

Nonlinear Analysis of Four-Pile Caps

Análise Não-Linear de Blocos Rígidos Sobre Quatro Estacas



R. A. SOUZA^a
rsouza@uem.br

T. N. BITTENCOURT^b
tulio.bittencourt@poli.usp.br

Abstract

This paper aims at the classification of pile caps in thick or thin, proposing Strut-and-Tie Method and Beam Theory as rational solutions for the design. Some results obtained by using nonlinear analysis to investigate thick four-pile caps with different reinforcement arrangements are also presented. Finally, this paper shows the potentialities of the Finite Element Method and the smeared crack model to investigate three-dimensional fracture problems in structural concrete

Keywords: Pile Caps, Strut-And-Tie Method, Finite Element Method, Nonlinear Analysis and Smeared Crack Model.

Resumo

O presente trabalho tem por objetivo discutir a classificação dos blocos em rígidos ou flexíveis, propondo o Método das Bielas e o Modelo de Viga como soluções viáveis para o problema de dimensionamento. São apresentados os resultados de análises não-lineares, efetuadas para blocos rígidos sobre quatro estacas com diferentes disposições para as armaduras principais, com o objetivo de apresentar as potencialidades do Método dos Elementos Finitos e dos modelos de fissuração distribuída em problemas de fraturamento tridimensionais.

Palavras-chave: Blocos de Fundação, Método das Bielas, Método dos Elementos Finitos, Análise Não-Linear e Fissuração Distribuída.

^a Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil, rsouza@uem.br, Av. Colombo, 5790, Bloco C67, CEP 87020-900, Maringá - PR, Brasil.

^b Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, tulio.bittencourt@poli.usp.br, Av. Prof. Almeida Prado, trav.2, n.271, Cidade Universitária, CEP 05508-900, São Paulo - SP, Brasil.

1 Introdução

Bloco de fundação é um elemento estrutural cuja função é a transferência da carga de um pilar para um grupo de estacas. Infelizmente, os processos correntes para o dimensionamento dos blocos de fundação não fornecem ao engenheiro de estruturas um claro entendimento a respeito do comportamento físico destes elementos ([1]).

A inspeção visual dos blocos de fundação sob condições de serviço geralmente não é possível e, além disso, como o comportamento adequado destes elementos é uma necessidade vital para a segurança das construções, o conhecimento do verdadeiro comportamento desses elementos torna-se de fundamental importância.

No entanto, até a presente época não existem soluções rigorosas a respeito do dimensionamento dos blocos de fundação na literatura e por isso, muitas regras de ordem prática ainda continuam em evidência para o projeto desses elementos ([2]).

Basicamente, dois caminhos têm sido utilizados com frequência para o dimensionamento dos blocos de fundação: o Método das Bielas e o Modelo de Viga ([1], [2], [3] e [4]). Além disso, as principais pesquisas têm sido conduzidas em duas direções principais: análises elásticas e ensaios experimentais dos blocos.

Deve-se chamar a atenção de que a adoção do Modelo de Viga ou do Método das Bielas depende fundamentalmente das dimensões do bloco de fundação em análise. Infelizmente, parece não existir esse tipo de alerta na literatura, notando-se até mesmo uma certa confusão. O Modelo de Viga pode ser

aplicado com segurança aos blocos denominados "flexíveis", enquanto que o Método das Bielas deve ser aplicado aos blocos denominados "rígidos".

Quando o bloco é rígido, o comportamento observado é complexo, com deformações não-lineares ao longo da altura do elemento estrutural. Basicamente, o surgimento dessa não-linearidade pode ser explicada pela grande influência da força cortante em regiões delimitadas, denominadas de "Regiões D". Nessas regiões, típicas dos blocos rígidos, a "Hipótese de Bernoulli" não pode ser adotada e os métodos convencionais podem conduzir a dimensionamentos contra a segurança

