sua seção junto à estaca e junto ao pilar, para isso deve-se calcular a área da biela no sentido transversal da seção junto a essas duas faces, como mostram as equações 41 e 42, em função do ângulo de inclinação da escora, utilizando a lei dos senos, como ilustra a Figura 19.

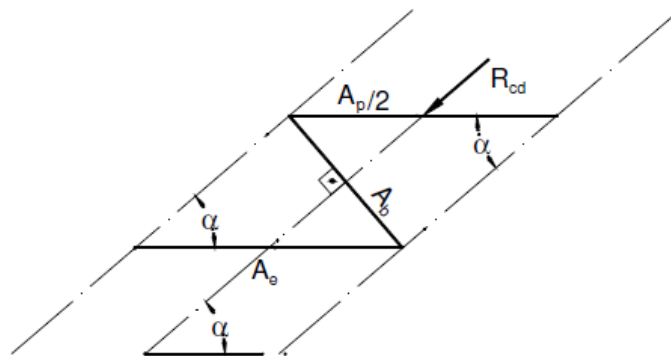


Figura 19 Área da seção da escora

Fonte: (BASTOS, 2013, pág. 7)

$$A_{b-pil} = \frac{A_p}{2} \cdot \text{sen } \alpha \quad \text{área da biela junto ao pilar} \quad (41)$$

$$A_{b-est} = A_e \cdot \text{sen } \alpha \quad \text{área da biela junto à estaca} \quad (42)$$

Em que:

A_b = área da biela (cm²)

A_p = área do pilar (cm²)

A_e = área da estaca (cm²)

Sendo determinado a área da biela e conhecendo a força de compressão devido a solicitação do pilar, pode-se calcular a tensão nas escoras junto ao pilar e junto à estaca como sendo a razão entre a equação 36 (força de compressão nas escoras) e as equações supracitadas para área da biela, como apresenta-se nas equações 43 e 44.

$$\sigma_{cd,b-pil} = \frac{N_d}{2 \cdot \text{sen } \alpha \cdot \frac{A_p}{2} \cdot \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{A_p \cdot \text{sen}^2 \alpha} \quad (43)$$

$$\sigma_{cd,b-est} = \frac{N_d}{2 \cdot \text{sen } \alpha \cdot A_e \cdot \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{2 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2 \alpha} \quad (44)$$

Em que:

$\sigma_{cd,b-pil}$ = tensão resistente de cálculo da escora próxima ao pilar (kN/cm²)

$\sigma_{cd,b-est}$ = tensão resistente de cálculo da escora próxima à estaca (kN/cm²)

N_d = força de cálculo proveniente do carregamento axial do pilar (kN)

Devendo essas tensões serem limitadas a um valor máximo formulado através das observações do experimento físico, indicando valores que relacionam as tensões previstas em cálculo com as tensões verificadas no experimento, assim demonstrado na equação 45.

$$\sigma_{cd,lim} = 1,4 \cdot K_r \cdot f_{cd} \quad \text{tensão limite para a escora de concreto} \quad (45)$$

Em que:

$\sigma_{cd,lim}$ = tensão resistente de cálculo limite para escora (kN/cm²)

K_r (90 a 0,95) = coeficiente que considera a perda de resistência à compressão do concreto ao longo do tempo em função das cargas permanente (adimensional).

Após a verificação das escoras, garantindo a segurança contra o esmagamento das bielas de compressão, é feito o dimensionamento do tirante para absorção das forças de tração. Para isso, foi observado nos experimentos que a força de tração medida nos ensaios foi 15% superior que as forças previstas em cálculo, assim em função da força de tração dada na equação (35) acrescida em 15% em razão da resistência ao escoamento do aço " f_{yd} ", obtém-se a área de aço pela equação 46.

$$A_s = \frac{1,15 \cdot N_d}{8d \cdot f_{yd}} \cdot (2e - a_p) \quad (46)$$

Devido ao pouco volume de concreto envolto às escoras, para prevenir o fendilhamento (forças de tração perpendiculares a seção da escora do tipo garrafa) devem ser previstas armaduras secundárias para o confinamento do concreto e conseqüentemente o aumento de sua resistência, sendo tais armaduras dimensionadas pela equação 47 e complementada pela equação 48.

$$A_{sp} = A_{sw} = 0,075B \quad \text{armaduras secundárias} \quad (47)$$

$$B \geq \phi_e + 2 \cdot (15cm) \quad \text{largura do bloco} \quad (48)$$

Em que:

A_{sp} = área de aço para armadura de pele (cm²)

A_{sw} = área de aço para os estribos verticais (cm²)

B = largura do bloco sobre estacas (cm)

4.2 MÉTODO PROPOSTO POR SANTOS; STUCCHI

O modelo de dimensionamento proposto por Santos; Stucchi (2015) para bloco sobre estacas, segundo as recomendações da NBR 6118:2014, inclui uma região nodal onde há o distúrbio de tensões logo abaixo do pilar devido a mudança de direções das forças. Tal região nodal encontra-se com profundidade "y" e seus planos laterais determinam a largura da biela de compressão, como pode ser visto na Figura 20.

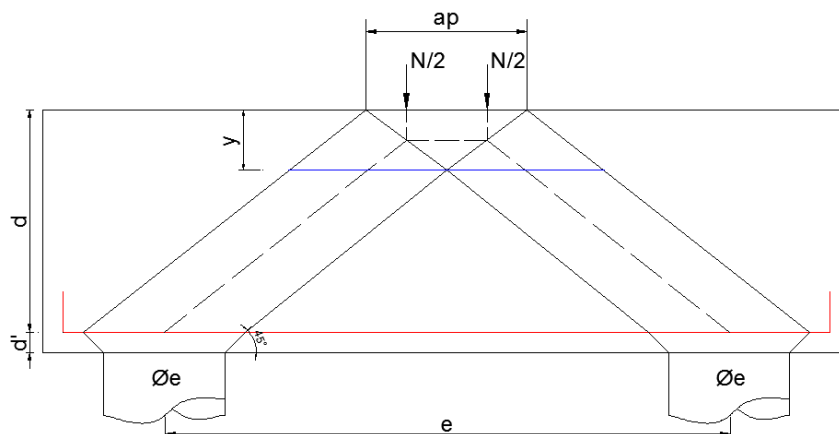


Figura 20 - Modelo esquemático de bloco sobre estacas

Fonte: (Elaborado pelo autor)

Inicialmente deve ser determinada a profundidade da região nodal abaixo do pilar. Tal profundidade "y" pode ser calculada equilibrando as forças decorrentes da reação da estaca e da tensão máxima do nó. Tais esforços podem ser vistos na Figura 21.

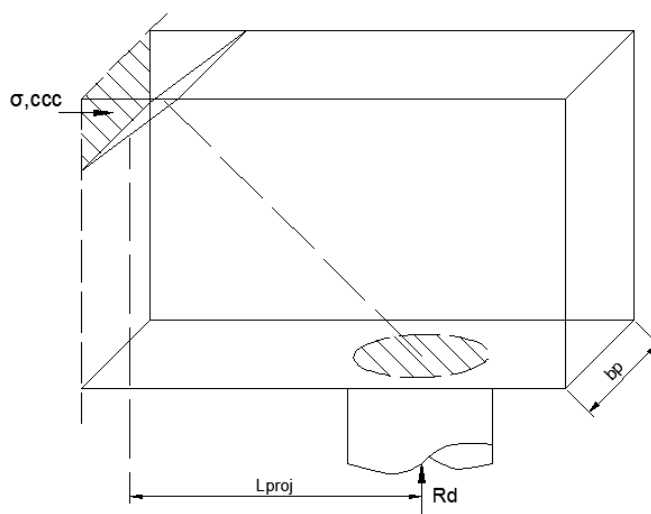


Figura 21 - Projeção das forças no plano de atuação

Fonte: (Elaborado pelo autor)

O momento gerado pela reação da estaca deve ser igualado ao momento aplicado pela tensão no plano vertical da região nodal, como demonstrado na equação 49. Isolando o "y" pode-se determinar a profundidade da região nodal, mostrada pela equação 50 e complementada pela equação 51.

$$R_d \cdot L_{proj} = \sigma_{ccc} \cdot b_p \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) \quad (49)$$

$$y = d - \sqrt{\left(d^2 - \frac{2 \cdot R_d \cdot L_{proj}}{b_p \cdot \sigma_{ccc}}\right)} \quad (50)$$

$$L_{proj} = 0,5e - 0,25a_p \quad (51)$$

Em que:

R_d = força de cálculo da reação da estaca (kN)

L_{proj} = projeção horizontal do ponto de aplicação das forças na escora (cm)

σ_{ccc} = tensão de cálculo limite para região nodal no nó CCC (kN/cm²)

b_p = menor dimensão do pilar (cm)

y = profundidade da região nodal (cm)

A inclinação da escora (equação 52) pode ser determinada através da geometria do bloco. Sabendo que a aplicação das forças solicitantes do pilar em bloco sobre duas estacas encontra-se à $0,25 \cdot a_p$ (maior dimensão do pilar). A posição da armadura do tirante pode ser determinada através da equação 53.

$$tg \theta = \frac{d - 0,5y}{0,5e - 0,25a_p} \quad \text{inclinação das escoras} \quad (52)$$

$$d' \geq \frac{5cm}{0,10 \cdot \phi_e} \quad \text{posição da armadura do tirante} \quad (53)$$

Para o mesmo princípio apresentado na Figura 19, determina-se a área da biela junto ao pilar (equação 57) e junto à estaca (equação 56) pode-se determinar as tensões atuantes nas duas faces (superior e inferior) da escora no plano da região nodal. Para isso deve ser levado em consideração a área ampliada do pilar, demarcado pela linha em azul da Figura 20 e a área ampliada da estaca como mostra a Figura 22, podendo ser calculado a área ampliada da estaca através da equação 54.

$$A_{amp,est} = \frac{\pi \cdot (\phi_e + 2d')^2}{4} \quad (54)$$

Em que:

$A_{amp,est}$ = área ampliada da estaca (cm²)

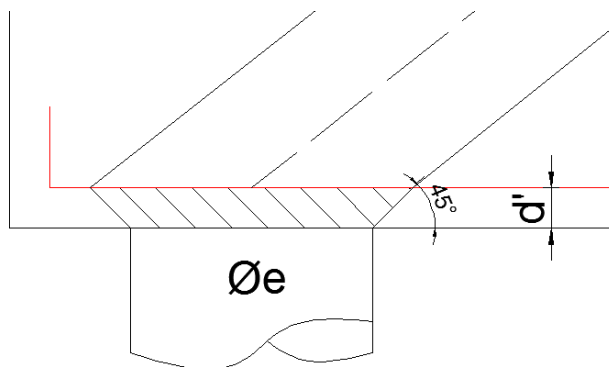


Figura 22 - Área ampliada da estaca

Fonte: (Elaborado pelo autor)

Assim, a ampliação do diâmetro da estaca é variável conforme a posição da armadura. Para o bloco sobre duas estacas, em decorrência da análise ser feita em um plano bidimensional, a favor da segurança apenas a maior dimensão do pilar é ampliada, sendo a área ampliada do pilar dada pela equação 55 e demonstrada na Figura 23.

$$A_{amp,pil} = b_p \cdot [ap + 2(y \cdot \cotg \theta)] \quad (55)$$

Em que:

$A_{amp,pil}$ = área ampliada do pilar (cm²)

θ = inclinação do eixo da escora (°)

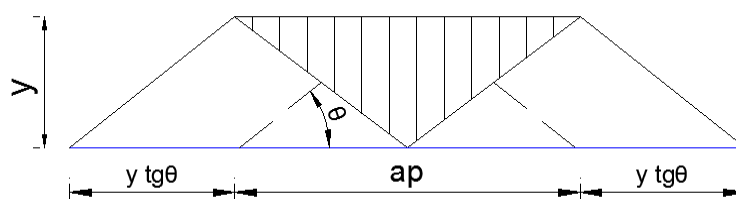


Figura 23 Área ampliada do pilar

Fonte: (Elaborado pelo autor)

$$A_{b-est} = \sen \theta \cdot A_{amp,est} \quad \text{área da biela junto à estaca} \quad (56)$$

$$A_{b-pil} = \sen \theta \cdot A_{amp,pil} \quad \text{área da biela junto ao pilar} \quad (57)$$

Assim, sabendo a área de aplicação das forças nas escoras, a tensão junto ao pilar e junto à estaca podem ser calculadas conforme as equações 58 e 59.

$$\sigma_{cd,b-pil} = \frac{N_{sd}}{\text{sen } \theta \cdot A_{b-pil}} \quad \text{tensão da biela junto ao pilar} \quad (58)$$

$$\sigma_{cd,b-est} = \frac{R_{sd}}{\text{sen } \theta \cdot A_{b-est}} \quad \text{tensão da biela junto à estaca} \quad (59)$$

Sendo esses valores limitados conforme as equações 60 e 61, dadas pela NBR 6118:2014:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad \text{bielas prismáticas ou nós CCC} \quad (60)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad \text{bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT} \quad (61)$$

Sendo α_{v2} igual a equação (11) citada anteriormente. Após a verificação da região nodal e das escoras, é feito o dimensionamento da armadura do tirante, em função da força de tração exercida no tirante e da resistência ao escoamento do aço, apresentadas nas equações 62 e 63.

$$f_{sd} = R_{sd} \cdot \text{cotg } \theta \quad \text{força de tração no tirante} \quad (62)$$

$$A_s = \frac{f_{sd}}{f_{yd}} \quad \text{área de aço da armadura principal} \quad (63)$$

Em que:

f_{sd} = força de tração do tirante (kN)

4.3 MÉTODO PROPOSTO POR FUSCO

Para o dimensionamento de blocos sobre estacas, Fusco (2013) considera que toda a força transmitida pela armadura do pilar é resistida em um plano horizontal à uma profundidade "x" e a partir deste ponto as tensões são resistidas pelo concreto não havendo mais contribuição da armadura do pilar. Tal profundidade pode ser determinada pela equação 64.

$$\frac{x}{b_p} = \frac{(1 + \alpha)}{4 \cdot \operatorname{tg} \theta_1} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{yd}}{0,20 \cdot f_{cd}} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{(1 + \alpha)^2}} \right] \quad (64)$$

Em que:

α = relação entre a maior e menor dimensão do pilar

ρ = taxa de armadura do arranque

θ_1 = ângulo de espraçamento das tensões

Fusco (2013) considera ainda o carregamento normal máximo que deve ser aplicado pelo pilar em função da resistência fornecida pelo concreto (1ª parcela da somatória) e pela armadura (2ª parcela da somatória), como apresenta a equação 65, e limitando a tensão aplicada pelo pilar na área de contato do pilar com o bloco a $0,85 \cdot f_{cd}$, por não haver qualquer efeito de cintamento.

