

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
MECÂNICA DAS ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**ANÁLISE DE BLOCOS DE CONCRETO
ARMADO SOBRE ESTACAS**

ERIKA SAKAI

D0036G10

Goiânia

2010

Erika Sakai

ANÁLISE DE BLOCOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre:

Área de Concentração: Métodos Numéricos em Geotecnia

Orientador: Ademir Aparecido do Prado

Co-orientador: Mauricio Martines Sales

D0036G10
GOIÂNIA
2010

*Aos meus pais Mauricio e Dulce.
Ao meus avós:
Norio e Momoe (in memoriam)
Yoshinobu e Yotuko (in memoriam)*

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais pela força e persistência.

Aos amigos e parentes que compreenderam a minha ausência.

Ao Prof. Dr. Ademir Aparecido do Prado e Prof. Dr. Mauricio Salles pela paciência, tolerância e orientação.

À Later Engenharia que acreditou e me apoiou nesta conquista.

Agradeço principalmente a todos aqueles que duvidaram da minha capacidade, pois me deram força para seguir em frente.

RESUMO

Através de estudos sobre a escolha do tipo de fundação a usar numa determinada obra, sempre quando a fundação for com estaca faz-se necessário a construção de outro elemento estrutural, o bloco de coroamento ou também denominado bloco sobre estacas. Vários estudos foram feitos levando-se em consideração o bloco sobre estacas sem a influência do solo. Portanto este trabalho demonstra a relação de métodos de cálculos de reações nas estacas e tensões nos blocos de estacas envolvidas pelo solo, através de análise numérica baseado no Método dos Elementos finitos, com características tridimensionais e não-lineares. Para a análise foi usado o programa DIANA em conjunto com o MIDAS/FX+. Com os resultados obtidos, pode-se concluir sobre a importância da interação solo-estrutura no estudo destes blocos, destacando-se que como exemplo, que se o solo é levado em consideração nas análises de blocos rígidos, as maiores reações se concentram nas estacas laterais do bloco, independente do tipo de aplicação de carga estudada e não nas estacas centrais como alguns métodos simplificados propõem. Isto leva a uma análise mais próxima da realidade e, conseqüentemente, mais preciso.

Palavras-chave: Bloco sobre estacas. Método dos Elementos Finitos. Modelagem numérica. Métodos das bielas e tirantes. Reações das estacas.

ABSTRACT

Through studies on the choice of type of foundation to use a certain work, always when the foundation is to pile it is necessary to build another structural element, the block of crowing or also called pile caps. Several studies have been made taking into account the block on stilts without the influence of soil. So this work demonstrates the relationship of methods of calculation of reactions in piles and tensions in chunks of some authors that take into account the influence of soil or not, with the numerical analysis. To analyze the foundations the program DIANA was used in conjunction with MIDAS / FX +. With these results, ground-structure in the study of these blocks can be concluded on the importance of the interaction, being distinguished that as example, that if the ground are taken in consideration in the analyses of rigid blocks, the biggest reactions if are concentrate near the corners of the block, independent of the type of load application studied and not in the props central offices as some simplified methods consider. This leads to a closer examination of reality and therefore more accurate.

Keywords: Pile caps. Finite element method. Numerical modeling. Strut and Tie Model

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Bloco sobre quatro estacas.	19
Figura 2.1 – Regiões B e D de uma estrutura.	25
Figura 2.2 - Modelo de Escoras e Tirantes para um bloco sobre duas estacas, regiões nodais.	26
Figura 2.3 - Formação das bielas segundo MUNHOZ (2004) e modelo numérico de BLÉVOT (1967), respectivamente.	28
Figura 2.4 - Possíveis configurações das bielas de compressão. Fonte Munhoz (2004).	28
Figura 2.5 - Exemplo de dimensão de bloco sobre estaca. Fonte NBR 6118.	31
Figura 2.6 – Distância da face do pilar ao eixo da estaca.	32
Figura 2.7 - Modelo de escoras e tirantes	33
Figura 2.8 - Modelo de escoras para blocos sobre um número qualquer de estacas e relação $0,5 \leq a/d \leq 1,0$. Fonte CEB-FIP (1970)	34
Figura 3.1 – Geometria recomendada para blocos de coroamento de estacas.	36
Figura 3.2 – Ligação entre estaca e bloco. Fonte: Munhoz (2004).	37
Figura 3.3 – Modelo de bloco sobre varias estacas. Fonte: Alonso (1989)	38
Figura 3.4 – Carga distribuída em nove estacas agrupadas (adaptada pelo autor). Fonte: Whitaker, 1970 <i>apud</i> Poulos e Davis (1980).	39

Figura 3.5 – Carga distribuída em vinte e cinco estacas agrupadas (adaptada pelo autor). Fonte: Whitaker, 1970 <i>apud</i> Poulos e Davis (1980).	40
Figura 3.6 – Fator de interação de estacas $L/d=10$. (adaptada pelo autor). Fonte: Poulos e Davis (1980).	41
Figura 3.7 – Fator de interação de estacas $L/d=25$. (adaptada pelo autor). Fonte: Poulos e Davis (1980).	41
Figura 3.8 – Fator de interação de estacas $L/d=50$. (adaptada pelo autor). Fonte: Poulos e Davis (1980).	42
Figura 3.9 – Detalhe da biela de compressão.	44
Figura 3.10 - Modelo para dimensionamento de blocos rígidos à flexão segundo uma seção de referência –SR. Fonte CEB-FIP (1970)	46
Figura 3.11 – Blocos com e sem ancoragem respectivamente.	48
Figura 3.12 – Comprimento de ancoragem maior.	48
Figura 3.13 – Comprimentos de ancoragem.	49
Figura 3.14 – Seção S2 para estaca com distancia maior que $d/2$. Fonte: E.H. (1991).	52
Figura 3.15 – Seção S2 para estaca com distancia menor que $d/2$ - Corte. Fonte: E.H. (1991).	53
Figura 3.16 – Seção S2 para estaca com distancia menor que $d/2$ - Planta. Fonte: E.H. (1991).	53
Figura 4.1 – Variação da rigidez secante.	55

Figura 4.2 – Diferentes tipos de comportamento de materiais: elasto-frágil (a), elasto-plástico (b) e elástico quase-frágil.	56
Figura 4.3 - Distribuição de tensões em uma chapa com furo tracionada.	57
Figura 4.4 – Ruptura frágil.	57
Figura 4.5 – Ruptura dúctil.	58
Figura 4.6 – Processo de ruptura quase-frágil.	59
Figura 4.7 – Linear elástica (a), Não linear Plástica (b) e Não linear quase-frágil (c). L se refere à região linear, N a região não linear e F se refere a zona do processo de fratura. Fonte: Shah <i>et al</i> (1995).	60
Figura 4.8 – Modo I de deformação.	60
Figura 4.9 – Modo II de deformação.	61
Figura 4.10 – Modo III de deformação.	61
Figura 4.11 - Estágios de fissuração do concreto à compressão.	64
Figura 4.12 - Estágios de fissuração do concreto à tração.	65
Figura 4.13 - Desenvolvimento de fissuras no concreto: (a) Zona de Processamento de Fraturas, (b) Modelo da Fissura Fictícia, (c) Modelo da Banda de Fissuração.	66
Figura 4.14 - Energia de fraturamento G_f .	67
Figura 4.15 - Diagramas: (a) tensão-deformação total, (b) tensão-deformação elástica, (c) tensão-deformação inelástica.	69

Figura 4.16 - Carregamento-descarregamento. Fonte: Manual Diana 9.3.	72
Figura 4.17 - Curva de compressão parabólica. Fonte: Manual Diana 9.3.	72
Figura 4.18 – Tensões limites (cut-off) no espaço das tensões principais 2-D. f_{t_r} Resistência a tração e f_{c_r} Resistência a compressão. Fonte: Manual DIANA 9.3.	74
Figura 4.19 – Funções de abrandamento das tensões de tração. Fonte: Manual DIANA 9.3.	75
Figura 4.20 – Retenção ao cisalhamento constante. Fonte: Manual DIANA 9.3.	76
Figura 4.21 – Comportamento a compressão pré-definidos. Fonte: Manual DIANA 9.3.	77
Figura 5.1 – Posições das estacas sob o bloco.	79
Figura 5.2 – Bloco com influencia do solo entre as estacas. Carga em um pilar centralizado	83
Figura 5.4 – Bloco com apoio deformável. Carga no pilar.	84
Figura 5.5 – Reações nas estacas Bloco de 40cm (a) e Reações nas estacas Bloco de 80cm (b).	85
Figura 5.6 – Reações nas estacas Bloco de 115cm (a) e Reações nas estacas Bloco de 200cm (b).	85
Figura 5.7 – Formação de bielas para o bloco de 40cm de altura (a) e para bloco de 200cm de altura (b).	86
Figura 5.8 – Reações nas estacas Bloco de 40 cm de altura com solo (a) e Reações nas estacas Bloco de 80 cm de altura com solo (b).	87