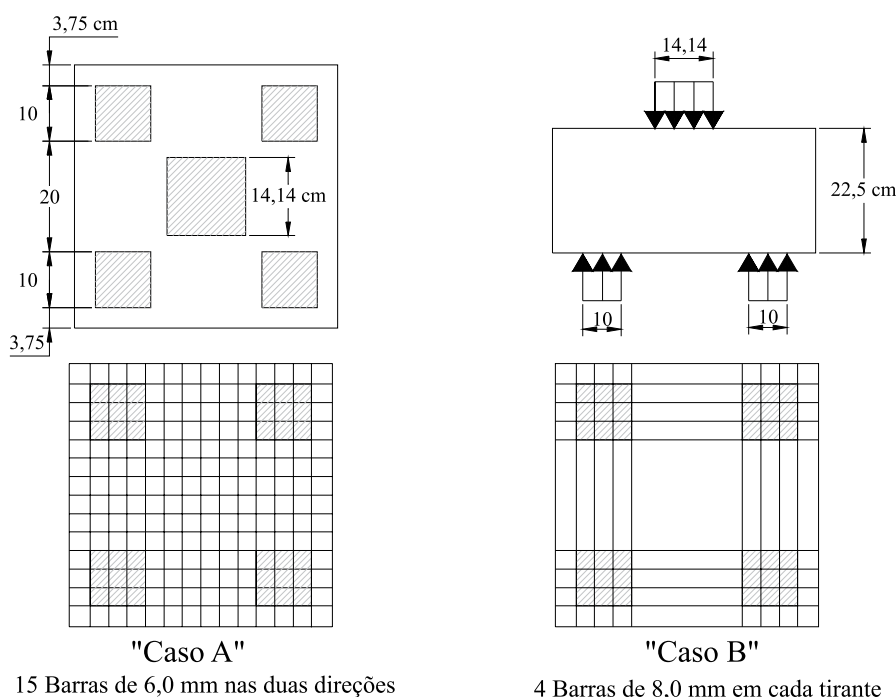
Em uma "Região D" a força de tração na armadura tende a permanecer constante, o braço de alavanca interno sofre variação e o elemento se comporta como uma espécie de arco atirantado, com a força cortante sendo transmitida por compressão através de escoras inclinadas ("strut action").

Nesse tipo de problema apenas o Método das Bielas é capaz de fornecer um dimensionamento racional e seguro, indicando claramente a necessidade de se ancorar adequadamente as armaduras longitudinais.

Basicamente, o dimensionamento de blocos rígidos com o Método das Bielas consiste em idealizar uma treliça tridimensional formada por escoras de concreto e tirantes de aço no interior do bloco de fundação. Alguns ensaios utilizando essa idéia foram efetuados por Yan, Blévoit e Fremy ainda na década de 60 e se tornaram clássicos na literatura, no que se refere ao dimensionamento dos blocos.

Em um elemento estrutural que resiste à força cortante pelo mecanismo de viga, a força de tração na armadura longitudi-

Figura 1 - Características dos blocos ensaiados por Sam & Iyer (3)



nal varia ao longo do elemento, de maneira a equilibrar o momento fletor aplicado, mantendo o braço de alavanca interno relativamente constante. Nesse caso, tem-se as denominadas "Regiões B" e a "Teoria Geral da Flexão" pode ser aplicada com grande segurança.

O dimensionamento utilizando o Modelo de Viga, adotado por diversos códigos tais como as normas americana e canadense, assume que o bloco de fundação se comporta como uma viga sobre apoios simples (estacas), podendo ser adotada uma teoria simples para a determinação dos esforços atuantes.

O Modelo de Viga divide a análise em dois passos fundamentais:

- Dimensionamento ao cisalhamento, o qual envolve o cálculo de uma altura mínima do bloco de fundação de maneira que a contribuição do concreto ao cisalhamento seja maior do que o cisalhamento existente em uma "seção crítica";
- Dimensionamento à flexão, o qual envolve as considerações usuais de vigas de concreto armado para a determinação das armaduras longitudinais.

Deve-se observar que o dimensionamento do bloco de fundação como uma viga é perfeitamente aceitável, desde que o bloco possua uma geometria que possibilite tal hipótese. A utilização do Modelo de Viga pode ser particularmente útil no caso de blocos com um grande número de estacas. O Método das Bielas é mais genérico, podendo ser aplicado praticamente em qualquer situação.

2 Classificação dos Blocos em Rígidos e Flexíveis

Observa-se na literatura que a maioria dos pesquisadores não procura fazer uma clara distinção entre o comportamento dos blocos rígidos e flexíveis, o que torna de certa maneira, incoerentes algumas hipóteses de dimensionamento propostas atualmente.

Observa-se que o Modelo de Viga parece ser o mais difundido para o cálculo dos blocos de fundação, o que caracteriza a falta de investigações mais aprofundadas no assunto, bem como, a introdução de uma parcela de insegurança no dimensionamento, principalmente no caso dos blocos rígidos. Sem dúvida, acredita-se que o Método das Bielas deve ser o modelo mais utilizado para o dimensionamento de blocos de fundação, principalmente por possuir uma formulação genérica, que independe das dimensões do elemento estrutural. O Modelo de Viga considera apenas forças em algumas seções críticas e superestima a capacidade do elemento de acordo com a sua altura útil (d).