Devido a inclinação da escora e a profundidade de espraçamento das tensões, forma-se uma projeção ampliada do pilar (Figura 24), na qual a área desta projeção pode ser determinada pela equação 66, onde deve ser verificada a tensão vertical (equação 67), evitando o esmagamento da escora.

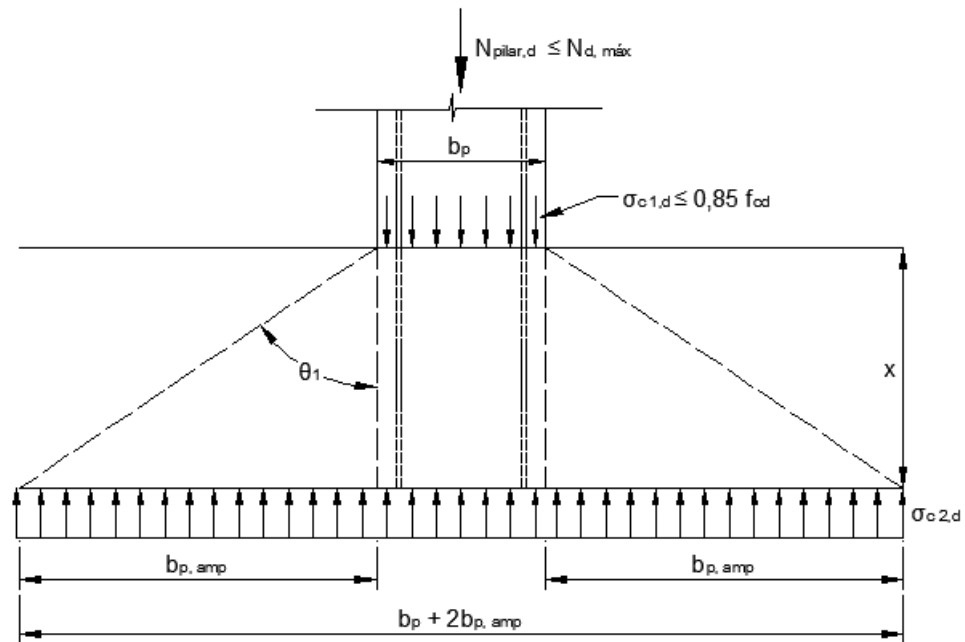


Figura 24 Ampliação do pilar à profundidade x segundo FUSCO (2013)

Fonte: (Elaborado pelo autor)

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + \rho \cdot A_c \cdot f_{yd} \quad (65)$$

$$A_{c,amp} = (b_p + 2 \cdot b_{p,amp}) \cdot (a_p + 2 \cdot b_{p,amp}) \quad (66)$$

$$\sigma_{c2d} = \frac{N_{d,m\acute{a}x}}{A_{c,amp}} \quad (67)$$

Em que:

$N_{d,m\acute{a}x}$ = força máxima do carregamento do pilar (kN)

A_c = área de concreto (cm²)

ρ = taxa de armadura longitudinal do pilar (%)

$A_{c,amp}$ = região de ampliação da projeção do pilar (cm²)

$b_{p,amp}$ = ampliação da projeção do pilar (cm)

σ_{c2d} = tensão vertical à profundidade x (kN/cm²)

A inclinação da escora deve estar compreendida entre arctg 1 e arctg 2, porém Fusco (2013) recomenda que o bloco tenha altura suficiente para que a estaca mais abatida não exija biela com inclinação menor que arctg 2/3, devendo assim a inclinação da escora estar em um intervalo entre arctg 2/3 e arctg 2.

A tensão na escora (equação 68) pode ser determinada em função da tensão vertical exercida próximo ao pilar e a estaca, com a inclinação da escora determinada como demonstra a Figura 25, devendo tal tensão segundo Fusco (2013) estar limitada à f_{cd} , em decorrência do concreto em torno da escora produzir o efeito de confinamento.

$$\sigma_{c0d} = \frac{\sigma_{vd} \cdot 0,5 \cdot A_{c,amp}}{A_{biela} \cdot \text{sen } \theta} = \frac{\sigma_{vd}}{\text{sen}^2 \theta} \quad (68)$$

Em que:

σ_{c0d} = tensão de cálculo da escora (kN/cm²)

σ_{vd} = tensão vertical (kN/cm²)

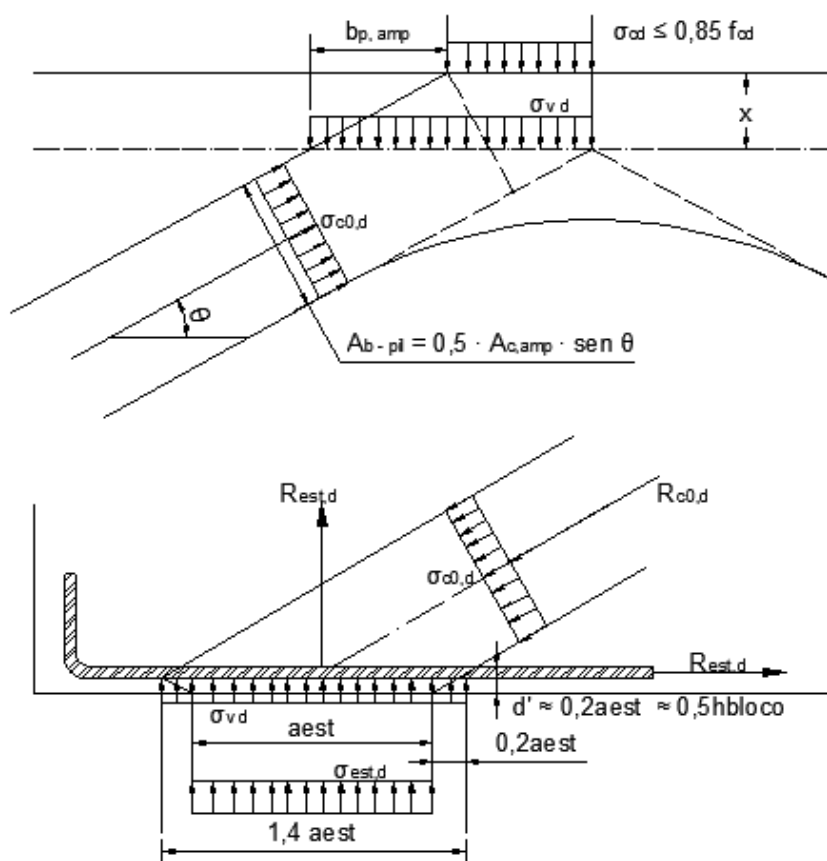


Figura 25 Esquemática das bielas segundo Fusco (2013)

Fonte: (Elaborado pelo autor)

O dimensionamento da armadura principal pode ser feito utilizando os mesmos princípios de Santos; Stucchi (2015) para determinar a força de tração no tirante e a área de aço da armadura principal, como foram apresentadas nas equações 62 e 63.

4.4 ANCORAGEM DAS BARRAS

No dimensionamento geométrico de blocos sobre estacas, o projetista deve se atentar ao espaço disponível para ancoragem das barras, tanto da armadura do tirante, quanto à altura útil disponível do bloco para ancoragem da armadura do pilar. Assim, o comprimento reto de uma barra necessário para ancorar a força limite $A_s \cdot f_{yd}$ nessa barra (comprimento básico de ancoragem), pode ser calculada em razão do diâmetro e resistência da barra de armadura pela resistência de aderência entre a armadura e o concreto " f_{bd} ".

Segundo a NBR 6118:2014, o comprimento básico de ancoragem pode ser determinado pela equação 69.

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad \text{comprimento básico de ancoragem} \quad (69)$$

Em que:

l_b = comprimento básico de ancoragem (cm)

f_{bd} = resistência de aderência entre o aço e concreto (kN/cm²)

ϕ = diâmetro da barra da armadura (cm)

Sendo o valor da resistência de aderência entre os materiais mostrado na equação 70.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad \text{resistência de aderência entre o aço e o concreto} \quad (70)$$

Sendo:

f_{ctd} = tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (kN/cm²)

$\eta_1 = 1,0$ para barras lisas (adimensional)

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas (adimensional)

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas (adimensional)

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência (adimensional)

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência (adimensional)

$\eta_3 = 1,0$ para $\phi \leq 32\text{mm}$ (adimensional)

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$ para $\phi \geq 32\text{mm}$ (adimensional)

São considerados em boa condição de aderência os trechos de barras que estejam com inclinação maior que 45° sobre a horizontal, dispostas à no máximo 30cm acima da face inferior do elemento estrutural para peças com altura inferior a 60cm e dispostas à no mínimo 30cm da face superior para elementos com altura superior a 60cm. Para as demais posições deve ser considerado em má situação de aderência.

O comprimento de ancoragem necessário equação (71) pode ser determinado em função do comprimento básico e da razão entre a área de aço calculada e

efetiva, podendo ser utilizado um fator de redução dependendo do tipo de ancoragem utilizada em seus extremos.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot lb \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad \text{comprimento necessário de ancoragem} \quad (71)$$

Sendo:

$A_{s,calc}$ = área de aço calculada para armadura (cm²)

$A_{s,ef}$ = área de aço efetiva da armadura (cm²)

$\alpha = 1,0$ para barras sem gancho (adimensional)

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$ (adimensional)

$\alpha = 0,7$ quando houver barras transversais soldadas (adimensional)

$\alpha = 0,5$ quando houver barras transversais soldadas e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$ (adimensional)

5 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

Afim de demonstrar a utilização das metodologias propostas neste trabalho de pesquisa, será dimensionado e detalhado um bloco sobre duas estacas. O pilar tem seção 40cm x 20cm e carregamento axial centrado característico de 600kN, para tanto será utilizado estaca com 23cm de diâmetro pré-moldada com carga máxima estrutural admissível de 400kN, devendo o afastamento mínimo entre eixo de estacas ser de 60cm. A estrutura será executada utilizando aço CA-50 e concreto C30.

Para o dimensionamento, a favor da segurança, serão considerados coeficientes de majoração de forças no cálculo do carregamento do pilar e na reação da estaca e coeficientes de minoração das resistências do concreto e aço, como demonstram as equações 72, 73 e 74.

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \quad (72)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (73)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (74)$$

Em que:

N_k = força/carregamento característico (kN)

f_{yk} = tensão de resistência característica ao escoamento do aço (kN/cm²)

γ_f = 1,40 coeficiente de majoração de forças (adimensional)

γ_n = 1,20 coeficiente adicional de majoração de forças (adimensional)

γ_c = 1,40 coeficiente de minoração da resistência do concreto (adimensional)

γ_s = 1,15 coeficiente de minoração da resistência do aço (adimensional)

5.1 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO BLÉVOT (1967)

5.1.1 Dimensionamento Geométrico

Admitindo-se que o afastamento entre eixo de estacas seja de 70cm, pode-se determinar o intervalo que deve estar à altura útil do bloco de forma que a inclinação da biela esteja conforme o recomendado, como demonstrado na equação 37.

$$0,42 \left(70cm - \frac{40cm}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(70cm - \frac{40cm}{2} \right)$$

$$21cm \leq d \leq 35,70cm \therefore d = 35cm \text{ (adotado)}$$

Sendo determinada a altura útil do bloco de coroamento, pode-se determinar através de razões trigonométricas, segundo as dimensões geométricas, a inclinação da escora, conforme apresentado na equação 34.

$$\arctg \alpha = \frac{35cm}{0,5 \cdot 70cm - 0,25 \cdot 40cm} = 54,46^\circ$$

5.1.2 Verificação das tensões das bielas

Devido a diferença da largura da seção da escora em suas extremidades, deve ser determinado a largura da seção próximo à estaca e ao pilar, utilizando a inclinação da escora já calculada, como foi apresentado nas equações 41 e 42.

$$A_{b,pil} = \frac{(40cm \cdot 20cm)}{2} \cdot \text{sen } 54,46^\circ = 325,48cm^2$$

$$A_{b,est} = \frac{\pi \cdot (23cm)^2}{4} \cdot \text{sen } 54,46^\circ = 338,08cm^2$$

A força de tração no tirante pode ser determinada utilizando a equação 35, igualando a tangente formada no esquema de forças da Figura 18, segundo as forças e segundo as dimensões geométricas. Enquanto as forças de compressão

das escoras podem ser determinadas através da lei dos senos segundo suas forças, como foi mostrado na equação 36.

$$R_s = \frac{600kN \cdot 1,40 \cdot (2 \cdot 70cm - 40cm)}{8 \cdot 35cm} = 300kN$$

$$R_c = \frac{600kN \cdot 1,40 \cdot 1,20}{2 \cdot \text{sen } 54,46^\circ} = 619,39kN$$

Utilizando a força de compressão nas escoras, em razão das áreas da biela já determinadas, pode-se calcular as tensões próximo ao pilar e à estaca, como foi demonstrado nas equações 43 e 44.

$$\sigma_{cd_{pilar}}^{biela} = \frac{619,39kN}{325,48cm^2} = 1,90kN/cm^2$$

$$\sigma_{cd_{estaca}}^{biela} = \frac{619,39kN}{338,08cm^2} = 1,83kN/cm^2$$

Tais tensões devem ser limitadas a um valor máximo formulado através das observações feitas nos experimentos físicos, como demonstra a equação (45), sendo utilizado $Kr = 0,95$, que leva em consideração o efeito Rüsck.

$$\sigma_{cd,lim} = 1,40 \cdot 0,95 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 2,85kN/cm^2$$

5.1.3 Dimensionamento da Armadura Principal

Garantindo-se assim a segurança contra o esmagamento das bielas, é feito o dimensionamento da armadura. Será utilizado a equação (46) para se determinar a área de aço da armadura principal, e as equações 47 e 48 para as armaduras complementares.

$$A_s = \frac{300kN \cdot 1,15}{43,48kN/cm^2} = 7,93cm^2 \therefore (4\phi 16mm = 8cm^2)$$

5.1.4 Dimensionamento da Armadura Secundária

Em elementos estruturais com descontinuidades cuja aplicação de carga tem um encaminhamento direto para os apoios, as escoras são do tipo garrafa. No caso do bloco sobre duas estacas, em decorrência do pouco volume de concreto que envolve as escoras, a concentração de tensões transversais de tração no interior da escora combinada com a compressão longitudinal da escora pode conduzir a estrutura à ruína por ruptura prematura do concreto. Assim, para este caso deve-se prever armaduras secundárias que confinem o concreto, aumentando a resistência das escoras e evitando o aparecimento de fissuras que possam vir a ocorrer pelo fendilhamento.

O modelo para determinação das armaduras transversais é proposto por Bosc apud Santos; Stucchi (2013), que se baseia na equação (75) fornecida pelo Eurocode 2 (2004) utilizando o conceito de blocos parcialmente carregados em zona de descontinuidade total, apresentado na Figura 26.