Figura 5.9 – Reações nas estacas Bloco de 115 cm de altura com solo (a) e Reações nas estacas Bloco de 200 cm de altura com solo (b).	88
Figura 5.10 – Reações nas estacas Bloco de 40 cm de altura com apoio (a) e Reações nas estacas Bloco de 80 cm de altura com apoio (b).	89
Figura 5.11 – Reações nas estacas Bloco de 115 cm de altura com apoio (a) e Reações nas estacas Bloco de 200 cm de altura com apoio (b).	89
Figura 5.12 – Comportamento da mola para solo deformável. Fonte: RAMOS (2007).	90
Figura 5.13 – Reações nas estacas Bloco de 40 cm de altura com mola (a) e Reações nas estacas Bloco de 80 cm de altura com mola(b).	90
Figura 5.14 – Reações nas estacas Bloco de 115 cm de altura com mola (a) e Reações nas estacas Bloco de 200 cm de altura com mola (b).	91
Figura 5.15 – Bloco com influencia do solo entre as estacas. Carga distribuída.	92
Figura 5.16 – Bloco com apoio indeformável. Carga distribuída.	92
Figura 5.17 – Bloco com apoio deformável. Carga distribuída.	92
Figura 5.18 – Formas de aplicação de carga Bloco de 40 cm de altura com solo (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 80 cm de altura com solo(b).	93
Figura 5.19 – Formas de aplicação de carga Bloco de 115 cm de altura com solo (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 200 cm de altura com solo(b).	94
Figura 5.20 – Formas de aplicação de carga Bloco de 40 cm de altura com apoio (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 80 cm de altura com apoio(b).	95
Figura 5.21 – Formas de aplicação de carga Bloco de 115 cm de altura com apoio (a) e	95

Formas de aplicação de carga Bloco de 200 cm de altura com apoio (b).

Figura 5.22 – Formas de aplicação de carga Bloco de 40 cm de altura com mola (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 80 cm de altura com mola (b). 96

Figura 5.23 – Formas de aplicação de carga Bloco de 115 cm de altura com mola (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 200 cm de altura com mola (b). 96

Figura 5.24 – Análise entre Sakai (2010) e Ramos (2007), bloco de 80 cm de altura com carga aplicada ao pilar para análise linear, para um apoio indeformável. 99

Figura 5.25 – Análise entre Sakai (2010) e Ramos (2007), bloco de 80 cm de altura com carga aplicada ao pilar para análise linear, para um apoio deformável. 99

Figura 5.26 – Gráfico das forças de tração da armadura do bloco. 100

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Parâmetros de resistência de bielas: f_{cd1} para zonas não fissuradas e f_{cd2} para zonas fissuradas. Fonte: CM CEB-FIP (1991)	30
Tabela 2.2 Parâmetros de resistência de bielas. Fonte: FUSCO (1994).	30
Tabela 5.1 Valores de α_j referente a cada tipo de estaca.	80
Tabela 5.2 Porcentagens de cargas transferidas diretamente para o solo, por cargas aplicadas no pilar e por cargas aplicadas uniformemente sobre o bloco.	94
Tabela 5.3 Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga no pilar bloco e Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga distribuída, para bloco de 40 cm de altura.	97
Tabela 5.4 Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga no pilar bloco e Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga distribuída, para bloco de 80 cm de altura.	97
Tabela 5.5 Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga no pilar bloco e Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga distribuída, para bloco de 115 cm de altura.	98
Tabela 5.6 Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga no pilar bloco e Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga distribuída, para bloco de 200 cm de altura.	98

LISTA DE ABREVEATURAS E SIGLAS

DIANA	Displacement Method ANAlyser
ANSYS	ANalyser SYStem – ANSYS, Inc
M.E.T.	Método das Escoras e Tirantes
M.E.F.	Método dos Elementos Finitos
M.E.C	Método dos Elementos de Contorno
C.G.	Centro de Gravidade
MFEL	Mecânica da Fratura Elástica Linear
MFNL	Mecânica da Fratura Não Linear
ZPI	Zona de Processos Inelásticos
ZPF	Zona de Processamento de Fratura
APL	Apoio indeslocável, com carga aplicada no Pilar e análise Linear
MPL	Mola como apoio deslocável, com carga aplicada no Pilar e análise Linear
SPL	Solo entre as estacas, com carga aplicada no Pilar e análise Linear
APNL	Apoio indeslocável, com carga aplicada no Pilar e análise Não Linear
MPNL	Mola como apoio deslocável, com carga aplicada no Pilar e análise Não Linear
SPNL	Solo entre as estacas, com carga aplicada no Pilar e análise Não Linear
ADL	Apoio indeslocável, com carga Distribuída pelo bloco e análise Linear
MDL	Mola como apoio deslocável, com carga Distribuída pelo bloco e análise Linear
SDL	Solo entre as estacas, com carga Distribuída pelo bloco e análise Linear
ADNL	Apoio indeslocável, com carga Distribuída pelo bloco e análise Não Linear
MDNL	Mola como apoio deslocável, com carga Distribuída pelo bloco e análise Não Linear
SDNL	Solo entre as estacas, com carga Distribuída pelo bloco e análise Não Linear

LISTA DE SIMBOLOS

f_{ck}	Resistência característica do concreto a compressão
γ_c	Peso específico do concreto
f_{cd1}	Resistência na biela para zonas não fissuradas
f_{cd2}	Resistência na biela para zonas fissuradas
h	Altura do bloco;
a	Dimensão do bloco em determina direção;
a_p	Dimensão do pilar na mesma direção.
v	Distância entre os eixos do pilar e da estaca mais afastada.
l_c	Distancia da face externa do pilar até o eixo da estaca
D	Diâmetro da estaca
a	Maior dimensão do bloco
a_0	Dimensão do pilar paralela a maior dimensão do bloco
n	Numero de estacas
f_t	Tensão de tração do concreto
A_s	Área de aço
z	Tensão na armadura
f'	Tensão de compressão na biela
A	Área da biela de compressão
A'_b	Seção transversal da estaca.
Z	Força de tração segundo as medianas
Z'	Força de tração segundo os lados do triangulo formado pelas estacas.
θ	Ângulo de inclinação do tirante
F_d	Carga do pilar.
f_{ct}	Resistência a tração do concreto
f_{tk}	Tensão característica do concreto
b_w	Largura do bloco na seção considerada
U	Parcela de carga da estaca.
G_f	Energia absorvida por unidade de área de fissura
g_f	Trabalho inelástico da fratura

α_h	Fator de modificação
Sxx	Tensões horizontais
Fxx	Forças de tração das barras da modelagem
x_i	Distância do eixo do pilar ao eixo da estaca na direção x
y_i	Distância do eixo do pilar ao eixo da estaca na direção y
R_i	Reações das estacas
F	Carga vertical resultante
$N_{estacas}$	Número de estacas
M_x	Momento atuante em x
M_y	Momento atuante em y
c	Coesão da base do grupo das estacas
L	Comprimento das estacas
N_c	Capacidade de carga da estaca
\bar{c}	Coesão média entre a superfície lateral da estaca
B_r	Dimensão do bloco para o calculo das reações das estacas
L_r	Dimensão do bloco para o calculo das reações das estacas
ρ_j	Recalque da estaca sobre o peso próprio
α_{ij}	Distancia de uma estaca i para uma estaca j .
α_f	Fator de interação de uma massa semi-infinita
d	Diâmetro da estaca
s	Distância eixo a eixo entre estacas
K	Coefficiente de proporção do modulo de elasticidade da estaca com o modulo de elasticidade do solo.
ν_s	Coefficiente de Poisson
ρ_k	Recalque
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do solo
n_b	Numero de barras por unidade de largura
ϕ_s	Diâmetro da barra de aço
f_{bd}	Resistência de aderência de calculo entre armaduras e concreto

V_{d1}	Condição de aderência da armadura
f_{ctd}	Resistência a tração
$V_{d,lim}$	Força cortante na seção de referencia.
b_2	Largura da seção de referência
$\sigma(w)$	Tensão coesiva
Δu	Abertura da fissura
Δu_c	Abertura crítica
E	Modulo de elasticidade
f_t	Resistência máxima do concreto
ε	Modulo de deformação
G_f	Energia de fratura
(G_{IC})	Novas superfícies para a fissura
(G_σ)	Energia necessária para superar a tensão coesiva
U_s	Energia de superfície
G_f	Energia de fraturamento
Kt	Fator de concentração de tensões
n	Constante empírica
d_a	Diâmetro máximo do agregado
h	Comprimento equivalente da fissura
k	Parâmetro do dano
k_i	Taxa do parâmetro interno
l_b	Banda de fissuração