De maneira a não ter dúvidas quanto ao modelo a ser adotado para o dimensionamento, os blocos devem ser adequadamente classificados em rígidos e flexíveis, devendo ser aplicado o Método das Bielas aos blocos rígidos e o Modelo de Viga aos blocos flexíveis.

De acordo com Montoya et al. [5], um bloco rígido é um elemento estrutural cuja distância máxima entre a face do pilar e o centro da estaca mais afastada (a) é menor do que 1,5 vez a altura do bloco (H). Em versões mais recentes da obra, Montoya et al. [6] apresenta a mesma

recomendação da norma espanhola EHE [7].

Para EHE [7], um bloco de fundação sobre estacas é considerado rígido quando a distância máxima entre a face do pilar e o centro da estaca mais afastada (a) é menor do que duas vezes a altura do bloco (H). Isto significa que as escoras ficarão inclinadas em relação a horizontal com um ângulo não inferior $26,56^\circ$.

Os autores do presente trabalho, empregando o "Princípio de Saint Venant", acreditam que um bloco possa ser considerado rígido quando a distância entre a face do pilar e a face interna da estaca mais afastada for menor ou igual a duas vezes a altura do bloco de fundação.

Além disso, os autores acreditam que se um bloco rígido for dimensionado com as hipóteses de bloco flexível (levando em consideração os momentos e as forças cortantes atuantes numa seção crítica) a taxa de armadura obtida será inferior àquela realmente necessária, conduzindo a um dimensionamento contra a segurança.

Também deve-se registrar que num bloco rígido o encaminhamento da carga do pilar para as estacas é feita de maneira direta, através de escoras inclinadas, fato esse que não é verificado nos blocos flexíveis. Finalmente, os blocos rígidos normalmente não estão sujeitos à punção, o que nem sempre é verdade para os blocos flexíveis.

3 Descrição do Ensaio Experimental de Referência

Como ensaio de referência para o desenvolvimento de simulações numéricas, tomaram-se os resultados apresentados por Sam & Iyer [3], que analisaram experimentalmente e numericamente o comportamento de blocos rígidos sobre quatro estacas para diferentes disposições das armaduras principais, conforme ilustra a Figura 1.

Os blocos foram carregados até a ruína, através de uma carga concentrada aplicada na posição do pilar e, a partir da avaliação dos ensaios experimentais e numéricos, os pesquisadores chegaram às seguintes conclusões:

- O bloco de fundação com armadura concentrada sobre as estacas contornando a geometria do bloco resiste a menor carga quando comparado com a outra alternativa de distribuição das armaduras, o que contraria resultados clássicos;
- Para pequenas intensidades de carga o efeito de viga é predominante (deformações muito diferentes entre o centro e as extremidades das armaduras) enquanto que para altas intensidades de cargas o efeito arco (deformações constantes ao longo da armadura) passa a ser predominante, independente do tipo de distribuição adotado para as armaduras de flexão;
- Uma porção de concreto, situada abaixo do pilar, se estende na forma de um tronco de pirâmide até a face interna das estacas, levando a ruína do bloco de fundação por punção, independente do arranjo de armadura adotado;
- A análise não-linear adotada utilizando o programa ADINA foi capaz de prever o comportamento e a carga última de maneira aproximadamente precisa.

Tabela 1 – Propriedades definidas para os materiais no programa DIANA

Concreto				Aço		
E_c (MPa)	f_t (MPa)	f_c (MPa)	G_f (N.mm/mm ²)	E_s (MPa)	f_y (MPa)	
22.077,00	1,90	19,00	0,0431	200.000,00	300,00	

4 Análise Não-Linear de Blocos Rígidos Sobre Quatro Estacas

As análises foram conduzidas utilizando o programa DIANA e, aproveitando as condições de simetria, apenas ¼ da geometria do bloco de fundação foi investigada. Os pilares e as estacas não foram descritos no modelo e sim substituídos por condições equivalentes de apoio e de carregamento. Essa medida foi tomada no sentido de não se preocupar com uma possível ruína localizada, bem como, para se ajustar com o ensaio experimental efetuado por Sam & Iyer [3].

As propriedades dos materiais foram definidas conforme as informações de Sam & Iyer [3] e os parâmetros não informados no trabalho dos pesquisadores, mas necessários para a condução da análise não-linear, foram estimados através de recomendações constantes no trabalho de Feenstra & Borst [8]. As propriedades utilizadas para os materiais são apresentadas na Tabela 1.