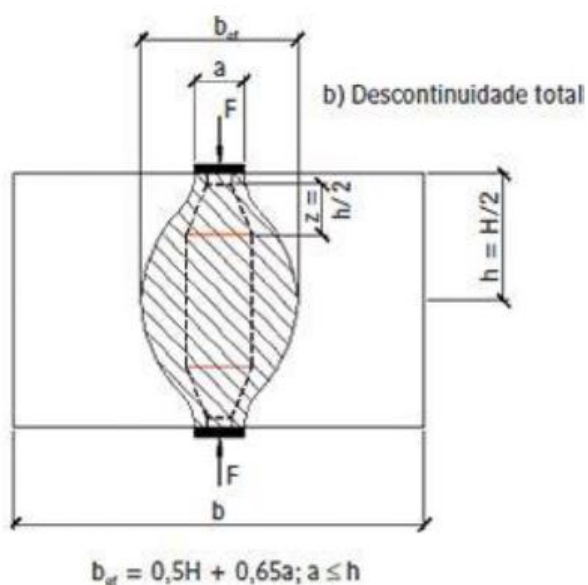


Figura 26 - Parâmetros para a determinação das forças de tração em um campo de tensões de compressão com armaduras distribuídas

Fonte: (Santos; Stucchi, 2013 – parte 1)

$$T = 0,25 \cdot F \cdot \left(1 - 0,7 \cdot \frac{a}{h}\right) \quad (75)$$

Em que:

T = força de tração no centro da escora (kN)

F = força de compressão da escora (kN)

a = largura da escora (cm)

h = distância até o centro da escora (cm)

Segundo Bosc apud Santos; Stucchi (2013), como as espessuras das bielas são diferentes, no caso usual de zona de descontinuidade total, deve ser considerada uma espessura média da escora, como apresentado na equação 76.

$$a_{bie} = \frac{a_{bie}^{pil} + a_{bie}^{est}}{2} \quad \text{Espessura média da escora} \quad (76)$$

Em que:

a_{bie} = espessura da escora (cm)

a_{bie}^{pil} = espessura da escora próximo ao pilar (cm)

a_{bie}^{est} = espessura da escora próximo à estaca (cm)

Sendo a variável "h" a metade do comprimento da escora, em função da inclinação da biela, pode ser determinada pela equação 77, e vista na Figura 27.

$$h = \frac{0,5 \cdot Z}{\text{sen } \theta} \quad \text{Comprimento até o centro da escora} \quad (77)$$

Em que:

Z = altura total da escora (cm)

Inicialmente, deve-se determinar a largura dos nós próximo ao pilar e próximo à estaca para obter a média entre tais valores, como mostrado na Figura 19.

$$a_{bie}^{pil} = (0,5 \cdot 40cm) \cdot \text{sen } 54,46^\circ = 16,27cm$$

$$a_{bie}^{est} = 23cm \cdot \text{sen } 54,46^\circ = 18,72cm$$

$$a_{bie} = \frac{16,27cm + 18,72cm}{2} = 17,50cm$$

A força na biela pode ser determinada em função da inclinação da escora, utilizando a lei dos senos para se obter a força na escora através da reação da estaca, e então pode-se determinar a força transversal da escora utilizando a equação 78.

$$C_{wd} = \frac{(0,5 \cdot 600kN) \cdot 1,40 \cdot 1,20}{\text{sen } 54,46^\circ} = 619,39kN$$

$$F_{wd} = 0,25 \cdot 619,39kN \cdot \left(1 - 1,4 \cdot \frac{17,50cm}{35cm} \cdot \text{sen } 54,46^\circ\right) = 66,65kN$$

Com a decomposição das forças nos sentidos vertical e horizontal, segundo as equações 79 e 80, em razão da resistência ao escoamento do aço, pode-se determinar a área de aço para a armadura transversal.

$$A_{s,vertical} = \frac{2 \cdot 66,65kN \cdot \cos 54,46^\circ}{43,48kN/cm^2} = 1,78cm^2 \quad \therefore (\emptyset 6,3mm \text{ c}/17,5 = 1,80cm^2)$$

$$A_{s,horizontal} = \frac{2 \cdot 66,65kN \cdot \text{sen } 54,46^\circ}{43,48kN/cm^2} = 2,49cm^2 \quad \therefore (\emptyset 6,3mm \text{ c}/12,5 = 2,52cm^2)$$

5.1.5 Verificação da Ancoragem da Armadura

Ao final do dimensionamento, deve ser verificado se o espaço disponível para ancorar a armadura é suficiente. Assim, segundo as equações 69, 70 e 71, pode ser determinado o comprimento de ancoragem necessário para a armadura principal, adotando-se situação de boa aderência, barras nervuradas e cobrimento no plano normal ao do gancho.

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,15 \cdot (30MPa)^{2/3} = 3,26MPa$$

$$l_b = \frac{1,6cm \cdot 435MPa}{4 \cdot 3,26MPa} = 53,37cm$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 53,37cm \cdot \frac{7,93cm^2}{8cm^2} = 37,03cm$$

Devendo o valor do comprimento de ancoragem necessário ser menor que o comprimento disponível para ancoragem. Tal comprimento disponível inicia-se na direção da face interna da estaca até a face externa do bloco, devendo ser considerado o cobrimento mínimo de 3ϕ , como demonstra a Figura 28.

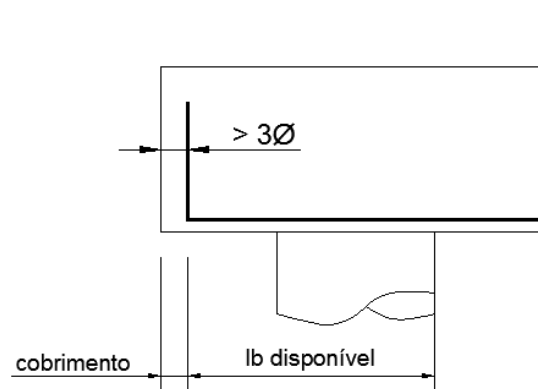


Figura 28 - Comprimento de ancoragem

Fonte: (Elaborado pelo autor)

Para o cálculo do comprimento de ancoragem disponível, será adotado um comprimento da face externa da estaca até a face do bloco de 21cm.

$$l_{b,disp} = 21cm + 23cm - (3 \cdot 1,6cm) = 39,20cm \therefore \text{ancoragem garantida}$$

5.1.6 Detalhamento do Bloco sobre Estacas

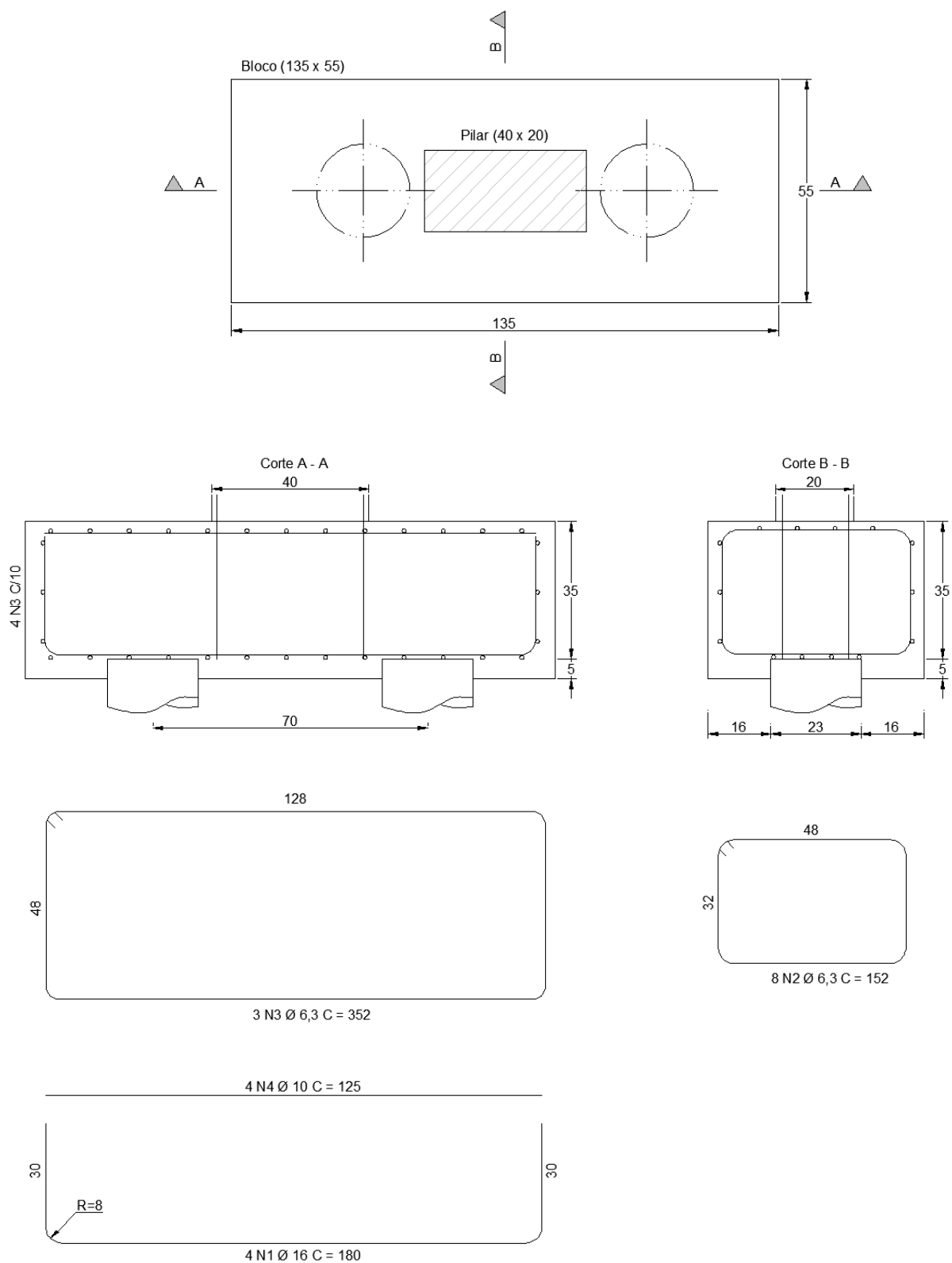


Figura 29 Detalhamento do bloco sobre duas estacas

Fonte: (Elaborado pelo autor)

5.2 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO SANTOS; STUCCHI (2015)

5.2.1 Dimensionamento Geométrico

Admitindo-se uma mesma altura útil de 35cm e um afastamento entre eixo de estacas de 70cm, através do equilíbrio da projeção das forças nas extremidades da escora, pode-se determinar inicialmente a profundidade da região nodal, em função da reação da estaca e da tensão limite aplicada no plano vertical da região nodal, como foi mostrado na Figura 21.

A projeção do eixo da estaca até o ponto de aplicação da carga do pilar pode ser calculada utilizando a equação 51, enquanto que a tensão limite da região nodal próximo ao pilar pode ser calculado utilizando a equação 60. Sabendo que por se tratar de uma carga centrada, a reação da estaca terá metade do valor do carregamento do pilar.

$$R_d = 0,5 \cdot (600kN \cdot 1,40 \cdot 1,20) = 504kN$$

$$L_{proj} = 0,5 \cdot 70cm - 0,25 \cdot 40cm = 25cm$$

$$\sigma_{ccc} = f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(\frac{1 - 30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,60kN/cm^2$$

$$y = 35cm - \sqrt{\left((35cm)^2 - \frac{2 \cdot 504kN \cdot 25cm}{20cm \cdot 1,60kN/cm^2} \right)} = 14,08cm$$

Assim, conhecendo a profundidade da região nodal, pode-se determinar a inclinação da escora, segundo a equação 52.

$$\arctg\theta = \frac{35cm - 0,5 \cdot 14,08cm}{25cm} = 48,20^\circ$$

5.2.2 Verificação das tensões das bielas

Deve-se considerar uma região ampliada próximo à estaca, com ampliação a 45° da face inferior do bloco até a posição da armadura e uma região ampliada

próximo ao pilar como demonstrado na Figura 23, podendo ser determinada segundo a equação 55.

$$A_{amp,est} = \frac{\pi \cdot (23cm + 2 \cdot 5cm)^2}{4} = 855,30cm^2$$

$$A_{amp,pil} = 20cm \cdot (40cm + 2 \cdot 14,08cm \cdot \cotg 48,20^\circ) = 1303,56cm^2$$

Para o mesmo princípio adotado por Blévoit, devido a diferença da largura da seção da escora em suas extremidades, deve ser determinado a largura da seção próximo à estaca e ao pilar, utilizando as equações 56 e 57.

$$A_{b,pil} = \sen 48,20^\circ \cdot 1303,56cm^2 = 971,77cm^2$$

$$A_{b,est} = \sen 48,20^\circ \cdot 855,30cm^2 = 637,61cm^2$$

Conhecendo a força aplicada e a área da biela, pode-se determinar as tensões exercidas nos nós das duas extremidades, segundo as equações 58 e 59.

$$\sigma_{pil}^{bie} = \frac{(600kN \cdot 1,40 \cdot 1,20)}{\sen 48,20^\circ \cdot 971,77cm^2} = 1,39kN/cm^2$$

$$\sigma_{est}^{bie} = \frac{504kN}{\sen 48,20^\circ \cdot 637,61cm^2} = 1,06kN/cm^2$$

Devendo estas tensões estarem limitadas conforme a NBR6118:2014 segundo as equações 60 e 61.

$$f_{cd1} = 1,60kN/cm^2$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \left(1 - \frac{30MPa}{250}\right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,36kN/cm^2 \therefore \text{Tensões aprovadas}$$

5.2.3 Dimensionamento da Armadura Principal

Para o dimensionamento da armadura principal (equação 63), deve ser calculado a força de tração no tirante, demonstrada pela equação 62.

$$f_{sd} = 504kN \cdot \cotg 48,20^\circ = 450,63kN$$

$$A_s = \frac{450,63kN}{43,50kN/cm^2} = 10,36cm^2 \therefore (6\phi 16mm = 12,00cm^2)$$

5.2.4 Dimensionamento da Armadura Secundária

Inicialmente, deve-se determinar a largura dos nós próximo ao pilar e próximo à estaca para obter a média entre tais valores, como mostrado na Figura 19.

$$a_{bie}^{pil} = \frac{(40cm + 2 \cdot 14,08cm \cdot \cotg 48,20^\circ)}{2} \cdot \sen 48,20^\circ = 24,29cm$$

$$a_{bie}^{est} = 33cm \cdot \sen 48,20^\circ = 24,60cm$$

$$a_{bie} = \frac{24,29cm + 24,60cm}{2} = 24,45cm$$

A força na biela pode ser determinada em função da inclinação da escora, utilizando a lei dos senos para se obter a força na escora através da reação da estaca, e então pode-se determinar a força transversal da escora utilizando a equação 78.