SUMÁRIO

	RESUMO	4
	ABSTRACT	5
	LISTA DE FIGURAS	6
	LISTA DE TABELAS E GRÁFICOS	12
	LISTA DE ABREVEATURAS E SIGLAS	13
	LISTA DE SIMBOLOS	14
1	INTRODUÇÃO	19
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	19
1.2	JUSTIFICATIVA	20
1.3	OBJETIVO	21
1.4	METODOLOGIA	21
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO	22
2	MODELO DE ESCORAS E TIRANTES PARA BLOCOS	23
2.1	INTRODUÇÃO	23
2.2	REGIÕES B E D	24
2.3	PRINCÍPIOS BÁSICOS DO MÉTODO DAS BIELAS	25
2.4	CLASSIFICAÇÃO DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS	31
3	CRITÉRIOS DE PROJETOS	35
3.1	DEFINIÇÃO DO ESTAQUEAMENTO	35
3.2	DISTÂNCIA DO EIXO DA ESTACA A FACE LATERAL DO BLOCO	37
3.3	LIGAÇÕES ENTRE AS ESTACAS E O BLOCO	37
3.4	REAÇÕES DAS ESTACAS	38
3.5	DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS RÍGIDOS PELO MÉTODO DAS ESCORAS E TIRANTES	42
3.6	ARMADURA DE BLOCOS SOBRE ESTACAS	48
3.6.1	ANCORAGEM	48
3.6.2	ARMADURA SECUNDÁRIA	50
3.6.3	CONDIÇÕES DE ADERÊNCIA DAS ARMADURAS	51
3.6.4	CALCULO DE ESFORÇO CORTANTE	52
4	MODELAGEM NUMÉRICA	54
4.1	MECÂNICA DO DANO	54
4.2	MECÂNICA DA FRATURA	54
4.3	COMPORTAMENTO DO MATERIAL CONCRETO	62
4.4	MODELOS DE FRATURAMENTO CONCRETO	65
4.4.1	MODELO DA FISSURA FICTÍCIA	67
4.4.2	MODELO DA BANDA DE FISSURAÇÃO (DISTRIBUIDA)	68
4.5	FORMULAÇÕES DE MODELOS CONSTITUTIVOS PARA CONCRETO SIMPLES	70
4.6	MODELAGEM DE ARMADURAS	73
4.7	DIANA	73

5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	78
5.1	POULOS E DAVIS	80
5.2	SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS E DISCUSSÃO	82
5.3	RESULTADOS	82
5.3.1	ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA	84
5.3.2	ANÁLISE NÃO - LINEAR	87
5.3.3	ANÁLISE CARGA PILAR E CARGA DISTRIBUÍDA.	91
5.3.4	ATRITO LATERAL	97
5.4	COMPARAÇÃO DE DUAS ANÁLISES PARA O MESMO BLOCO	98
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A escolha do tipo de fundação para uma determinada construção é feita após estudo que considera as condições técnicas, como a topografia do terreno, a capacidade de carga e propriedades de deformabilidade do solo, dados da estrutura e condições econômicas da obra sem afetar a integridade de possíveis construções vizinhas.

Dentre os diversos tipos existentes, este trabalho dá ênfase à fundação profunda, ou seja, aquelas em que a carga é transmitida ao terreno através de sua base e/ou superfície lateral, especificamente ao bloco de coroamento que é utilizado principalmente para transferir ações da superestrutura para as estacas, conforme Figura 1.

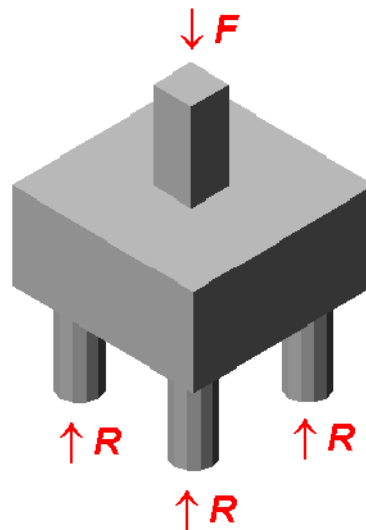


Figura 1.1 – Bloco sobre quatro estacas.

O conhecimento do comportamento real, do elemento estrutural bloco, é de fundamental importância, pois sua inspeção visual, após a construção é de grande dificuldade.

Segundo Munhoz (2004) os blocos sobre estacas possuem um funcionamento complexo, pois o comportamento mecânico do conjunto aço/concreto, a determinação de vínculos e a

interação solo/estrutura são problemas que agravam o grau de complexidade da análise.

A NBR 6118 (ABNT, 2003) classifica os blocos como rígidos e flexíveis e propõe modelos de cálculo, mas não apresenta nenhum roteiro para verificação e dimensionamento dos blocos sobre estacas.

Várias bibliografias como Blévoit e Fremy (1967), Moraes (1976), Alonso (1989), Munhoz (2004) e Ramos (2007), entre outros, fazem análise de blocos sobre estacas, analisando as reações, tensões, bielas e estabelecem critérios para verificações dos mesmos, mas estas verificações são feitas em blocos em sua maioria com até seis estacas. Para blocos com uma quantidade maior de estacas, quase não se encontra estudos na área experimental e dificilmente na área numérica.

Ramos (2007) ao analisar bloco sobre dez estacas, afirma que em casos de blocos sobre muitas estacas, a teoria do modelo das bielas e tirantes não se aplica, pois não se sabe o real comportamento desses elementos. Sugere, portanto, a utilização do modelo do CEB_FIP (1970) que utiliza a teoria de flexão para o dimensionamento dos blocos adotando uma seção de referência.

1.2 JUSTIFICATIVA

Segundo muitas bibliografias, como as citadas acima, ao se fazer a análise de blocos sobre estacas não se leva em consideração a interação solo-estrutura. Algumas outras, como os trabalhos de Munhoz (2004) e Ramos (2007) falam dessa importância em suas análises e comentam que as maiores reações das estacas estão nas estacas mais próximas ao ponto de aplicação da carga, sendo este um ponto de grande questionamento de muitos engenheiros geotécnicos.

Os projetistas estruturais levam em consideração a influência do solo através da utilização de métodos simplificados como elementos de mola para o cálculo do conjunto bloco e estaca e já os projetistas de fundação levam em consideração a influência da interação solo-estrutura, ou seja, o maciço do solo.

Com o aumento do porte das edificações em muitas cidades brasileiras, como no caso de Goiânia, o uso de grandes blocos com mais de 100 estacas se tornou freqüente. Portanto, um

conhecimento mais preciso do comportamento de blocos sobre várias estacas é de fundamental importância para se projetar com mais segurança e economia.

1.3 OBJETIVO

O presente trabalho tem como objetivo mostrar a importância de se considerar a interação solo-estrutura ao se analisar um bloco sobre estacas e efetuar a comparação entre duas formas, sendo: com molas para simular o comportamento conjunto estaca-solo e com a modelagem das estacas e do solo.

Serão comparadas as reações das estacas obtidas da solução teórica da Resistência dos Materiais com soluções mais precisas obtidas de simulações numéricas, lineares e não lineares, através de programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos.

1.4 METODOLOGIA

Com os procedimentos atualmente utilizados no meio técnico, foram feitas as análises para o dimensionamento de um bloco sobre dez estacas e a determinação das reações nas estacas.

Para a definição dos dados de entrada e para as análises dos resultados foi utilizada a versão 2.8.0 do pré/pós-processador MIDAS/FX+ para o programa DIANA® 9.3 (TNO,2008), com o qual foram efetuadas análises tridimensionais lineares e não lineares. Estas últimas do tipo Não Linear Física (NLF) ao se considerar o modelo de plasticidade de Von Mises para o aço das armaduras e o modelo de fissuração distribuída para o concreto.

Como parâmetros fixos foram definidos: o diâmetro e comprimento das estacas, a seção transversal do pilar, a resistência característica do concreto, taxa de armadura e espaçamento entre as estacas.

Foram consideradas as cargas aplicadas através de um pilar, assim como uniformemente distribuída em toda a superfície do bloco.

Foram analisados blocos com alturas de 40, 80, 115 e 200 cm com as seguintes condições de apoio:

Apoios indeslocáveis;

Apoios em molas para simular o comportamento, não linear, do conjunto estaca-solo, deslocáveis;

Estacas envoltas em solo.

A tendência dos resultados obtidos com o aumento dessas alturas foi comparada com os resultados de análises elásticas propostas por Poulos e Davis (1980).

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

A dissertação está dividida em seis capítulos.

No segundo capítulo está apresentado o Método das Escoras e Tirantes (M.E.T.), ou Método das Bielas, juntamente com seus princípios básicos, resistências das bielas e as definições sobre a classificação de blocos.

No terceiro capítulo foram apresentadas as classificações dos blocos e critérios de projetos utilizados para o seu dimensionamento e detalhamento da armadura. Também foram apresentadas as determinações do espaçamento, da distância entre os eixos das estacas e das ligações entre as estacas e os blocos. Foram apresentados modelos de cálculos para reações das estacas com a influência ou não do maciço do solo e calculado o bloco que será usado para modelagem através da teoria da elasticidade.

No quarto capítulo foi apresentada uma descrição do programa computacional DIANA e de como utilizá-lo para as simulações.

As simulações numéricas e análises dos resultados estão mostradas no quinto capítulo

Enfim, no sexto capítulo foram apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

MODELO DE ESCORAS E TIRANTES PARA BLOCOS

2.1 INTRODUÇÃO

O comportamento estrutural de toda e qualquer peça em concreto armado pode ser idealizado por um conjunto discreto de barras ligadas por nós e submetidas apenas a esforços normais. Os campos de tensões de compressão são representados por barras denominadas escoras e os campos de tensões de tração são representados por barras denominadas tirantes. Esta representação discreta é denominada Modelo de Escoras e Tirantes (M.E.T.) ou Método das Bielas.