Para o “Caso A” apresentado na Figura 1, foram testados

vários modelos de fissuração, tendo a carga de ruína variado no limite de $615,44 \text{ kN} < F_u < 622 \text{ kN}$. Os resultados indicaram uma diferença de 10 e 12% em relação a carga de ruína experimental obtida por Sam & Iyer [3], que foi de 690 kN. O modelo que conduziu aos melhores resultados foi o “Rotating Crack Model”, utilizando o método de solução linear e fator de retenção ao cisalhamento igual a 0,99.

Para o “Caso B” também foram testados vários modelos de fissuração, com a carga de ruína variado no limite definido por $524 \text{ kN} < F_u < 664 \text{ kN}$. Os resultados indicaram uma diferença de 5 a 20% em relação a carga de ruína experimental obtida por Sam & Iyer [3], que foi de 630 kN. O modelo que conduziu aos melhores resultados no “Caso B”, foi o “Fixed Crack Model”, com o método de solução secante e fator de retenção ao cisalhamento igual a 0,001. Tanto no “Caso A” quanto no “Caso B” as fissuras se propagaram de maneira inclinada subindo em direção ao pilar, formando uma série de fissuras na região de contato entre o pilar e o bloco de fundação no estágio final de resistência. As fissuras se propagaram nas faces laterais dos

Figura 2 – Fissuras desenvolvidas no topo do bloco rígido sobre quatro estacas (“Caso B”)

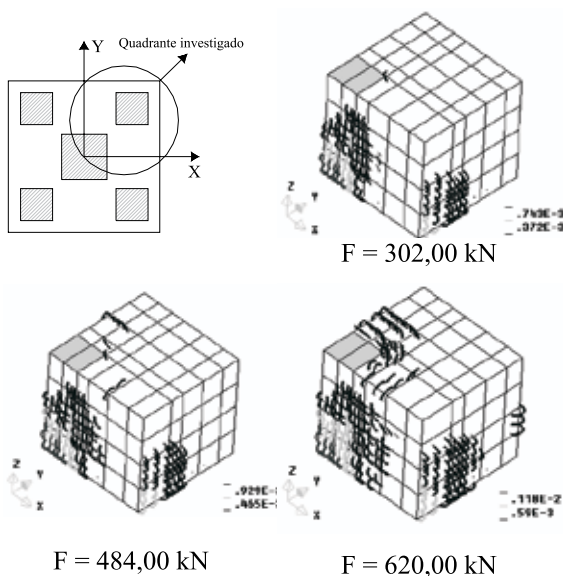
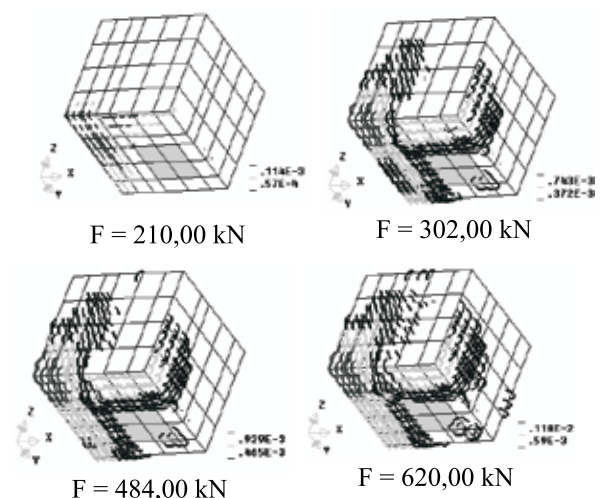


Figura 3 – Fissuras desenvolvidas na base do bloco rígido sobre quatro estacas (“Caso B”)



blocos na região entre as estacas de maneira significativa, com maior intensidade no centro do vão relatado.

As Figuras 2 e 3 apresentam as fissuras desenvolvidas para o "Caso B", que se assemelham muito com aquelas obtidas para o "Caso A".

Em ambos os casos observou-se na ruína uma intensidade de tensão muito pequena para as armaduras, cerca de 168 MPa para o "Caso A" e cerca de 136 MPa para o "Caso B", indicando que não ocorreu escoamento das armaduras principais e que a ruína dos blocos se deu pelo concreto. Ao contrário das observações de Sam & Iyer [3], as deformações medidas nas armaduras não se mantiveram constantes, apesar das deformações no concreto terem sido não-lineares ao longo da altura dos blocos desde o início do carregamento.

5 Conclusões

Observou-se para o problema em questão uma grande dificuldade em se estabelecer uma carga limite, levando a crer que para casos de fissuras diagonais, típicas de cisalhamento, seja mais interessante adotar para a carga de ruína uma faixa de variação ao invés de um valor limite.