$$C_{wd} = \frac{504kN}{\sen 48,20^\circ} = 676,08kN$$

$$F_{wd} = 0,25 \cdot 676,08kN \cdot \left(1 - 1,4 \cdot \frac{24,45cm}{35cm - 0,5 \cdot 14,08cm} \cdot \sen 48,20^\circ\right) = 14,76kN$$

Com a decomposição das forças em vertical e horizontal, segundo as equações 79 e 80, em razão da resistência ao escoamento do aço, pode-se determinar a área de aço para a armadura transversal.

$$A_{s,vertical} = \frac{2 \cdot 14,76kN \cdot \cos 48,20^\circ}{43,48kN/cm^2} = 0,45cm^2 \therefore (\emptyset 6,3mm \text{ c}/30 = 1,05cm^2)$$

$$A_{s,horizontal} = \frac{2 \cdot 14,76kN \cdot \sin 48,20^\circ}{43,48kN/cm^2} = 0,51cm^2 \therefore (\emptyset 6,3mm \text{ c}/30 = 1,05cm^2)$$

5.2.5 Verificação da Ancoragem da Armadura

Adotando-se situação de boa aderência, barras nervuradas e cobrimento no plano normal ao do gancho, e comprimento da face externa da estaca até a face do bloco de 21cm, determina-se se a ancoragem pode ser feita com segurança.

$$lb = \frac{1,6cm \cdot 435MPa}{4 \cdot 3,26MPa} = 53,37cm$$

$$lb, nec = 0,7 \cdot 53,37cm \cdot \frac{10,36cm^2}{12,00cm^2} = 32,26cm$$

$$lb, disp = 21cm + 23cm - (3 \cdot 1,6cm) = 39,20cm$$

\therefore ancoragem garantida

5.2.6 Detalhamento do Bloco sobre Estacas

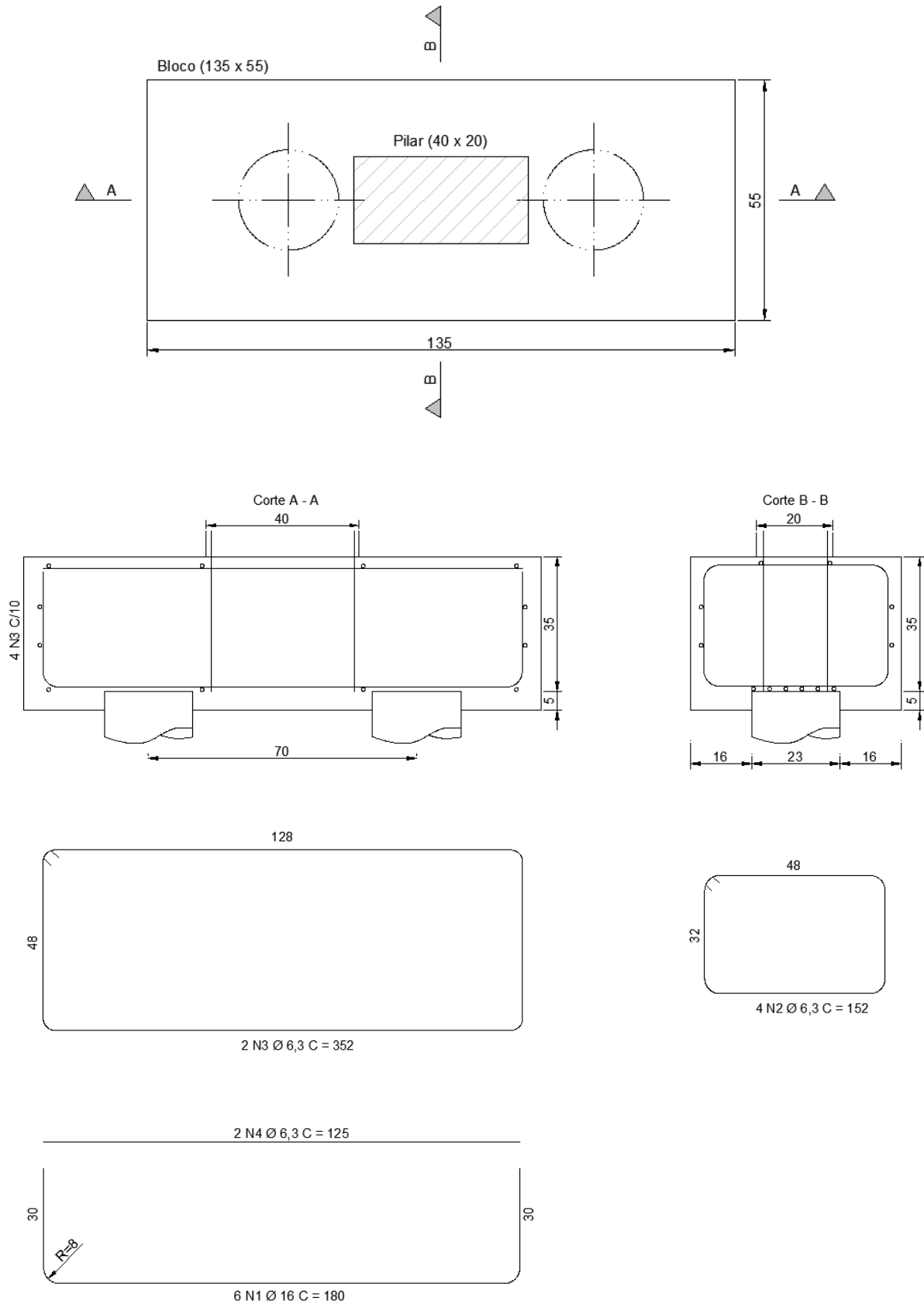


Figura 30 Detalhamento do bloco sobre duas estacas

Fonte: (Elaborado pelo autor)

5.3 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO FUSCO (2013)

5.3.1 Verificação do Carregamento do Pilar

Fusco (2013) considera uma limitação para força normal do carregamento do pilar, como foi demonstrado pela equação 65, e devendo a tensão aplicada pelo pilar na área de contato da superfície do bloco estar limitada a $0,85 \cdot fcd$ por não haver qualquer efeito de cintamento, deve-se verificar a tensão no topo do bloco. Para tanto será admitido uma taxa de armadura longitudinal do pilar de 2%.

$$N_d = 600kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 1008kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (40cm \cdot 20cm) + 0,02 \cdot (40cm \cdot 20cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 2,152,82kN \quad \text{logo, } N_d < N_{d,m\acute{a}x} \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{1008kN}{(40cm \cdot 20cm)} = 1,26kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \therefore \text{aprovado}$$

5.3.2 Dimensionamento Geométrico

Considerando a mesma altura útil utilizada nos demais modelos de cálculo, igual a 35cm, em função da projeção vertical da escora, como apresenta a Figura 31, devendo considerar que a ampliação da escora próxima à estaca ocorra a 45° e a posição da armadura esteja a 5cm, assim como utilizado por Santos; Stucchi (2015) e admitindo-se 70cm de afastamento entre eixo das estacas, poderá ser determinado o ângulo de espraiamento das tensões do pilar no bloco, como apresenta a equação 81.

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (e + \phi_{amp,est} - a_p)}{d} \quad (81)$$

Em que:

$\phi_{amp,est}$ = diâmetro ampliado da estaca (cm)

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (70\text{cm} + 33\text{cm} - 40\text{cm})}{35\text{cm}} = 41,99^\circ$$

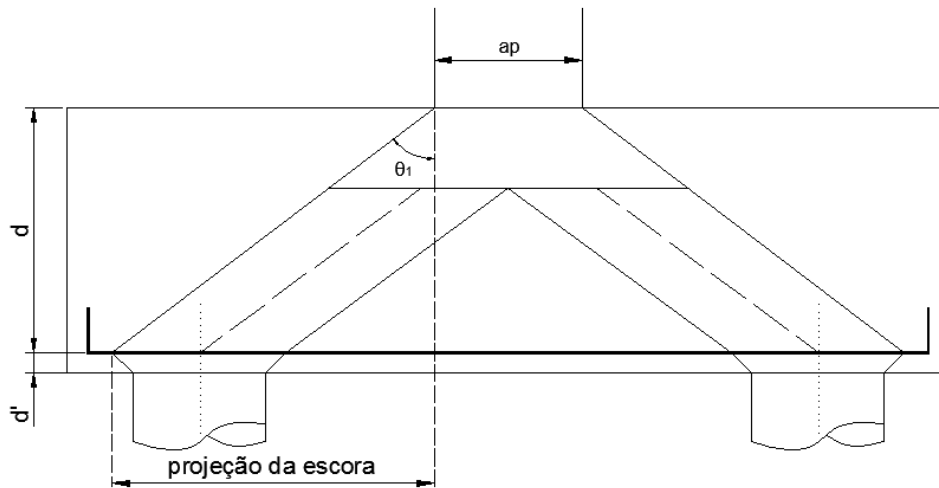


Figura 31 Projeção vertical da escora

Fonte: (Elaborado pelo autor)

Assim, conhecendo o ângulo de espraimento das tensões, em função da taxa de armadura longitudinal do pilar, pode-se determinar a profundidade da região nodal, como mostrado na equação 64.

$$\frac{x}{20\text{cm}} = \frac{\left(1 + \frac{40\text{cm}}{20\text{cm}}\right)}{4 \cdot \text{tg } 41,99^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{40\text{cm}}{20\text{cm}} \cdot \left(1 - \frac{0,02 \cdot 43,48\text{kN/cm}^2}{0,20 \cdot 2,14\text{kN/cm}^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{40\text{cm}}{20\text{cm}}\right)^2}} \right]$$

$$x = 23,10\text{cm}$$

Utilizando a tangente da inclinação encontrada e a profundidade da região nodal, através do princípio dado pela Figura 24, pode-se calcular tal ampliação do pilar e então a área ampliada formada por essa região, como foi mostrado na equação 66.

$$b_{amp} = \text{tg } 41,99^\circ \cdot 23,10\text{cm} = 20,79\text{cm}$$

$$A_{c,amp} = (20\text{cm} + 2 \cdot 20,79\text{cm}) \cdot (40\text{cm} + 2 \cdot 20,79\text{cm}) = 5023,70\text{cm}^2$$

Dessa forma a inclinação do eixo da escora pode ser dada da mesma forma da equação 52.

$$\arctg \theta = \frac{35\text{cm} - 0,5 \cdot 23,10\text{cm}}{0,5 \cdot 70\text{cm} - 0,25 \cdot 40\text{cm}} = 43,17^\circ$$

5.3.3 Verificação das Tensões das Bielas

Deve ser calculado a tensão vertical atuante próximo ao pilar e próxima à estaca, para em função da inclinação da biela poder determinar a tensão atuante na escora. Para isso, será utilizado os princípios apresentados pela Figura 25.

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{600\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{5023,70\text{cm}^2} = 0,20\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{300\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (33\text{cm})^2}{4}} = 0,59\text{kN/cm}^2$$

Assim, as tensões na escora próximo ao pilar e próximo à estaca podem ser determinadas segundo a equação 68, devendo tais tensões estarem limitadas à f_{cd} .

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,20\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 43,17^\circ)^2} = 0,43\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,59\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 43,17^\circ)^2} = 1,26\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

5.3.4 Dimensionamento da Armadura Principal

Após garantir a segurança da região nodal formado pelas bielas, pode-se determinar a força de tração no tirante e então a área de aço necessária para resistir a tal esforço, seguindo as mesmas orientações dadas por Santos; Stucchi (2015), conforme as equações 62 e 63.

$$f_{sd} = (300kN \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \cotg 43,17^\circ = 537,27kN$$

$$A_s = \frac{537,27kN}{43,48kN/cm^2} = 12,36cm^2 \therefore (7\emptyset 16mm = 14,00cm^2)$$

5.3.5 Dimensionamento da Armadura Secundária

Inicialmente, deve-se determinar a largura dos nós próximo ao pilar e próximo à estaca para obter a média entre tais valores, como mostrado na Figura 19.

$$a_{bie}^{pil} = \frac{(40cm + 2 \cdot 23,10cm \cdot \cotg 43,17^\circ)}{2} \cdot \sen 43,17^\circ = 30,53cm$$

$$a_{bie}^{est} = (23cm + 2 \cdot 5cm) \cdot \sen 43,17^\circ = 22,58cm$$

$$a_{bie} = \frac{30,53cm + 22,58cm}{2} = 26,56cm$$

A força na biela pode ser determinada em função da inclinação da escora, utilizando a lei dos senos para se obter a força na escora através da reação da estaca, e então pode-se determinar a força transversal da escora utilizando a equação 78.

$$C_{wd} = \frac{504kN}{\sen 43,17^\circ} = 736,66kN$$

$$F_{wd} = 0,25 \cdot 736,66kN \cdot \left(1 - 1,4 \cdot \frac{26,56cm}{35cm - 0,5 \cdot 23,10cm} \cdot \sen 43,17^\circ\right) = -15,63kN$$

Devido o valor resultante da força de tração transversal na escora, pode-se concluir que não haverá risco de fendilhamento da escora, podendo-se adotar uma armadura mínima por razões de segurança.

$$A_{s,vertical} = (\emptyset 6,3mm \ c/30 = 1,05cm^2)$$

$$A_{s,horizontal} = (\emptyset 6,3mm \ c/30 = 1,05cm^2)$$

5.3.6 Verificação da Ancoragem da Armadura

Adotando-se situação de boa aderência, barras nervuradas e cobrimento no plano normal ao do gancho, e comprimento da face externa da estaca até a face do bloco de 21cm, determina-se se a ancoragem pode ser feita com segurança.