Os tirantes normalmente representam as tensões de tração absorvidas por uma ou várias camadas de armadura, mas em alguns casos específicos as tensões podem ser absorvidas pelo concreto, como em lajes sem armadura transversal.

Existem modelos padronizados disponíveis em diversas publicações ou normas que representam o modelo de bielas e tirantes através do comportamento de vários elementos estruturais, entre os quais:

- (CEB-FIP Model Code 1990, 1991): apresentam vigas parede, nós de pórtico e consolos curtos;
- (MONTROYA *et al*, 2000): que apresentam vigas parede simplesmente apoiadas ou contínuas, consolos curtos, apoios indiretos, blocos sobre estacas;
- (ACI-318, 2002) apresenta o apêndice A: “Strut and Tie Models”:

Alguns desses modelos padronizados levam a soluções conservadoras e, necessitam ser melhorados, o que tem levado ao desenvolvimento de várias pesquisas, experimentais e/ou numéricas.

2.2 REGIÕES B E D

Algumas estruturas podem ter trechos ou regiões onde se podem considerar que as deformações normais variam linearmente ao longo da dimensão característica e regiões onde esta simplificação não pode ser feita, denominadas de regiões B e D respectivamente.

A analogia das bielas e tirantes geralmente se aplica a regiões D (Descontinuity, Disturbed, Deep Beam), pois possui distribuição não linear, muitas vezes devido à existência de descontinuidades geométricas (aberturas, reentrâncias) ou estáticas (cargas concentradas).

Nas regiões B, as tensões podem ser obtidas a partir dos esforços solicitantes, com base numa análise elástica linear.

O dimensionamento destas regiões pode ser dividido em duas etapas:

- No dimensionamento ao momento fletor, dimensionam-se as armaduras longitudinais e faz-se a verificação do concreto comprimido;
- No dimensionamento ao esforço cortante, dimensionam-se as armaduras transversais e faz a verificação do concreto comprimido de escoras oriundas do modelo de treliça generalizada, que é um caso particular do método de escoras e tirantes.

Pode-se modelar toda uma estrutura através do método de escoras e tirantes, como sugere Schaich *et al.* (1988). Entretanto, como modelar a estrutura inteira com esse procedimento é trabalhoso, Silva e Giongo (2000) e Montoya (2000) sugerem que se efetue a análise estrutural e depois se divida a estrutura em regiões B e D, e modele apenas as regiões D após a determinação dos esforços solicitantes no seu contorno. A Figura 2.1 ilustra a divisão de uma estrutura em regiões B e D.

Os limites entre estas regiões podem ser determinadas através da análise do fluxo das tensões, que tem trajetórias mais suaves concentram-se nas regiões B. Estes limites podem ser obtidos de forma aproximada admitindo que a região D se estenda de uma distância h para cada lado da descontinuidade, conforme princípio de Saint-Venant.

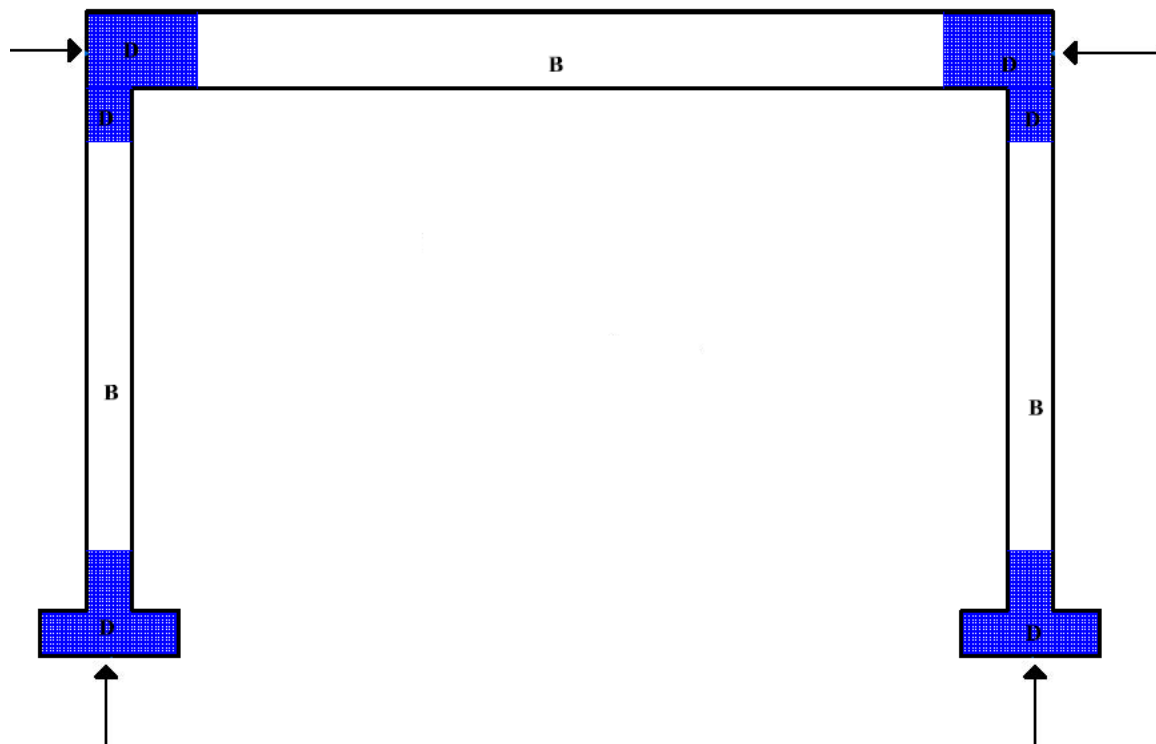


Figura 2.1 – Regiões B e D de uma estrutura.

2.3 PRINCÍPIOS BÁSICOS DO MÉTODO DAS ESCORAS

Um modelo de escoras e tirantes é função da geometria da região e das ações atuantes no seu contorno. A geometria do modelo pode ser desenvolvida, de forma sistemática, seguindo as seguintes etapas:

Determinação das forças distribuídas no contorno da região;

Determinação da distribuição (fluxo) de tensões ao longo da região. Isto pode ser feito de várias formas, entre as quais:

- Forma intuitiva, pela sensibilidade e experiência adquirida pelo pesquisador. Um exemplo é a analogia da treliça clássica, idealizada por Ritter e Morsch no final do século XIX;
- Experimental, através do mapeamento das fissuras. Morsch analisou experimentalmente o modelo de treliça clássica idealizado juntamente com Ritter e posteriormente outros pesquisadores obtiveram um modelo aperfeiçoado denominado de treliça generalizada.

- Análise linear elástica, através de expressões analíticas ou utilizando-se as saídas gráficas de implementações computacionais de métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos (M.E.F.) e o Método dos Elementos de Contorno (M.E.C.). Com o gráfico do fluxo das tensões principais, a direção de cada barra do modelo pode ser adotada como a direção média de tensões de compressão ou tração.
- A análise não linear proporciona análises mais realistas permitindo uma boa aproximação da carga de ruína e a apresentação do panorama de fissuração, pelas saídas gráficas de programas computacionais, como o DIANA.

As barras comprimidas (escoras) são desenhadas em linhas pontilhadas e as tracionadas (tirantes) em traço cheio (Figura 2.2). As regiões onde elas se encontram são denominadas Regiões Nodais e estão sujeitas a estados múltiplos de tensões, barras adicionais podem ser acrescentadas para que o equilíbrio dos nós seja satisfeito ou para o refinamento do modelo e as forças distribuídas no contorno devem ser substituídas por forças concentradas estaticamente equivalentes.

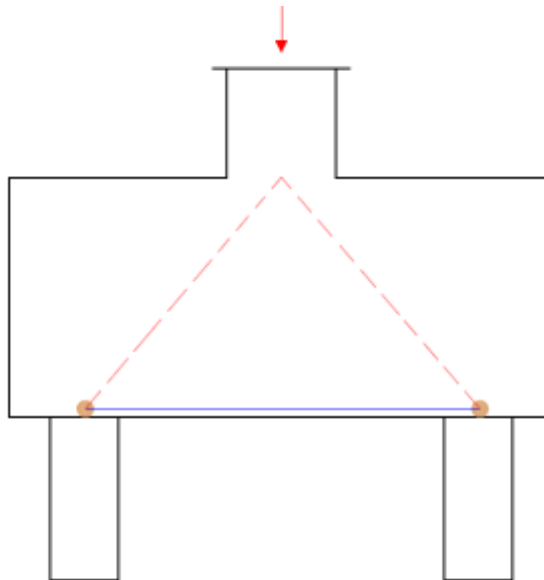


Figura 2.2 - Modelo de Escoras e Tirantes para um bloco sobre duas estacas, regiões nodais.

Após a definição do modelo geométrico, os esforços nas barras da treliça idealizada devem ser determinados, o que pode ser feito pelo Método de Equilíbrio dos Nós. Em seguida devem ser efetuadas as seguintes verificações:

- Resistência das armaduras (tirantes);
- Ancoragem das armaduras;
- Resistência do concreto nas escoras;
- Resistência do concreto nos nós.

Estas verificações são feitas com a utilização de parâmetros sugeridos por vários pesquisadores como Miguel (2000), Munhoz (2004), Souza (2004), Delalibera (2006) e algumas normas como a norma brasileira e a norma espanhola, entre outros.