As faixas de variação encontradas, bem como a forma de ruína, se aproximam muito dos resultados experimentais, confirmando a grande potencialidade da análise não-linear em problemas complexos de análise estrutural.

Um modelo clássico de escoras e tirantes utilizado como verificação analítica para o problema, indicou uma carga de ruína muito abaixo daquela carga encontrada experimentalmente. Acredita-se que isso se deve ao fato dos blocos investigados possuírem uma relação $a/d < 0,5$, o que leva a necessidade de um modelo mais refinado, semelhante ao de bloco parcialmente carregado.

Conforme relatado, Sam & Iyer [3] afirmam que o mecanismo que provocou a ruína dos blocos foi uma punção ocasionada pelo pilar ou pelas estacas. Os autores do presente trabalho discordam de tal afirmação, e acreditam que o mecanismo que levou ao colapso dos blocos tenha sido o desenvolvimento de tensões transversais de tração nas escoras inclinadas, que encaminham a carga do pilar diretamente para as estacas.

Como se sabe, o problema da punção costuma se revelar naqueles casos em que uma laje se apoia diretamente sobre um pilar. Em virtude da alta concentração de tensões de cisalhamento em um perímetro crítico em torno do pilar, originam-se planos de ruína de aproximadamente 35° em relação a horizontal. Esses planos de ruína tendem a separar a estrutura de maneira frágil, formando uma superfície de ruína semelhante a um tronco de pirâmide, com fissuras desenvolvidas de maneira radial em relação à posição do pilar.

Conforme se observa na geometria dos blocos ensaiados por Sam & Iyer [3], o perímetro crítico de punção existente para o pilar engloba a presença das estacas, o que faz com que a força normal do pilar seja transmitida diretamente para as estacas através de escoras inclinadas. Além disso, o panorama de fissuração não apresenta fissuras radiais em

torno do pilar e sim contornando-o, como se tivesse ocorrido descolamento junto às faces do pilar ("spalling").

Acredita-se que estes fatos confirmam a hipótese levantada de que os blocos investigados romperam em virtude do esgotamento das escoras e não por punção. Apenas a forma de colapso é semelhante, mas não o mecanismo, que parece se assemelhar àquele verificado para um bloco parcialmente carregado.

De acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 [9], item 3.3, a ruína de um bloco parcialmente carregado pode ocorrer em virtude do descolamento do concreto nas faces da área carregada, por causa da fissuração nas regiões mais profundas do bloco e pelo esmagamento da superfície carregada.

As constatações anteriores indicam a necessidade de se dispor estribos horizontais ao longo da altura dos blocos com relação a/d menores do que 0,5, visando conter as tensões transversais de tração que podem se desenvolver. Se não existe a intenção de se colocar armaduras horizontais ao longo da altura dos blocos com relação $a/d < 0,5$, deve-se então limitar a máxima tensão no pilar em torno de $0,8.f_{ck}$, de maneira que o concreto possa absorver as tensões transversais de tração.

Finalmente, recomenda-se a disposição das barras da armadura na forma de malha ortogonal na base dos blocos com relações $a/d < 0,5$, visando conter o desenvolvimento de fissuras que podem levar a estrutura prematuramente à ruína.

6 Referências Bibliográficas

- [01] ADEBAR et al.. "Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study". ACI Structural Journal, v.87, n.1, pp.81-92, 1990.
- [02] IYER, P. K.; SAM, C.. "Three-Dimensional Analysis of Pile Caps". Computers & Structures, v.42, n.3, pp. 395-411, 1992.
- [03] SAM, C.; IYER, P. K.. "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Four-Pile Caps". Computers & Structures, v.57, n.4, pp.605-622, 1995.
- [04] CHAN, T. K.; POH, C. K.. "Behaviour of Precast Reinforced Concrete Pile Caps". Construction and Building Materials, n.14, pp. 73-78, 2000.
- [05] MONTOYA, P.J; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M.. "Hormigón Armado". Editora Gustavo Gili, Barcelona, 1973.
- [06] MONTOYA, P.J; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M. "Hormigón Armado". Editora Gustavo Gili, Barcelona, 2002.
- [07] EHE. "Instrucción de Hormigón Estructural". Norma Espanhola, 2a Edição, Madrid, 1999.
- [08] FEENSTRA, P. H.; BORST, R.. "Aspects of Robust Computational Modeling for Plain and Reinforced Concrete". Heron, v.38, n.04, Delft, Netherlands, 1993.
- [09] CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford Services, Ltda, London, for Comité Euro-International du Béton, Laussane, 1993.