$$l_b = \frac{1,6cm \cdot 435MPa}{4 \cdot 3,26MPa} = 53,37cm$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 53,37cm \cdot \frac{12,36cm^2}{14,00cm^2} = 33,00cm$$

$$l_{b,disp} = 21cm + 23cm - (3 \cdot 1,6cm) = 39,20cm$$

\therefore ancoragem garantida

5.3.7 Detalhamento do Bloco sobre Estacas

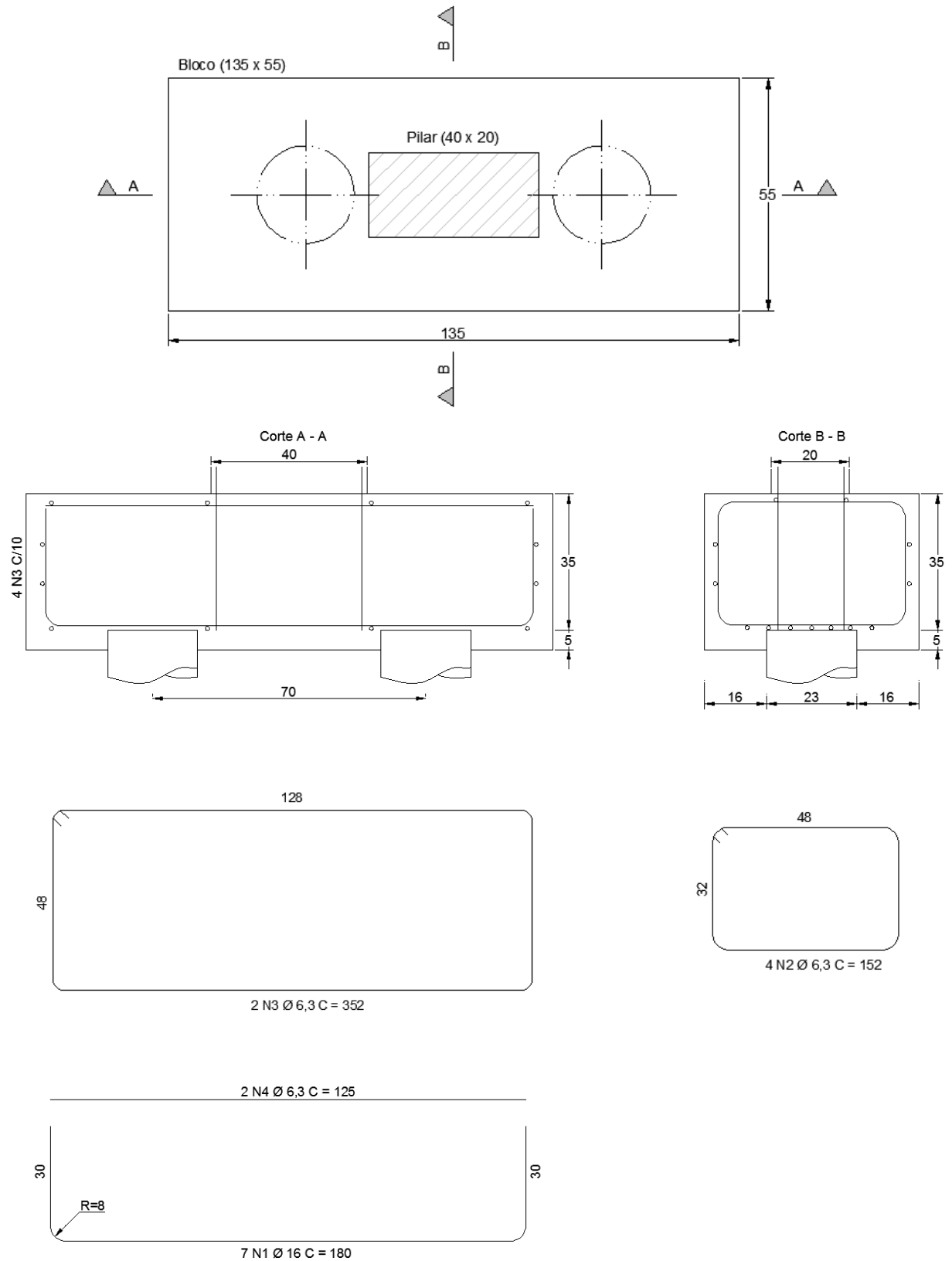


Figura 32 Detalhamento do bloco sobre duas estacas

Fonte: (Elaborado pelo autor)

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para que seja analisado os resultados obtidos através das metodologias supracitadas, foi estabelecido 4 conjuntos de blocos com características geométricas distintas. Em todos os conjuntos foi feita uma relação proporcional para o aumento do carregamento axial do pilar em função das dimensões do pilar, desse modo obtendo uma tensão característica na base do pilar de $0,80KN/cm^2$.

Em todos os dimensionamentos foram respeitados os valores limites das tensões indicadas pelos autores, assim como os intervalos indicados para a inclinação das escoras.

Para o dimensionamento segundo Fusco (2013) foi realizado o dimensionamento para as taxas da armadura longitudinal do pilar de 1%, 2% e 3%, afim de analisar as diferenças existentes nos resultados quando alteradas.

Neste capítulo apresenta-se uma planilha com os resultados obtidos do dimensionamento para a área de aço da armadura principal, a inclinação da escora, as tensões da escora próximo ao pilar e próximo à estaca e a profundidade da região nodal junto ao pilar. Em seguida apresenta-se uma análise gráfica destes resultados de forma a ilustrar a proporção das diferenças obtidas.

Tabela 1 Características geométricas dos blocos

Grupos	Pilar (cm) – Nk (KN)	Estaca (cm)	Altura útil (cm)	Afastamento entre eixo de estacas (cm)	Concreto
A1	25x25 - 500	φ23	30	60	C30
A2	50x25 - 1000	φ32	45	90	C30
A3	75x25 - 1500	φ38	55	115	C30
A4	100x25 - 2000	φ48	75	155	C30

Fonte: (Elaborado pelo autor)

Tabela 2 Resultados obtidos para o conjunto 1

BLOCO A1					
ANÁLISE	BLÉVOT	IBRACON	FUSCO		
			1%	2%	3%
Área de aço (cm ²)	7,33	9,17	10,04	10,57	11,13
Inclinação da biela (°)	51,63	46,50	43,91	42,41	40,97
Tensão da biela/pilar (KN/cm ²)	1,82	1,46	0,53	0,47	0,43
Tensão da biela/estaca (KN/cm ²)	1,37	0,93	1,02	1,08	1,14
Profundidade do nó CCC	0,00	9,95	14,28	16,61	18,76

Fonte: (Elaborado pelo autor)

Tabela 3 Resultados obtidos para o conjunto 2

BLOCO A2					
ANÁLISE	BLÉVOT	IBRACON	FUSCO		
			1%	2%	3%
Área de aço (cm ²)	13,37	17,75	19,16	20,43	21,75
Inclinação da biela (°)	54,16	47,42	45,24	43,41	41,61
Tensão da biela/pilar (KN/cm ²)	1,70	1,45	0,51	0,45	0,42
Tensão da biela/estaca (KN/cm ²)	1,32	1,12	1,20	1,28	1,37
Profundidade do nó CCC	0,00	19,26	24,46	28,52	32,27

Fonte: (Elaborado pelo autor)

Tabela 4 Resultados obtidos para o conjunto 3

BLOCO A3					
ANÁLISE	BLÉVOT	IBRACON	FUSCO		
			1%	2%	3%
Área de aço (cm ²)	19,56	28,34	29,08	31,34	33,77
Inclinação da biela (°)	54,83	45,64	44,90	42,76	40,64
Tensão da biela/pilar (KN/cm ²)	1,68	1,46	0,51	0,46	0,51
Tensão da biela/estaca (KN/cm ²)	1,39	1,36	1,40	1,51	1,40
Profundidade do nó CCC	0,00	30,75	32,78	38,34	32,78

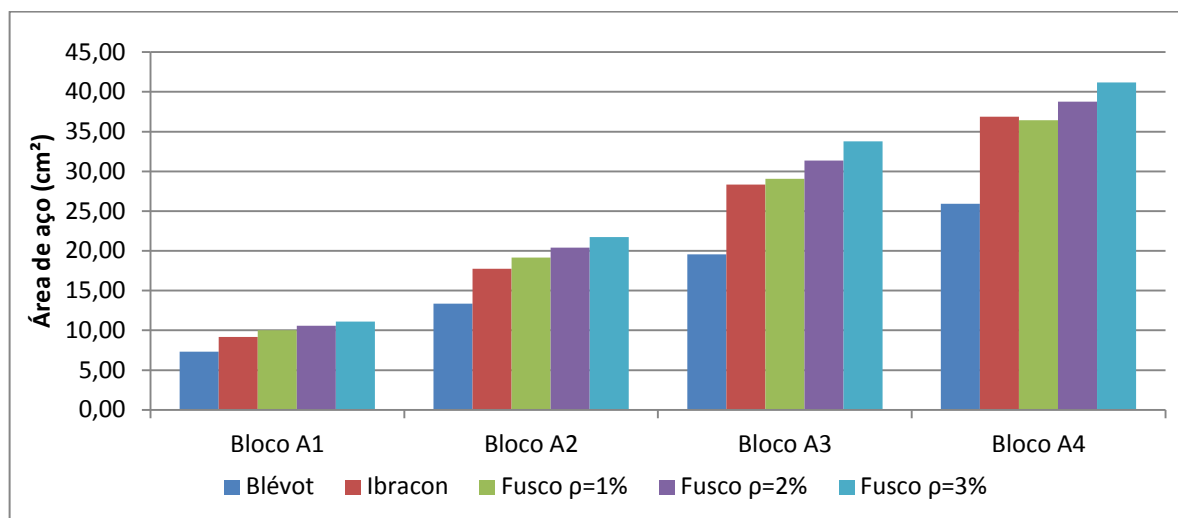
Fonte: (Elaborado pelo autor)

Tabela 5 Resultados obtidos para o conjunto 4

BLOCO A4					
ANÁLISE	BLÉVOT	IBRACON	FUSCO		
			1%	2%	3%
Área de aço (cm ²)	25,91	36,89	36,43	38,76	41,20
Inclinação da biela (°)	55,01	46,32	46,69	44,91	43,16
Tensão da biela/pilar (KN/cm ²)	1,67	1,46	0,48	0,43	0,39
Tensão da biela/estaca (KN/cm ²)	1,15	1,22	1,20	1,28	1,36
Profundidade do nó CCC	0,00	40,03	38,63	45,32	51,53

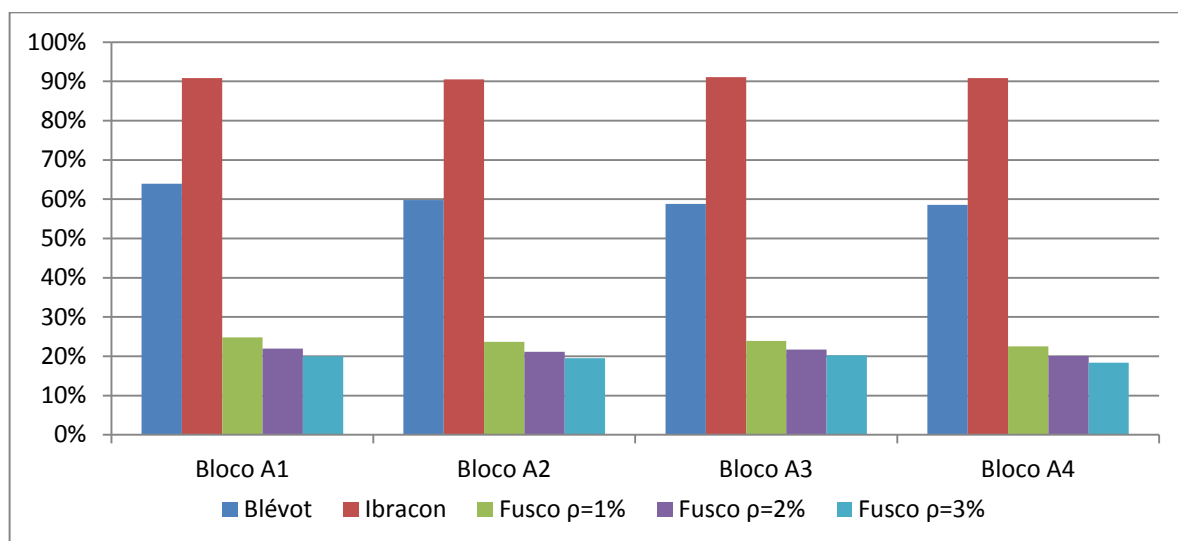
Fonte: (Elaborado pelo autor)

Gráfico 1 Análise comparativo da área de aço do tirante



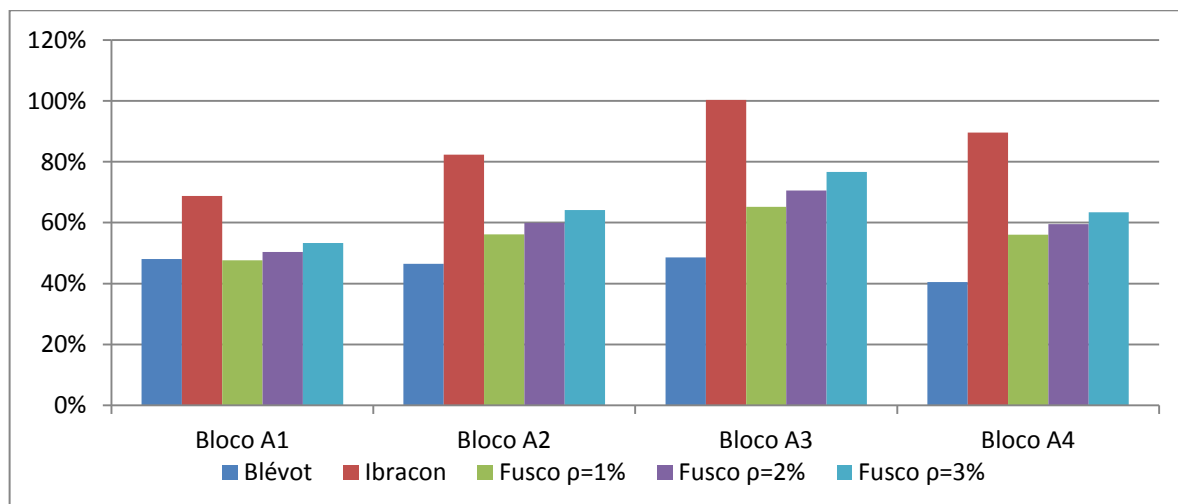
Fonte: (Elaborado pelo autor)

Gráfico 2 Análise comparativo da tensão atuante/limite – Nó CCC



Fonte: (Elaborado pelo autor)

Gráfico 3 Análise comparativo da tensão atuante/limite – Nó CCT



Fonte: (Elaborado pelo autor)

Conforme as diretrizes propostas por Santos; Stucchi (2015), analisando a equação 50 para cálculo da profundidade da região nodal, nota-se que tal profundidade é proporcional com o carregamento do pilar e a projeção do ponto de aplicação da carga, dessa forma, com o aumento do carregamento do pilar ocorre o aumento da profundidade do nó, enquanto que Fusco (2013) considera tal profundidade da região nodal como sendo o comprimento necessário para o pilar transmitir o esforço através da armadura, sendo que para maiores taxas de armadura do pilar, o comprimento necessário para transmitir tais esforços são maiores. Analisando os resultados obtidos nas tabelas 3 a 6, nota-se que com o aumento da razão das dimensões do pilar, o método proposto por Fusco (2013) obteve maiores profundidades da região nodal. Considerando esta profundidade do nó CCC, a escora em relação a horizontal, fica com inclinações menores quando comparadas ao método proposto por Blévo, onde a biela de compressão inicia-se logo abaixo do pilar.

Assim, analisando as equações 35 e 62 para força de tração no tirante, pode-se observar que tal força é inversamente proporcional à inclinação da escora, com isso, o método proposto por Fusco (2013) obteve os maiores resultados para área de aço da armadura principal.