Um modelo para ser viável, deve levar a uma posição prática das armaduras, que devem ser dimensionadas de modo a garantir um comportamento dúctil para a estrutura, ou seja, devem escoar antes da ruína do concreto, das escoras ou nós. Uma maneira de se evitar a ruptura do concreto é limitar a sua resistência à compressão e evitar o aparecimento de fissurações indesejáveis.

Além dos limites de resistência, também devem ser verificados o comportamento em serviço: deslocamentos e aberturas excessivas de fissuras. O Código Modelo CEB-FIP (1990) indica que estas verificações não precisam ser feitas, desde que a armadura seja dimensionada e detalhada de acordo com um campo de tensões elástico-linear.

Um refinamento do modelo (alterando a disposição das barras) pode ser obtido por uma análise não-linear de forma a se obter, para outros estágios de carregamento, resultados confiáveis até a ruína da estrutura. Isto é possível desde que o modelo numérico a ser utilizado esteja bem calibrado e possa representar o comportamento dos materiais, permitindo captar a capacidade que a estrutura possui de se adaptar, até certo ponto, a um novo modelo.

Sabnis e Gogate (1984) ao ensaiar blocos sobre quatro estacas observou que a ruína dos blocos depende da capacidade das escoras comprimidas de suportarem tensões de compressão e tração.

Adebar *et al.* (1990) através de ensaios experimentais feitos em blocos de quatro e seis estacas observaram que o modelo de escoras e tirantes representou o melhor comportamento estrutural, onde a ruína do bloco ocorreu em uma das bielas de compressão por não suportar tensões de tração, provocadas em decorrência da expansão das tensões de compressão.

Munhoz (2004) observou em seus estudos, Figura 2.3, através de métodos numéricos, que a biela de compressão se forma além da seção do pilar, ou seja, não se forma exatamente entre o bloco e o pilar conforme afirma Blévtot (1967).

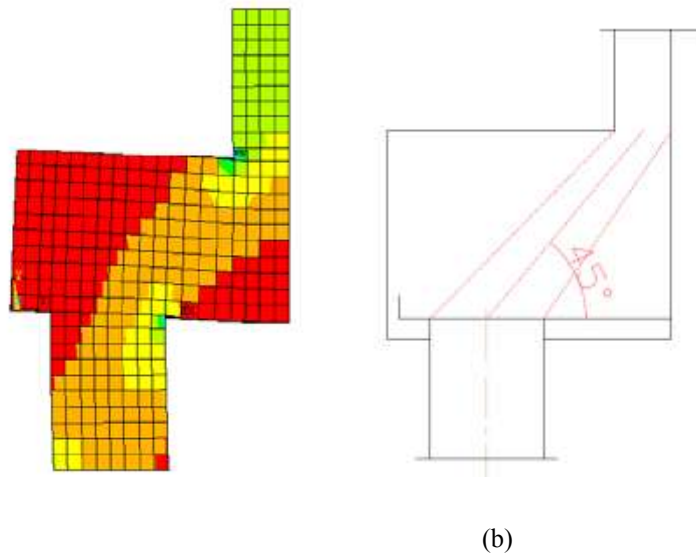


Figura 2.3 – Formação das bielas segundo Munhoz (2004) e modelo numérico de Blévtot e Fremy (1967), respectivamente.

As dimensões das escoras e regiões nodais dependem da área de aplicação das ações externas e do número de camadas e cobrimento das armaduras. As bielas, ou escoras de compressão, podem ser definidas, segundo Schafer e Schlaich (1988), como distribuição de tensão paralela, conforme a Figura 2.4a, distribuição de tensões em linhas curvilíneas com afunilamento da seção (Figura 2.4b) e distribuição de tensão radial (Figura 2.4c).

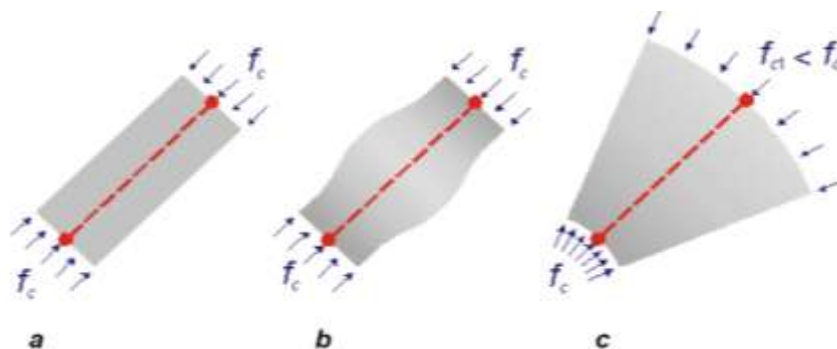


Figura 2.4 - Possíveis configurações das bielas de compressão. Fonte Munhoz (2004).

Os parâmetros de resistência das escoras são sugeridos por Schafer e Schlaich (1988) para um estado de tensão uniaxial e sem perturbação, conforme equação 2.1; para campos de

compressão com fissuras paralelas, as tensões de compressão, de acordo com a equação 2.2, para campos de compressão com fissuras inclinadas, conforme equação 2.3.

$$0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.1)$$

$$0,68 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.2)$$

$$0,51 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.3)$$

Sendo f_{ck} a resistência característica do concreto a compressão e γ_c o coeficiente de segurança do concreto.

Schlaich (1991) propõe novos valores limites de resistência para as bielas de compressão, pois analisa que os limites dependem do tipo de elemento estrutural, do tipo de detalhamento da armadura, das condições de contorno, da fissuração do elemento estrutural, das ações externas aplicadas, entre outros. Para um estado de tensão uniaxial e sem perturbação, conforme equação 2.4; para campos de compressão com fissuras paralelas as tensões de compressão, de acordo com a equação 2.5; e para campos de compressão com fissuras inclinadas, conforme equação 2.6.

$$1,0 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.4)$$

$$0,8 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.5)$$

$$0,6 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.6)$$

De acordo com o modelo europeu CEB-FIP de 1991 a resistência de projeto de uma região sob compressão uniaxial e para diferentes classes de resistência do concreto é dada pela Tabela 2.1 que pode ser determinada por meio de um diagrama simplificado de tensões uniformes para o concreto ao longo de toda a altura de escoras e banzos comprimidos.

Fusco (1994) propõe os parâmetros de resistência conforme Tabela 2.2.

Tabela 2.1 - Parâmetros de resistência de f_{cd1} bielas: para zonas não fissuradas e f_{cd2} para zonas fissuradas. Fonte: CM CEB-FIP (1991)

Concreto	f_{cd1}	f_{cd2}
C20	$0,782 \cdot f_{cd}$	$0,552 \cdot f_{cd}$
C25	$0,765 \cdot f_{cd}$	$0,540 \cdot f_{cd}$
C30	$0,748 \cdot f_{cd}$	$0,528 \cdot f_{cd}$
C35	$0,731 \cdot f_{cd}$	$0,516 \cdot f_{cd}$
C40	$0,714 \cdot f_{cd}$	$0,504 \cdot f_{cd}$
C50	$0,680 \cdot f_{cd}$	$0,480 \cdot f_{cd}$

Tabela 2.2 - Parâmetros de resistência de bielas. Fonte: FUSCO (1994)

Tipos de bielas	$f_{ck} \leq 40MPa$	$f_{ck} > 40MPa$
Confinada em estado plano de tensões	f_{cd}	$0,90 \cdot f_{cd}$
Não confinada	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,80 \cdot f_{cd}$
Não confinada e fissurada	$0,60 \cdot f_{cd}$	$0,50 \cdot f_{cd}$

Onde $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$.

Miguel (2000) ao analisar blocos sobre três estacas, verifica que as deformações de compressão aumentam com o aumento do diâmetro da estaca. E nas zonas nodais as deformações de compressão foram maiores na parte superior para estacas maiores e nas zonas nodais inferiores foram maiores com as estacas de menor diâmetro.

Flores (2008) ao analisar as tensões limites das escoras comprimidas verificou que as tensões são diferentes junto ao pilar comparadas com as estacas, devido ao confinamento do concreto, e limita as tensões a 70% de f_{cd} . Ao analisar as disposições das armaduras principais, verificou uma economia de 30% de aço quando a armação do bloco se dá pelo lado.

2.4 CLASSIFICAÇÃO DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003) “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas de fundação” e, juntamente com vigas-parede, consolos, dentes Gerber e sapatas, são tratados como elementos especiais de concreto armado.

A geometria dos blocos depende basicamente do número de estacas, das suas dimensões e da distância entre elas, e são as relações geométricas que definem a classificação, quanto ao comportamento estrutural, ou seja, em blocos rígidos ou flexíveis.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003) os blocos, da mesma forma que as sapatas, são consideradas rígidas, quando verificam a equação 2.7, ou seja, possuem os mesmos recalques das estacas e reações diferentes, caso contrário são considerados flexíveis. Vale lembrar que existe uma zona de transição entre blocos flexíveis e rígidos e nenhuma equação representará bem com um limite único.

$$h \geq \frac{1}{3}(a - a_p) \quad (2.7)$$

sendo, conforme a Figura 2.5:

h a altura do bloco;

a a dimensão do bloco em determinada direção;

a_p a dimensão do pilar na mesma direção.