Devido à profundidade da região nodal, forma-se logo abaixo do pilar uma região ampliada, como mostra a Figura 20, onde as tensões verticais do pilar são dissipadas ao longo desta profundidade. Santos; Stucchi (2015) propõe que haja uma ampliação desta região na direção da maior dimensão do pilar, para blocos sobre duas estacas, em função da análise ser feita em um plano bidimensional, enquanto que Fusco (2013) considera uma região ampliada nas duas direções por se tratar de uma região que recebe os esforços transmitidos pela armadura do pilar, havendo uma redução das tensões verticais.

Analisando as equações 58 e 67, observa-se que a tensão nas escoras ocorre em função dessas tensões verticais aplicadas na área transversal da escora inclinada, com isso, através do método proposto por Fusco (2013), pode-se obter regiões ampliadas maiores, diminuindo assim a tensão na escora consideravelmente quando comparado ao método proposto por Santos; Stucchi (2015) e principalmente o método proposto por Blévo (1967), na qual não há consideração de tal região ampliada por não haver uma formação de região nodal abaixo do pilar.

Neste mesmo princípio, para tensão da escora próximo à estaca, devido à região ampliada formada, a tendência seria de tensões menores, porém tal ampliação é relativamente menor quando comparada à ampliação formada próximo ao pilar. Em função do método proposto por Blévoit (1967) obter uma inclinação maior da escora, e essa inclinação ser inversamente proporcional à tensão da escora, mesmo sem considerar uma região ampliada próximo à estaca, os valores da tensão da escora são considerados próximos comparados aos demais métodos.

Utilizando os resultados obtidos para o conjunto de bloco A2, foi feito um modelo visual para análise da inclinação da escora e dimensão da região nodal, como apresenta a Figura 33.

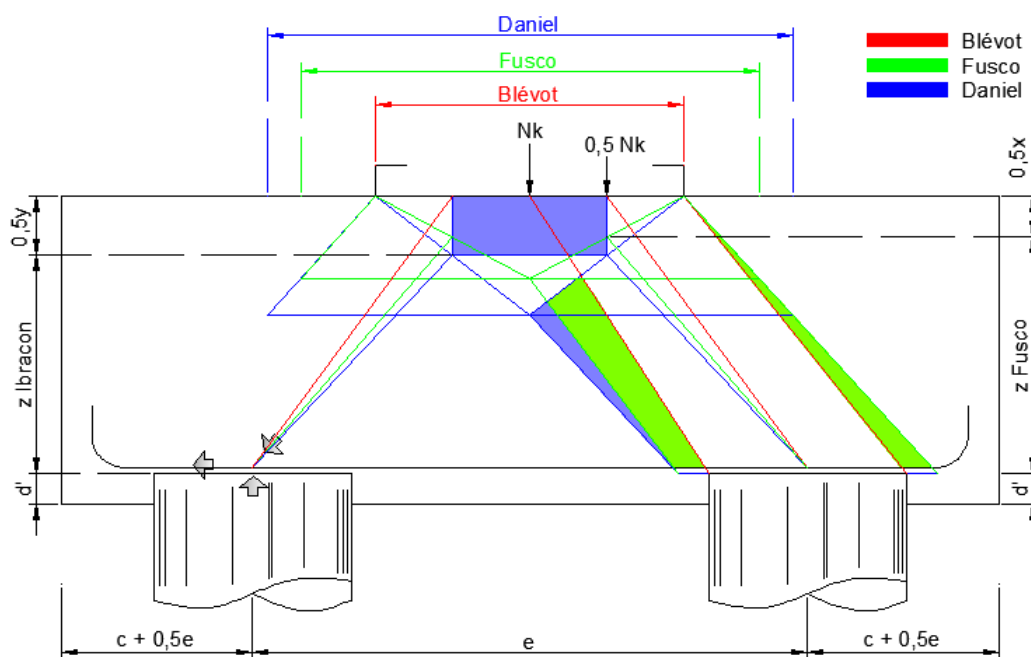


Figura 33 Modelo visual comparativo

Fonte: (Elaborado pelo autor)

7 CONCLUSÃO

O objetivo deste trabalho era a análise comparativa dos procedimentos e resultados para o dimensionamento de blocos sobre duas estacas seguindo as diretrizes propostas por três autores, comparando o modelo proposto atual segundo a norma revisada 6118:2014 e os modelos utilizados antes desta atualização.

Assim, a atualização da norma inviabiliza a utilização do método proposto por Blévoit (1967), devido à ausência da verificação das regiões nodais formadas.

A concepção proposta na metodologia utilizada por Fusco (2013) apresentou-se coerente e similar ao método proposto por Santos; Stucchi (2015), sendo diferenciado apenas pela forma de concepção da região nodal superior, próximo ao pilar. Tal metodologia pode ser utilizada através de adaptações ao modelo.

Sugere-se à trabalhos futuros a comparação dos modelos propostos por Fusco (2013) e Santos; Stucchi (2015) a blocos sobre "n" número de estacas, relacionando os resultados obtidos à ensaios experimentais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, Paulo S. dos S. **Blocos de fundação**. Faculdade de Engenharia, Unesp, Campus De Bauru/SP. v. 78, 2013.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. British Standards Institution, 2004.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP model code 1990: design code**. Telford, 1993.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. 2006. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

FUSCO, Péricles B. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1986.

FUSCO, Péricles B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 2 ed. São Paulo: Pini, 2013.

IBRACON. **ABNT NBR 6118:2014: Comentários e Exemplos de Aplicação**. 2015.

LOPES, Guilherme Martins. **Dimensionamento e detalhamento de blocos de fundação para pilares de seções compostas**. 2011. Tese de Doutorado. Universidade Federal de São Carlos.

OLIVEIRA, Letícia M. de. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2009. 151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

SANTOS, Daniel M; STUCCHI, Fernando R. **Dimensionamento de consolos de concreto com o auxílio de modelos de bielas e tirantes.**

SCHLAICH, Jorg; SCHAFER, Kurt. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. **The Structural Engineer.** v. 69, 1991, p. 113-25.

SCHLAICH, Jorg; SCHAFER, Kurt; JENNEWEIN, Mattias. Toward a Consistent Design of Structural Concrete. **PCI Journal.** 1987, p. 74-150.

SOUZA, Rafael A. de. **Concreto estrutural: Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades.** 2004. 442f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS UTILIZADOS NA COMPARAÇÃO

A-1 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO BLÉVOT (1967)

A-1.1 Bloco A1

Dimensionamento Geométrico

$$0,42 \left(60\text{cm} - \frac{25\text{cm}}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(60\text{cm} - \frac{25\text{cm}}{2} \right)$$

$$19,95\text{cm} \leq d \leq 33,92\text{cm} \therefore d = 30\text{cm} \text{ (adotado)}$$

$$\arctg \alpha = \frac{30\text{cm}}{0,5 \cdot 60\text{cm} - 0,25 \cdot 25\text{cm}} = 51,63^\circ$$

Forças nas bielas

$$R_s = \frac{500\text{kN} \cdot 1,40}{8} \cdot \frac{(2 \cdot 60\text{cm} - 25\text{cm})}{30\text{cm}} = 277,08\text{kN}$$

$$R_c = \frac{500\text{kN} \cdot 1,40}{2 \cdot \text{sen } 51,63^\circ} = 446,42\text{kN}$$

Verificação das tensões das bielas

$$A_{b,pil} = \frac{(25\text{cm} \cdot 25\text{cm})}{2} \cdot \text{sen } 51,63^\circ = 245,01\text{cm}^2$$

$$A_{b,est} = \frac{\pi \cdot (23\text{cm})^2}{4} \cdot \text{sen } 51,63^\circ = 325,74\text{cm}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar}^{biela} = \frac{446,42\text{kN}}{245,01\text{cm}^2} = 1,82\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,estaca}^{biela} = \frac{446,42\text{kN}}{325,74\text{cm}^2} = 1,37\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,lim} = 1,40 \cdot 0,95 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,40} = 2,85\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$A_s = \frac{277,08\text{kN} \cdot 1,15}{43,48\text{kN/cm}^2} = 7,33\text{cm}^2 \therefore (3\phi 20\text{mm})$$

A-1.2 Bloco A2

Dimensionamento Geométrico

$$0,42 \left(90\text{cm} - \frac{50\text{cm}}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(90\text{cm} - \frac{50\text{cm}}{2} \right)$$

$$27,30\text{cm} \leq d \leq 46,41\text{cm} \therefore d = 45\text{cm} \text{ (adotado)}$$

$$\arctg \alpha = \frac{45\text{cm}}{0,5 \cdot 90\text{cm} - 0,25 \cdot 50\text{cm}} = 54,16^\circ$$

Forças nas bielas

$$R_s = \frac{1000\text{kN} \cdot 1,40}{8} \cdot \frac{(2 \cdot 90\text{cm} - 50\text{cm})}{45\text{cm}} = 505,56\text{kN}$$

$$R_c = \frac{1000\text{kN} \cdot 1,40}{2 \cdot \text{sen } 54,16^\circ} = 863,50\text{kN}$$

Verificação das tensões das bielas

$$A_{b,pil} = \frac{(50\text{cm} \cdot 25\text{cm})}{2} \cdot \text{sen } 54,16^\circ = 506,66\text{cm}^2$$

$$A_{b,est} = \frac{\pi \cdot (32\text{cm})^2}{4} \cdot \text{sen } 54,16^\circ = 651,97\text{cm}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar}^{biela} = \frac{863,50\text{kN}}{506,66\text{cm}^2} = 1,70\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,estaca}^{biela} = \frac{863,50\text{kN}}{651,97\text{cm}^2} = 1,32\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,lim} = 1,40 \cdot 0,95 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,40} = 2,85\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$A_s = \frac{505,56\text{kN} \cdot 1,15}{43,48\text{kN/cm}^2} = 13,37\text{cm}^2 \therefore (5\varphi 20\text{mm})$$

A-1.3 Bloco A3

Dimensionamento Geométrico

$$0,42 \left(115\text{cm} - \frac{75\text{cm}}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(115\text{cm} - \frac{75\text{cm}}{2} \right)$$

$$32,55\text{cm} \leq d \leq 55,34\text{cm} \therefore d = 55\text{cm} \text{ (adotado)}$$

$$\arctg \alpha = \frac{55\text{cm}}{0,5 \cdot 115\text{cm} - 0,25 \cdot 75\text{cm}} = 54,83^\circ$$

Forças nas bielas

$$R_s = \frac{1500\text{kN} \cdot 1,40}{8} \cdot \frac{(2 \cdot 115\text{cm} - 75\text{cm})}{55\text{cm}} = 739,77\text{kN}$$

$$R_c = \frac{1500\text{kN} \cdot 1,40}{2 \cdot \text{sen } 54,83^\circ} = 1284,49\text{kN}$$

Verificação das tensões das bielas

$$A_{b,pil} = \frac{(75\text{cm} \cdot 25\text{cm})}{2} \cdot \text{sen } 54,83^\circ = 766,36\text{cm}^2$$

$$A_{b,est} = \frac{\pi \cdot (38\text{cm})^2}{4} \cdot \text{sen } 54,83^\circ = 927,08\text{cm}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar}^{biela} = \frac{1284,49\text{kN}}{766,36\text{cm}^2} = 1,68\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,estaca}^{biela} = \frac{1284,49\text{kN}}{927,08\text{cm}^2} = 1,39\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,lim} = 1,40 \cdot 0,95 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,40} = 2,85\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$A_s = \frac{739,77\text{kN} \cdot 1,15}{43,48\text{kN/cm}^2} = 19,56\text{cm}^2 \therefore (7\varphi 20\text{mm})$$

A-1.4 Bloco A4

Dimensionamento Geométrico

$$0,42 \left(155\text{cm} - \frac{100\text{cm}}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(155\text{cm} - \frac{100\text{cm}}{2} \right)$$

$$44,10\text{cm} \leq d \leq 75,00\text{cm} \therefore d = 75\text{cm} \text{ (adotado)}$$

$$\arctg \alpha = \frac{75\text{cm}}{0,5 \cdot 155\text{cm} - 0,25 \cdot 100\text{cm}} = 55^\circ$$

Forças nas bielas

$$R_s = \frac{2000\text{kN} \cdot 1,40}{8} \cdot \frac{(2 \cdot 155\text{cm} - 100\text{cm})}{75\text{cm}} = 980,00\text{kN}$$

$$R_c = \frac{2000\text{kN} \cdot 1,40}{2 \cdot \text{sen } 55^\circ} = 1709,08\text{kN}$$

Verificação das tensões das bielas

$$A_{b,pil} = \frac{(100\text{cm} \cdot 25\text{cm})}{2} \cdot \text{sen } 55^\circ = 1023,94\text{cm}^2$$

$$A_{b,est} = \frac{\pi \cdot (48\text{cm})^2}{4} \cdot \text{sen } 55^\circ = 1482,30\text{cm}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar}^{biela} = \frac{1709,08\text{kN}}{1023,94\text{cm}^2} = 1,67\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,estaca}^{biela} = \frac{1709,08\text{kN}}{1482,30\text{cm}^2} = 1,15\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,lim} = 1,40 \cdot 0,95 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,40} = 2,85\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$A_s = \frac{980,00\text{kN} \cdot 1,15}{43,48\text{kN/cm}^2} = 25,91\text{cm}^2 \therefore (9\varphi 20\text{mm})$$

A-2 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO SANTOS; STUCCHI (2015)

A-2.1 Bloco A1

Dimensionamento Geométrico

$$R_d = 0,5 \cdot (500kN \cdot 1,40 \cdot 1,20) = 420kN$$

$$L_{proj} = 0,5 \cdot 60cm - 0,25 \cdot 25cm = 23,75cm$$

$$\sigma_{ccc} = f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(\frac{1 - 30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,60kN/cm^2$$

$$y = 30cm - \sqrt{\left((30cm)^2 - \frac{2 \cdot 420kN \cdot 23,75cm}{25cm \cdot 1,60kN/cm^2} \right)} = 9,95cm$$

$$\arctg\theta = \frac{30cm - 0,5 \cdot 9,95cm}{23,75cm} = 46,50^\circ$$

Verificação das tensões das bielas

$$A_{amp,est} = \frac{\pi \cdot (23cm + 2 \cdot 5cm)^2}{4} = 855,30cm^2$$

$$A_{amp,pil} = 25cm \cdot (25cm + 2 \cdot 9,95cm \cdot \cotg 46,50^\circ) = 1097,11cm^2$$

$$A_{b,pil} = \text{sen } 46,50^\circ \cdot 1097,11cm^2 = 795,82cm^2$$

$$A_{b,est} = \text{sen } 46,50^\circ \cdot 855,30cm^2 = 620,41cm^2$$

$$\sigma_{pil}^{bie} = \frac{(500kN \cdot 1,40 \cdot 1,20)}{\text{sen } 46,50^\circ \cdot 795,82cm^2} = 1,46kN/cm^2$$

$$\sigma_{est}^{bie} = \frac{420kN}{\text{sen } 46,50^\circ \cdot 620,41cm^2} = 0,93kN/cm^2$$

$$f_{cd1} = f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(\frac{1 - 30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,60kN/cm^2$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \left(1 - \frac{30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = \frac{1,36kN}{cm^2}$$

\therefore Tensões aprovadas

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = 420kN \cdot \cotg 46,50^\circ = 398,57kN$$

$$A_s = \frac{398,57kN}{43,50kN/cm^2} = 9,17cm^2 \therefore (3\phi 20mm)$$

A-2.2 Bloco A2

Dimensionamento Geométrico

$$R_d = 0,5 \cdot (1000kN \cdot 1,40 \cdot 1,20) = 840kN$$

$$L_{proj} = 0,5 \cdot 90cm - 0,25 \cdot 50cm = 32,50cm$$

$$\sigma_{ccc} = f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(\frac{1 - 30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,60kN/cm^2$$

$$y = 45cm - \sqrt{\left((45cm)^2 - \frac{2 \cdot 840kN \cdot 32,50cm}{25cm \cdot 1,60kN/cm^2} \right)} = 19,26cm$$

$$\arctg\theta = \frac{45cm - 0,5 \cdot 19,26cm}{32,50cm} = 47,42^\circ$$

Verificação das tensões das bielas

$$A_{amp,est} = \frac{\pi \cdot (32cm + 2 \cdot 5cm)^2}{4} = 1385,44cm^2$$

$$A_{amp,pil} = 25cm \cdot (50cm + 2 \cdot 19,26cm \cdot \cotg 47,42^\circ) = 2134,90cm^2$$

$$A_{b,pil} = \text{sen } 47,42^\circ \cdot 2134,90cm^2 = 1572,00cm^2$$

$$A_{b,est} = \text{sen } 47,42^\circ \cdot 1385,44cm^2 = 1020,15cm^2$$

$$\sigma_{pil}^{bie} = \frac{(1000kN \cdot 1,40 \cdot 1,20)}{\text{sen } 47,42^\circ \cdot 1572,00cm^2} = 1,45kN/cm^2$$

$$\sigma_{est}^{bie} = \frac{840kN}{\text{sen } 47,42^\circ \cdot 1020,15cm^2} = 1,12kN/cm^2$$

$$f_{cd1} = f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(\frac{1 - 30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,60kN/cm^2$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \left(1 - \frac{30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = \frac{1,36kN}{cm^2}$$

\therefore Tensões aprovadas

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = 840kN \cdot \cotg 47,42^\circ = 771,88kN$$

$$A_s = \frac{771,88kN}{43,50kN/cm^2} = 17,75cm^2 \therefore (6\phi 20mm)$$

A-2.3 Bloco A3

Dimensionamento Geométrico

$$R_d = 0,5 \cdot (1500kN \cdot 1,40 \cdot 1,20) = 1260kN$$

$$L_{proj} = 0,5 \cdot 115cm - 0,25 \cdot 75cm = 38,75cm$$

$$\sigma_{ccc} = f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(\frac{1 - 30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,60kN/cm^2$$

$$y = 55cm - \sqrt{\left((55cm)^2 - \frac{2 \cdot 1260kN \cdot 38,75cm}{25cm \cdot 1,60kN/cm^2} \right)} = 30,75cm$$

$$\arctg\theta = \frac{55cm - 0,5 \cdot 30,75cm}{38,75cm} = 45,64^\circ$$

Verificação das tensões das bielas

$$A_{amp,est} = \frac{\pi \cdot (38cm + 2 \cdot 5cm)^2}{4} = 1809,56cm^2$$

$$A_{amp,pil} = 25cm \cdot (75cm + 2 \cdot 30,75cm \cdot \cotg 45,64^\circ) = 3378,53cm^2$$

$$A_{b,pil} = \text{sen } 45,64^\circ \cdot 3378,53cm^2 = 2415,52cm^2$$

$$A_{b,est} = \text{sen } 45,64^\circ \cdot 1809,56cm^2 = 1293,76cm^2$$

$$\sigma_{pil}^{bie} = \frac{(1500kN \cdot 1,40 \cdot 1,20)}{\text{sen } 45,64^\circ \cdot 2415,52cm^2} = 1,46kN/cm^2$$

$$\sigma_{est}^{bie} = \frac{1260kN}{\text{sen } 45,64^\circ \cdot 1293,76cm^2} = 1,36kN/cm^2$$

$$f_{cd1} = f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(\frac{1 - 30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,60kN/cm^2$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \left(1 - \frac{30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = \frac{1,36kN}{cm^2}$$

\therefore Tensões aprovadas

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = 1260kN \cdot \cotg 45,64^\circ = 1232,16kN$$

$$A_s = \frac{1232,16kN}{43,50kN/cm^2} = 28,34cm^2 \therefore (6\phi 25mm)$$

A-2.4 Bloco A4

Dimensionamento Geométrico

$$R_d = 0,5 \cdot (2000kN \cdot 1,40 \cdot 1,20) = 1680kN$$

$$L_{proj} = 0,5 \cdot 155cm - 0,25 \cdot 100cm = 52,50cm$$

$$\sigma_{ccc} = f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(\frac{1 - 30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,60kN/cm^2$$

$$y = 75cm - \sqrt{\left((75cm)^2 - \frac{2 \cdot 1680kN \cdot 52,50cm}{25cm \cdot 1,60kN/cm^2} \right)} = 40,03$$

$$\arctg\theta = \frac{75cm - 0,5 \cdot 40,03cm}{52,50cm} = 46,32^\circ$$

Verificação das tensões das bielas

$$A_{amp,est} = \frac{\pi \cdot (48cm + 2 \cdot 5cm)^2}{4} = 2642,08cm^2$$

$$A_{amp,pil} = 25cm \cdot (100cm + 2 \cdot 40,03cm \cdot \cotg 46,32^\circ) = 4411,34cm^2$$

$$A_{b,pil} = \text{sen } 46,32^\circ \cdot 4411,34cm^2 = 3190,32cm^2$$

$$A_{b,est} = \text{sen } 46,32^\circ \cdot 2642,08cm^2 = 1910,77cm^2$$

$$\sigma_{pil}^{bie} = \frac{(2000kN \cdot 1,40 \cdot 1,20)}{\text{sen } 46,32^\circ \cdot 3190,32cm^2} = 1,46kN/cm^2$$

$$\sigma_{est}^{bie} = \frac{1680kN}{\text{sen } 46,32^\circ \cdot 1910,77cm^2} = 1,22kN/cm^2$$

$$f_{cd1} = f_{cd1} = 0,85 \cdot \left(\frac{1 - 30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,60kN/cm^2$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \left(1 - \frac{30MPa}{250} \right) \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = \frac{1,36kN}{cm^2}$$

∴ Tensões aprovadas

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = 1680kN \cdot \cotg 46,32^\circ = 1604,32kN$$

$$A_s = \frac{1604,32kN}{43,50kN/cm^2} = 36,89cm^2 \therefore (8\varphi 25mm)$$

A-3 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO FUSCO (2013)

A-3.1.1 Bloco A1 para $\rho = 1\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 840kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (25cm \cdot 25cm) + 0,01 \cdot (25cm \cdot 25cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 1410,14kN \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \quad \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{840kN}{(25cm \cdot 25cm)} = 1,34kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \quad \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (60cm + 33cm - 25cm)}{30cm} = 48,58^\circ$$

$$\frac{x}{25cm} = \frac{\left(1 + \frac{25cm}{25cm}\right)}{4 \cdot \operatorname{tg} 48,58^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{25cm}{25cm} \cdot \left(1 - \frac{0,01 \cdot 43,48kN/cm^2}{0,20 \cdot 2,14kN/cm^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{25cm}{25cm}\right)^2}} \right]$$

$$x = 14,28cm$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \operatorname{tg} 48,58^\circ \cdot 14,28cm = 16,18cm$$

$$A_{c,amp} = (25cm + 2 \cdot 16,18cm) \cdot (25cm + 2 \cdot 16,18cm) = 3290,17cm^2$$

$$\arctg \theta = \frac{30cm - 0,5 \cdot 14,28cm}{0,5 \cdot 60cm - 0,25 \cdot 25cm} = 43,91^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielas

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{3290,17cm^2} = 0,26kN/cm^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{250kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (33cm)^2}{4}} = 0,49kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,26kN/cm^2}{(\text{sen } 43,91^\circ)^2} = 0,53kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,49kN/cm^2}{(\text{sen } 43,91^\circ)^2} = 1,02kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (250kN \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \cotg 43,91^\circ = 436,29kN$$

$$A_s = \frac{436,29kN}{43,48kN/cm^2} = 10,04cm^2 \therefore (4\emptyset 20mm)$$

A-3.1.2 Bloco A1 para $\rho = 2\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 840kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (25cm \cdot 25cm) + 0,02 \cdot (25cm \cdot 25cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 1681,89kN \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{840kN}{(25cm \cdot 25cm)} = 1,34kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (60cm + 33cm - 25cm)}{30cm} = 48,58^\circ$$

$$\frac{x}{25cm} = \frac{\left(1 + \frac{25cm}{25cm}\right)}{4 \cdot \text{tg } 48,58^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{25cm}{25cm} \cdot \left(1 - \frac{0,02 \cdot 43,48kN/cm^2}{0,20 \cdot 2,14kN/cm^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{25cm}{25cm}\right)^2}} \right]$$

$$x = 16,61cm$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = tg 48,58^\circ \cdot 16,61cm = 18,82cm$$

$$A_{c,amp} = (25cm + 2 \cdot 18,82cm) \cdot (25cm + 2 \cdot 18,82cm) = 3923,77cm^2$$

$$arctg \theta = \frac{30cm - 0,5 \cdot 16,61cm}{0,5 \cdot 60cm - 0,25 \cdot 25cm} = 42,41^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielas

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{3923,77cm^2} = 0,21kN/cm^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{250kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (33cm)^2}{4}} = 0,49kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,21kN/cm^2}{(\sen 42,41^\circ)^2} = 0,47kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,49kN/cm^2}{(\sen 42,41^\circ)^2} = 1,08kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (250kN \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \cotg 42,41^\circ = 459,80kN$$

$$A_s = \frac{459,80kN}{43,48kN/cm^2} = 10,57cm^2 \therefore (4\emptyset 20mm)$$

A-3.1.3 Bloco A1 para $\rho = 3\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 840kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (25cm \cdot 25cm) + 0,03 \cdot (25cm \cdot 25cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 1953,64kN \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{840kN}{(25cm \cdot 25cm)} = 1,34kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (60\text{cm} + 33\text{cm} - 25\text{cm})}{30\text{cm}} = 48,58^\circ$$

$$\frac{x}{25\text{cm}} = \frac{\left(1 + \frac{25\text{cm}}{25\text{cm}}\right)}{4 \cdot \text{tg } 48,58^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{25\text{cm}}{25\text{cm}} \cdot \left(1 - \frac{0,03 \cdot 43,48\text{kN/cm}^2}{0,20 \cdot 2,14\text{kN/cm}^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{25\text{cm}}{25\text{cm}}\right)^2}} \right]$$

$$x = 18,76\text{cm}$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \text{tg } 48,58^\circ \cdot 18,76\text{cm} = 21,26\text{cm}$$

$$A_{c,amp} = (25\text{cm} + 2 \cdot 21,26\text{cm}) \cdot (25\text{cm} + 2 \cdot 21,26\text{cm}) = 4558,95\text{cm}^2$$

$$\arctg \theta = \frac{30\text{cm} - 0,5 \cdot 18,76\text{cm}}{0,5 \cdot 60\text{cm} - 0,25 \cdot 25\text{cm}} = 40,97^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielas

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{500\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{4558,95\text{cm}^2} = 0,18\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{250\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (33\text{cm})^2}{4}} = 0,49\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,18\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 40,96^\circ)^2} = 0,43\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,49\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 40,96^\circ)^2} = 1,14\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (250\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \text{cotg } 40,96^\circ = 483,84\text{kN}$$

$$A_s = \frac{483,84\text{kN}}{43,48\text{kN/cm}^2} = 11,13\text{cm}^2 \therefore (4\emptyset 20\text{mm})$$

A-3.2.1 Bloco A2 para $\rho = 1\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 1000kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 1680kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (50cm \cdot 25cm) + 0,01 \cdot (50cm \cdot 25cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 2820,29kN \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \quad \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{1680kN}{(50cm \cdot 25cm)} = 1,34kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \quad \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (90cm + 42cm - 50cm)}{45cm} = 42,34^\circ$$

$$\frac{x}{25cm} = \frac{\left(1 + \frac{50cm}{25cm}\right)}{4 \cdot \operatorname{tg} 42,34^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{50cm}{25cm} \cdot \left(1 - \frac{0,01 \cdot 43,48kN/cm^2}{0,20 \cdot 2,14kN/cm^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{50cm}{25cm}\right)^2}} \right]$$

$$x = 24,46cm$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \operatorname{tg} 42,34^\circ \cdot 24,46cm = 22,29cm$$

$$A_{c,amp} = (50cm + 2 \cdot 22,29cm) \cdot (25cm + 2 \cdot 22,29cm) = 6580,67cm^2$$

$$\arctg \theta = \frac{45cm - 0,5 \cdot 24,46cm}{0,5 \cdot 90cm - 0,25 \cdot 50cm} = 45,24^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielās

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{1000kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{6580,67cm^2} = 0,26kN/cm^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (42cm)^2}{4}} = 0,61kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,26kN/cm^2}{(\operatorname{sen} 45,24^\circ)^2} = 0,51kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,61kN/cm^2}{(\text{sen } 45,24^\circ)^2} = 1,20kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \cotg 45,24^\circ = 832,99kN$$

$$A_s = \frac{832,99kN}{43,48kN/cm^2} = 19,16cm^2 \therefore (7\emptyset 20mm)$$

A-3.2.2 Bloco A2 para $\rho = 2\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 1000kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 1680kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (50cm \cdot 25cm) + 0,02 \cdot (50cm \cdot 25cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 3363,79kN \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{1680kN}{(50cm \cdot 25cm)} = 1,34kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (90cm + 42cm - 50cm)}{45cm} = 42,34^\circ$$

$$\frac{x}{25cm} = \frac{\left(1 + \frac{50cm}{25cm}\right)}{4 \cdot \text{tg } 42,34^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{50cm}{25cm} \cdot \left(1 - \frac{0,02 \cdot 43,48kN/cm^2}{0,20 \cdot 2,14kN/cm^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{50cm}{25cm}\right)^2}} \right]$$

$$x = 28,52cm$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \text{tg } 42,34^\circ \cdot 28,52cm = 25,99cm$$

$$A_{c,amp} = (50cm + 2 \cdot 25,99cm) \cdot (25cm + 2 \cdot 25,99cm) = 7848,83cm^2$$

$$\arctg \theta = \frac{45\text{cm} - 0,5 \cdot 28,52\text{cm}}{0,5 \cdot 90\text{cm} - 0,25 \cdot 50\text{cm}} = 43,41^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielãs