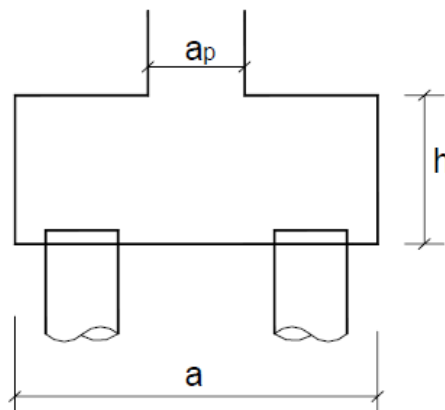


Figura 2.5 - Exemplo de dimensão de bloco sobre estaca. Fonte NBR 6118.

Montoya (2002) denomina blocos rígidos aqueles que atendam a equação 2.8, caso contrário o bloco é considerado flexível.

$$h \geq \frac{1}{2}v \quad (2.8)$$

sendo v a distância entre o eixo do pilar e da estaca mais afastada.

De acordo com o CEB-FIP (1970) os blocos são classificados como rígidos se atenderem a equação 2.9, conforme Figura 2.6.

$$\frac{h}{2} \leq l_c \leq 1,5h \quad (2.9)$$

Blocos com alturas maiores que $2l_c$, segundo Munhoz (2004), têm comportamento semelhante ao de vigas parede e não de bloco rígido, sendo l_c a distancia da face externa do pilar até o eixo da estaca.

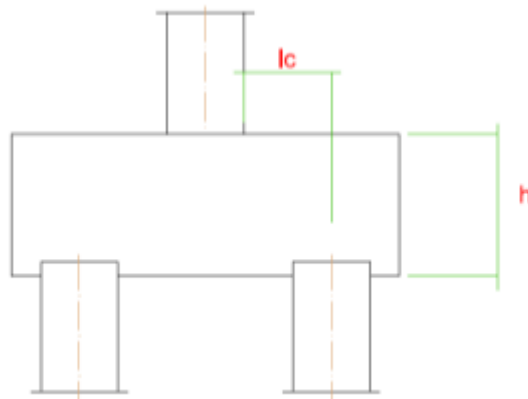


Figura 2.6 – Distancia da face do pilar ao eixo da estaca.

Pela definição da NBR 6118 (2003) o comportamento de um bloco rígido se caracteriza por:

- Trabalhar 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 vezes seu diâmetro);
- Cargas transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por escoras de compressão, de forma e dimensões complexas;

- Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão das escoras, analogamente às sapatas.

Para blocos flexíveis, é necessária uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação de punção.

Aceitam-se para cálculo e dimensionamento, tanto de blocos quanto de sapatas, modelos tridimensionais lineares ou não e modelos de escoras e tirantes tridimensionais. Segundo Montoya (2002), os blocos rígidos devem ser calculados aplicando um modelo de escoras e tirantes, enquanto os flexíveis podem ser calculados pela teoria normal de flexão.

Publicações como Moraes (1976) e Alonso (1983) sugerem a utilização do modelo das escoras para o projeto de blocos rígidos, entretanto só apresentam soluções (analíticas) para blocos com estacas dispostas em vértices de polígonos regulares (até seis lados), cujo centro coincida com o centro de gravidade (CG) do pilar. Em alguns casos, pode-se ter uma estaca central. Para estas disposições, o funcionamento estrutural dos blocos como um modelo de escoras é bem caracterizado, como mostra a Figura 2.7.

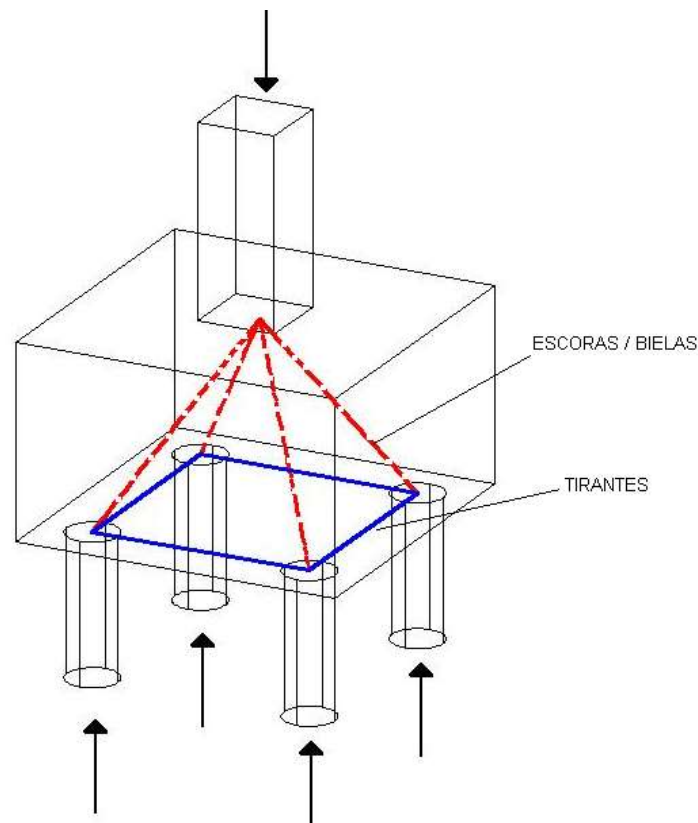


Figura 2.7 - Modelo de escoras e tirantes

Alonso (1983) propõe para blocos rígidos com relação $0,5 \leq a/d \leq 1,0$ a utilização do modelo de escoras, como ilustra a Figura 2.8.

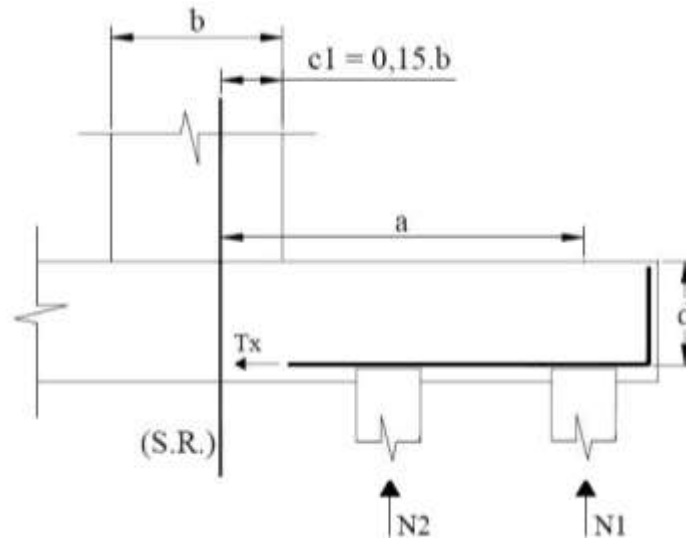


Figura 2.8 - Modelo de escoras para blocos sobre um número qualquer de estacas e relação $0,5 \leq a/d \leq 1,0$. Fonte CEB-FIP (1970)

CAPÍTULO 3

CRITÉRIOS DE PROJETOS

Para projetar um tipo de fundação com estacas e blocos são seguidas algumas etapas, como a definição do tipo de estaca a ser usada e a distância entre elas, armadura do bloco e os cálculos do dimensionamento do bloco.

3.1 DEFINIÇÃO DO ESTAQUEAMENTO

Com a definição de uma estimativa simplista da ordem de carga por estaca a serem utilizadas, calcula-se o número de estacas do bloco como mostra a equação 3.1.

$$N_{estacas} = \frac{\text{Carga no pilar}}{\text{Carga admissível da estaca}} \quad (2.10)$$

Moraes (1976) sugere o uso de espaçamentos mínimos entre os eixos das estacas como sendo $l \geq 2,5D$ para estacas pré-moldadas e $l \geq 3D$ para estacas moldadas no local ou tubulões, sendo D o diâmetro da estaca.

Montoya *et al* (2000) define o espaçamento entre os eixos das estacas segundo a equação 3.2, onde \emptyset é o diâmetro da estaca. E quando a seção é quadrada, a distância útil mínima sugerida é de $1,5D$, sendo D o lado da estaca, lembrando se que no Brasil essa distância não é praticada.

$$L \geq \begin{cases} 2\phi \\ 1,5D(\text{Seção quadrada}) \\ 75cm \end{cases} \quad (2.11)$$

A Figura 3.1 mostra a distribuição de estacas e suas nomenclaturas para o dimensionamento do bloco.

3.3 LIGAÇÕES ENTRE AS ESTACAS E O BLOCO

Alonso (1983) e Moraes (1976) propõem em seus estudos que a altura do concreto das estacas que deveria entrar nos blocos, para facilitar a execução e posicionamento da armadura nos blocos fosse de 10 cm. Já Calavera (2000) e Montoya (2000) sugerem uma altura de concreto não seja inferior a 10 cm, e não superior a 15 cm, como mostra a Figura 3.2.