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{1000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{7848,83\text{cm}^2} = 0,21\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{500\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (42\text{cm})^2}{4}} = 0,61\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,21\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 43,41^\circ)^2} = 0,45\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,61\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 43,41^\circ)^2} = 1,28\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (500\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \cotg 43,41^\circ = 887,96\text{kN}$$

$$A_s = \frac{887,96\text{kN}}{43,48\text{kN/cm}^2} = 20,43\text{cm}^2 \therefore (7\emptyset 20\text{mm})$$

A-3.2.3 Bloco A2 para $\rho = 3\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 1000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 1680\text{kN}$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,4} \cdot (50\text{cm} \cdot 25\text{cm}) + 0,03 \cdot (50\text{cm} \cdot 25\text{cm}) \cdot 43,48\text{kN/cm}^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 3907,29\text{kN} \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{1680\text{kN}}{(50\text{cm} \cdot 25\text{cm})} = 1,34\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,40} = 1,82\text{kN/cm}^2 \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (90\text{cm} + 42\text{cm} - 50\text{cm})}{45\text{cm}} = 42,34^\circ$$

$$\frac{x}{25\text{cm}} = \frac{\left(1 + \frac{50\text{cm}}{25\text{cm}}\right)}{4 \cdot \text{tg } 42,34^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{50\text{cm}}{25\text{cm}} \cdot \left(1 - \frac{0,03 \cdot 43,48\text{kN/cm}^2}{0,20 \cdot 2,14\text{kN/cm}^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{50\text{cm}}{25\text{cm}}\right)^2}} \right]$$

$$x = 32,27\text{cm}$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \text{tg } 42,34^\circ \cdot 32,27\text{cm} = 29,40\text{cm}$$

$$A_{c,amp} = (50\text{cm} + 2 \cdot 29,40\text{cm}) \cdot (25\text{cm} + 2 \cdot 29,40\text{cm}) = 9117,44\text{cm}^2$$

$$\arctg \theta = \frac{45\text{cm} - 0,5 \cdot 32,27\text{cm}}{0,5 \cdot 90\text{cm} - 0,25 \cdot 50\text{cm}} = 41,61^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielas

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{1000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{9117,44\text{cm}^2} = 0,18\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{500\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (42\text{cm})^2}{4}} = 0,61\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,18\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 41,61^\circ)^2} = 0,42\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,61\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 41,61^\circ)^2} = 1,37\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (500\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \text{cotg } 41,61^\circ = 945,78\text{kN}$$

$$A_s = \frac{945,78\text{kN}}{43,48\text{kN/cm}^2} = 21,75\text{cm}^2 \therefore (7\emptyset 20\text{mm})$$

A-3.3.1 Bloco A3 para $\rho = 1\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 1500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 2520kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (75cm \cdot 25cm) + 0,01 \cdot (75cm \cdot 25cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 4230,43kN \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \quad \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{2520kN}{(75cm \cdot 25cm)} = 1,34kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \quad \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (115cm + 48cm - 75cm)}{55cm} = 38,66^\circ$$

$$\frac{x}{25cm} = \frac{\left(1 + \frac{75cm}{25cm}\right)}{4 \cdot \operatorname{tg} 38,66^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{75cm}{25cm} \cdot \left(1 - \frac{0,01 \cdot 43,48kN/cm^2}{0,20 \cdot 2,14kN/cm^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{75cm}{25cm}\right)^2}} \right]$$

$$x = 32,78cm$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \operatorname{tg} 38,66^\circ \cdot 32,78cm = 26,22cm$$

$$A_{c,amp} = (75cm + 2 \cdot 26,22cm) \cdot (25cm + 2 \cdot 26,22cm) = 9868,95cm^2$$

$$\arctg \theta = \frac{55cm - 0,5 \cdot 32,78cm}{0,5 \cdot 115cm - 0,25 \cdot 75cm} = 44,90^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielās

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{1500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{9868,95cm^2} = 0,26kN/cm^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{750kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (48cm)^2}{4}} = 0,70kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,26kN/cm^2}{(\operatorname{sen} 44,90^\circ)^2} = 0,51kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,70kN/cm^2}{(\text{sen } 44,90^\circ)^2} = 1,40kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (750kN \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \cotg 44,90^\circ = 1264,41kN$$

$$A_s = \frac{1264,41kN}{43,48kN/cm^2} = 29,08cm^2 \therefore (6\emptyset 25mm)$$

A-3.3.2 Bloco A3 para $\rho = 2\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 1500kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 2520kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (75cm \cdot 25cm) + 0,02 \cdot (75cm \cdot 25cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 5045,68kN \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{2520kN}{(75cm \cdot 25cm)} = 1,34kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (115cm + 48cm - 75cm)}{55cm} = 38,66^\circ$$

$$\frac{x}{25cm} = \frac{\left(1 + \frac{75cm}{25cm}\right)}{4 \cdot \text{tg } 38,66^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{75cm}{25cm} \cdot \left(1 - \frac{0,02 \cdot 43,48kN/cm^2}{0,20 \cdot 2,14kN/cm^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{75cm}{25cm}\right)^2}} \right]$$

$$x = 38,34cm$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \text{tg } 38,66^\circ \cdot 38,34cm = 30,67cm$$

$$A_{c,amp} = (75cm + 2 \cdot 30,67cm) \cdot (25cm + 2 \cdot 30,67cm) = 11771,60cm^2$$

$$\arctg \theta = \frac{55\text{cm} - 0,5 \cdot 38,34\text{cm}}{0,5 \cdot 115\text{cm} - 0,25 \cdot 75\text{cm}} = 42,76^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielas

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{1500\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{11771,60\text{cm}^2} = 0,21\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{750\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (48\text{cm})^2}{4}} = 0,70\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,21\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 42,76^\circ)^2} = 0,46\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,70\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 42,76^\circ)^2} = 1,51\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (750\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \cotg 42,76^\circ = 1362,58\text{kN}$$

$$A_s = \frac{1362,58\text{kN}}{43,48\text{kN/cm}^2} = 31,34\text{cm}^2 \therefore (7\emptyset 25\text{mm})$$

A-3.3.3 Bloco A3 para $\rho = 3\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 1500\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 2520\text{kN}$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,4} \cdot (75\text{cm} \cdot 25\text{cm}) + 0,03 \cdot (75\text{cm} \cdot 25\text{cm}) \cdot 43,48\text{kN/cm}^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 5860,93\text{kN} \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{2520\text{kN}}{(75\text{cm} \cdot 25\text{cm})} = 1,34\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,40} = 1,82\text{kN/cm}^2 \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (115\text{cm} + 48\text{cm} - 75\text{cm})}{55\text{cm}} = 38,66^\circ$$

$$\frac{x}{25\text{cm}} = \frac{\left(1 + \frac{75\text{cm}}{25\text{cm}}\right)}{4 \cdot \text{tg } 38,66^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{75\text{cm}}{25\text{cm}} \cdot \left(1 - \frac{0,03 \cdot 43,48\text{kN/cm}^2}{0,20 \cdot 2,14\text{kN/cm}^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{75\text{cm}}{25\text{cm}}\right)^2}} \right]$$

$$x = 43,49\text{cm}$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \text{tg } 38,66^\circ \cdot 43,49\text{cm} = 34,79\text{cm}$$

$$A_{c,amp} = (75\text{cm} + 2 \cdot 34,79\text{cm}) \cdot (25\text{cm} + 2 \cdot 34,79\text{cm}) = 13674,38\text{cm}^2$$

$$\arctg \theta = \frac{55\text{cm} - 0,5 \cdot 43,49\text{cm}}{0,5 \cdot 115\text{cm} - 0,25 \cdot 75\text{cm}} = 40,64^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielas

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{1500\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{13674,38\text{cm}^2} = 0,18\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{750\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (48\text{cm})^2}{4}} = 0,70\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,18\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 40,64^\circ)^2} = 0,43\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,70\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 40,64^\circ)^2} = 1,64\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (750\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \text{cotg } 40,64^\circ = 1467,99\text{kN}$$

$$A_s = \frac{1467,99\text{kN}}{43,48\text{kN/cm}^2} = 33,77\text{cm}^2 \therefore (7\emptyset 25\text{mm})$$

A-3.4.1 Bloco A4 para $\rho = 1\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 2000kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 3360kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (100cm \cdot 25cm) + 0,01 \cdot (100cm \cdot 25cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 5640,57kN \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \quad \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{3360kN}{(100cm \cdot 25cm)} = 1,34kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \quad \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (155cm + 58cm - 100cm)}{75cm} = 36,99^\circ$$

$$\frac{x}{25cm} = \frac{\left(1 + \frac{100cm}{25cm}\right)}{4 \cdot \operatorname{tg} 36,99^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{100cm}{25cm} \cdot \left(1 - \frac{0,01 \cdot 43,48kN/cm^2}{0,20 \cdot 2,14kN/cm^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{100cm}{25cm}\right)^2}} \right]$$

$$x = 38,63cm$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \operatorname{tg} 36,99^\circ \cdot 38,63cm = 29,10cm$$

$$A_{c,amp} = (100cm + 2 \cdot 29,10cm) \cdot (25cm + 2 \cdot 29,10cm) = 13162,24cm^2$$

$$\arctg \theta = \frac{75cm - 0,5 \cdot 38,63cm}{0,5 \cdot 155cm - 0,25 \cdot 100cm} = 46,69^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielās

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{2000kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{13162,24cm^2} = 0,26kN/cm^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{1000kN \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (58cm)^2}{4}} = 0,64kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,26kN/cm^2}{(\operatorname{sen} 46,69^\circ)^2} = 0,48kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,64kN/cm^2}{(\text{sen } 46,69^\circ)^2} = 1,20kN/cm^2 < f_{cd} = 2,14kN/cm^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (1000kN \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \cotg 46,69^\circ = 1583,71kN$$

$$A_s = \frac{1583,71kN}{43,48kN/cm^2} = 36,43cm^2 \therefore (8\emptyset 25mm)$$

A-3.4.2 Bloco A4 para $\rho = 2\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 2000kN \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 3360kN$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,4} \cdot (100cm \cdot 25cm) + 0,02 \cdot (100cm \cdot 25cm) \cdot 43,48kN/cm^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 6727,57kN \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{3360kN}{(100cm \cdot 25cm)} = 1,34kN/cm^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00kN/cm^2}{1,40} = 1,82kN/cm^2 \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (155cm + 58cm - 100cm)}{75cm} = 36,99^\circ$$

$$\frac{x}{25cm} = \frac{\left(1 + \frac{100cm}{25cm}\right)}{4 \cdot \text{tg } 36,99^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{100cm}{25cm} \cdot \left(1 - \frac{0,02 \cdot 43,48kN/cm^2}{0,20 \cdot 2,14kN/cm^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{100cm}{25cm}\right)^2}} \right]$$

$$x = 45,34cm$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \text{tg } 36,99^\circ \cdot 45,34cm = 34,14cm$$

$$A_{c,amp} = (100cm + 2 \cdot 34,14cm) \cdot (25cm + 2 \cdot 34,14cm) = 15697,16cm^2$$

$$\arctg \theta = \frac{75\text{cm} - 0,5 \cdot 45,34\text{cm}}{0,5 \cdot 155\text{cm} - 0,25 \cdot 100\text{cm}} = 44,91^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielãs

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{2000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{15697,16\text{cm}^2} = 0,21\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{1000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (58\text{cm})^2}{4}} = 0,64\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,21\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 44,91^\circ)^2} = 0,43\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,64\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 44,91^\circ)^2} = 1,28\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (1000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \cotg 44,91^\circ = 1685,29\text{kN}$$

$$A_s = \frac{1685,29\text{kN}}{43,48\text{kN/cm}^2} = 38,76\text{cm}^2 \therefore (8\emptyset 25\text{mm})$$

A-3.4.3 Bloco A4 para $\rho = 3\%$

Verificação do Carregamento do Pilar

$$N_d = 2000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 3360\text{kN}$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,4} \cdot (100\text{cm} \cdot 25\text{cm}) + 0,03 \cdot (100\text{cm} \cdot 25\text{cm}) \cdot 43,48\text{kN/cm}^2$$

$$N_{d,m\acute{a}x} = 7814,57\text{kN} \quad \text{logo,} \quad N_d < N_{d,m\acute{a}x} \therefore \text{aprovado}$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{3360\text{kN}}{(100\text{cm} \cdot 25\text{cm})} = 1,34\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,85 \cdot \frac{3,00\text{kN/cm}^2}{1,40} = 1,82\text{kN/cm}^2 \therefore \text{aprovado}$$

Profundidade da Região Nodal

$$\arctg \theta = \frac{0,5 \cdot (155\text{cm} + 58\text{cm} - 100\text{cm})}{75\text{cm}} = 36,99^\circ$$

$$\frac{x}{25\text{cm}} = \frac{\left(1 + \frac{100\text{cm}}{25\text{cm}}\right)}{4 \cdot \text{tg } 36,99^\circ} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \frac{100\text{cm}}{25\text{cm}} \cdot \left(1 - \frac{0,03 \cdot 43,48\text{kN/cm}^2}{0,20 \cdot 2,14\text{kN/cm}^2} - \frac{0,85}{0,20}\right)}{\left(1 + \frac{100\text{cm}}{25\text{cm}}\right)^2}} \right]$$

$$x = 51,53\text{cm}$$

Região de Ampliação da Projeção

$$b_{amp} = \text{tg } 36,99^\circ \cdot 51,53\text{cm} = 38,82\text{cm}$$

$$A_{c,amp} = (100\text{cm} + 2 \cdot 38,82\text{cm}) \cdot (25\text{cm} + 2 \cdot 38,82\text{cm}) = 18232,97\text{cm}^2$$

$$\arctg \theta = \frac{75\text{cm} - 0,5 \cdot 51,53\text{cm}}{0,5 \cdot 155\text{cm} - 0,25 \cdot 100\text{cm}} = 43,16^\circ$$

Verificação das Tensões das Bielas

$$\sigma_{vd,pil} = \frac{2000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{18232,97\text{cm}^2} = 0,18\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vd,est} = \frac{1000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2}{\frac{\pi \cdot (58\text{cm})^2}{4}} = 0,64\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,pil} = \frac{0,18\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 43,16^\circ)^2} = 0,39\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cod,est} = \frac{0,64\text{kN/cm}^2}{(\text{sen } 43,16^\circ)^2} = 1,36\text{kN/cm}^2 < f_{cd} = 2,14\text{kN/cm}^2$$

Dimensionamento da Armadura Principal

$$f_{sd} = (1000\text{kN} \cdot 1,4 \cdot 1,2) \cdot \text{cotg } 43,16^\circ = 1791,52\text{kN}$$

$$A_s = \frac{1791,52\text{kN}}{43,48\text{kN/cm}^2} = 41,20\text{cm}^2 \therefore (9\emptyset 25\text{mm})$$