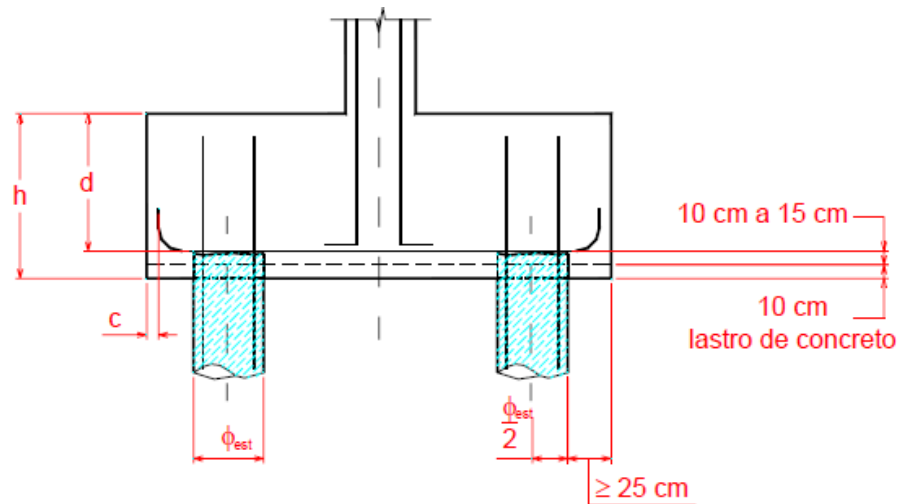


Figura 3.2 – Ligação entre estaca e bloco. Fonte: Munhoz (2004).

3.4 REAÇÕES DAS ESTACAS

As estacas são elementos estruturais esbeltos que transmitem carga pela sua resistência de ponta e pelo atrito lateral. O número de estacas por bloco é determinado em função da carga do pilar e da capacidade de carga de cada estaca. Essa capacidade de carga varia em função da geometria, do tipo de estaca escolhida, das propriedades do solo e também do processo executivo.

Segundo Moraes (1976) quando o carregamento é vertical, a inércia de um bloco é igual a zero a estaca mais próxima ao ponto de aplicação da força receberá toda a carga e a partir do momento em que a inércia cresce indefinidamente as reações para cada estaca podem ser calculadas pela equação 3.5.

$$R_i = \frac{F}{n} \quad (2.14)$$

Onde R_i são as reações das estacas, F a força aplicada no pilar e n o numero de estacas do bloco.

Para os cálculos das reações das estacas Alonso (1989) não leva em consideração a interação solo-estrutura, e através do Método de Nokkentved, calcula as reações das estacas (N_i). Quando o estaqueamento é simétrico, as cargas nas estacas podem ser obtidas pela equação 3.6 como ilustrado na Figura 3.3.

$$N_i = \frac{F}{\sum N_{estacas}} \pm M_x \frac{y_i}{\sum y_i^2} + M_y \frac{x_i}{\sum x_i^2} \quad (2.15)$$

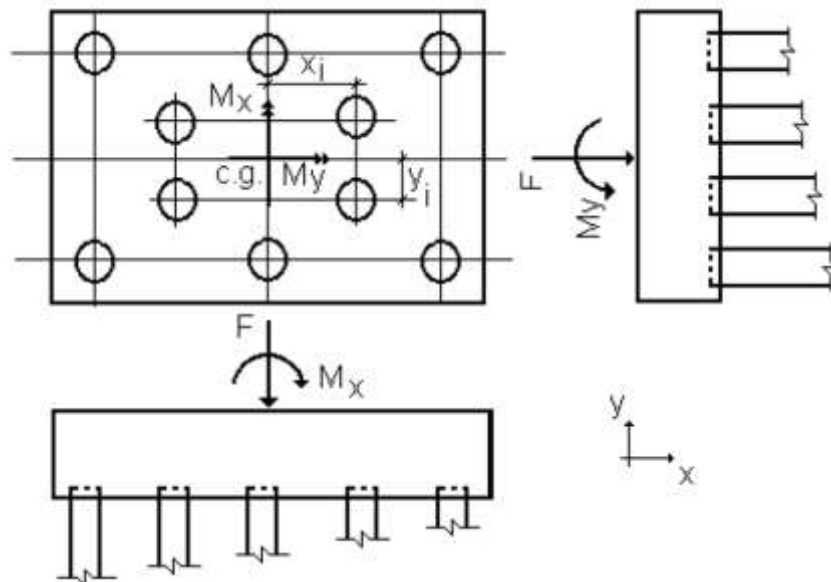


Figura 3.3 – Modelo de bloco sobre várias estacas. Fonte: Alonso (1989)

Onde F é a carga vertical resultante, incluindo o peso próprio do bloco, $N_{estacas}$ é o numero de estacas, M_x e M_y os momentos atuantes na cota de arrasamento das estacas.

Munhoz *et al.* (2005), ao analisar as cargas de cinco estacas de um bloco quadrado, observaram que para que as estacas tivessem os mesmos valores de reação, era necessária uma grande altura do bloco, o que tornaria a construção inviável.

Poulos e Davis (1980) analisaram em seu trabalho, através dos Métodos dos Elementos de Contorno, de um bloco rígido, um grupo de estacas levando em consideração a influência do solo e com a relação entre a distância entre estacas e o diâmetro das mesmas. Eles observaram

que as estacas que se situam na periferia do bloco possuem maior carga do que as estacas centrais, como ilustra a Figura 3.4.

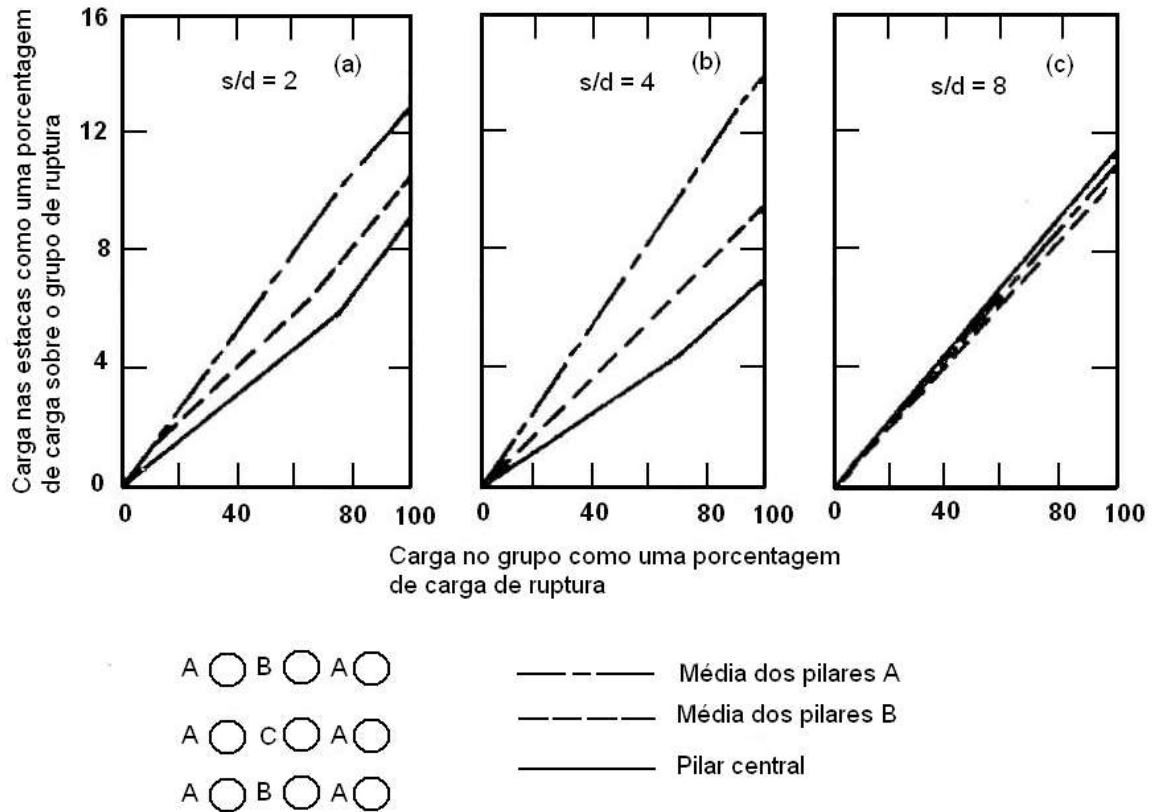


Figura 3.4 – Carga distribuída em nove estacas agrupadas (adaptada pelo autor). Fonte: Whitaker, 1970 *apud* Poulos e Davis (1980).

Para um grupo maior de estacas Whitaker¹ (1970 *apud* POULOS E DAVIS, 1980) obteve o mesmo resultado como ilustra a Figura 3.5.

¹ WHITAKER, T. The Design of Piled Foundations. Oxford, 1970.

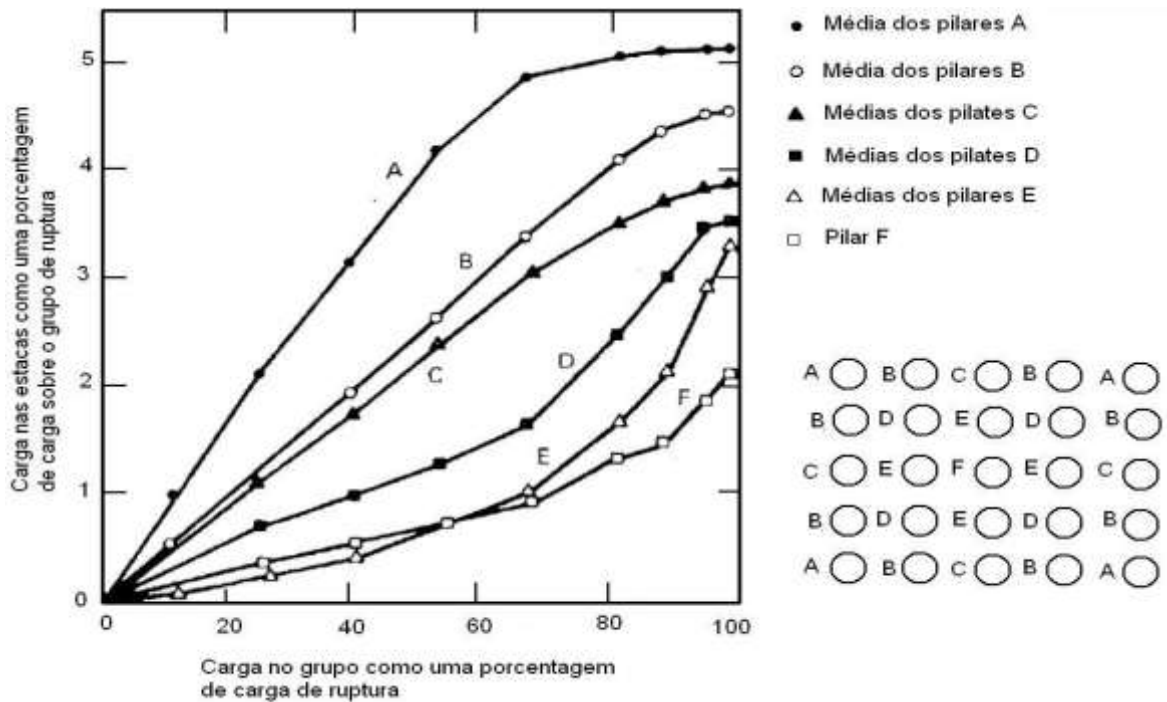


Figura 3.5 – Carga distribuída em vinte e cinco estacas agrupadas (adaptada pelo autor). Fonte: Whitaker, 1970 *apud* Poulos e Davis (1980).

Para o cálculo das cargas nas estacas em grupo Poulos e Davis (1980), através da teoria da elasticidade, propõem o cálculo para descobrir qual o aumento do recalque na estaca i devido à estaca j conforme equação 3.7. E para se chegar a carga nas estacas deve se levar em consideração do efeito de interação entre as estacas.

$$\Delta\rho_{ij} = \rho_j \cdot \alpha_{ij} \quad (2.16)$$

Onde ρ_j é o recalque da estaca sobre o peso próprio e α_{ij} o fator de interação entre as estacas, distancia de uma estaca i para a estaca j .

Poulos e Davis (1980) apresentam em vários gráficos para determinação do fator de interação α_j para duas estacas em meio homogêneo numa massa de solo semi-infinito com coeficiente de Poisson de $\nu_s = 0,5$ levando em consideração a relação s/d e os valores de L/d e K , sendo s a distância eixo-a-eixo entre as estacas, d o diâmetro da estaca, L o comprimento da estaca e K é um coeficiente de proporção do módulo de elasticidade da estaca com o módulo de elasticidade do solo dada pela equação 3.8.

$$K = \frac{E_c}{E_s} \quad (2.17)$$

Onde E_c é o módulo de elasticidade do material da estaca e E_s o módulo de elasticidade do solo. Os gráficos são representados pelas Figuras 3.6, 3.7 e 3.8.

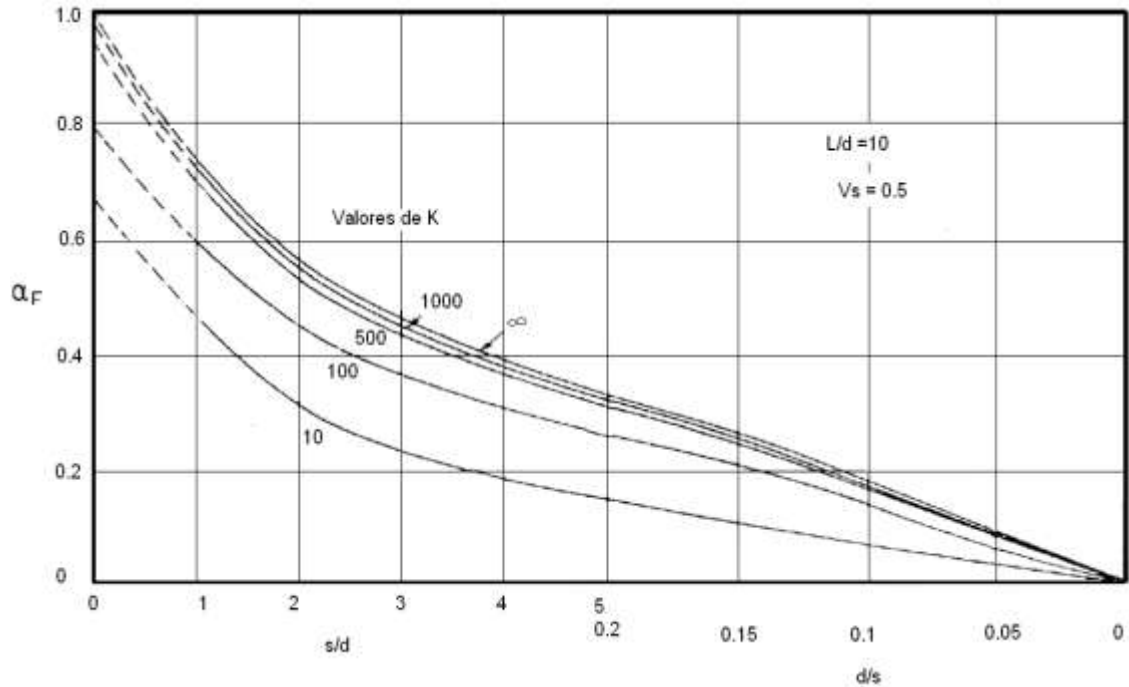


Figura 3.6 – Fator de interação de estacas $L/d=10$. (adaptada pelo autor). Fonte: Poulos e Davis (1980).

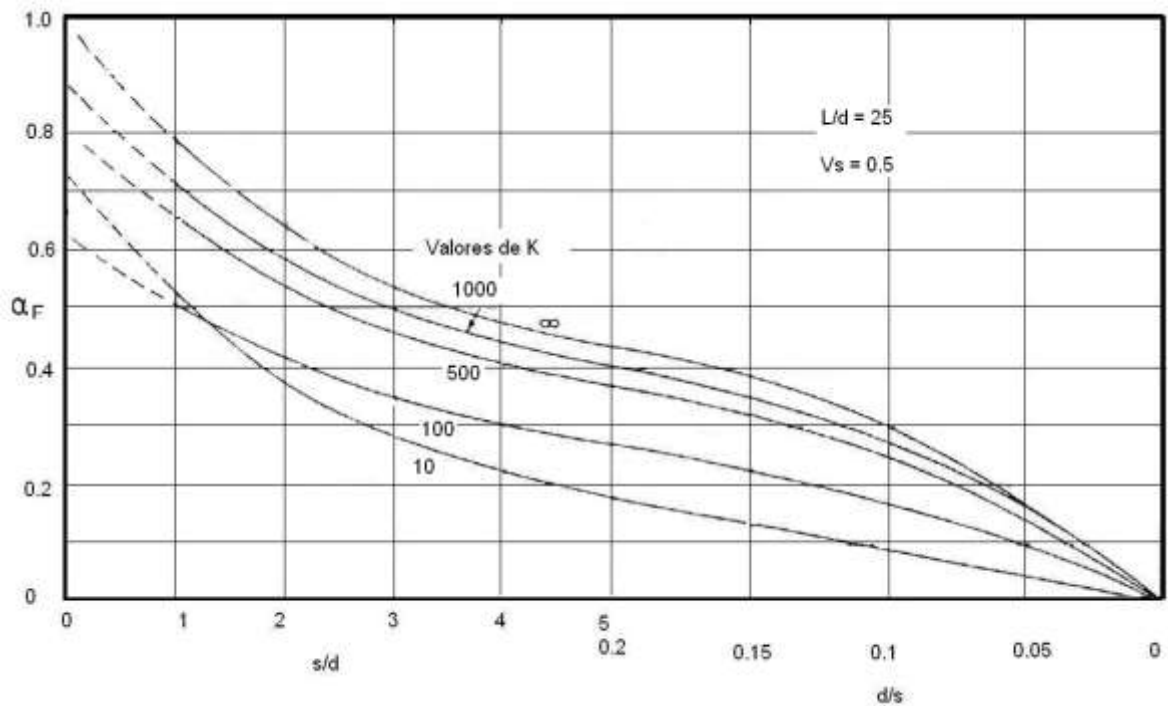


Figura 3.7 – Fator de interação de estacas $L/d=25$. (adaptada pelo autor). Fonte: Poulos e Davis (1980).

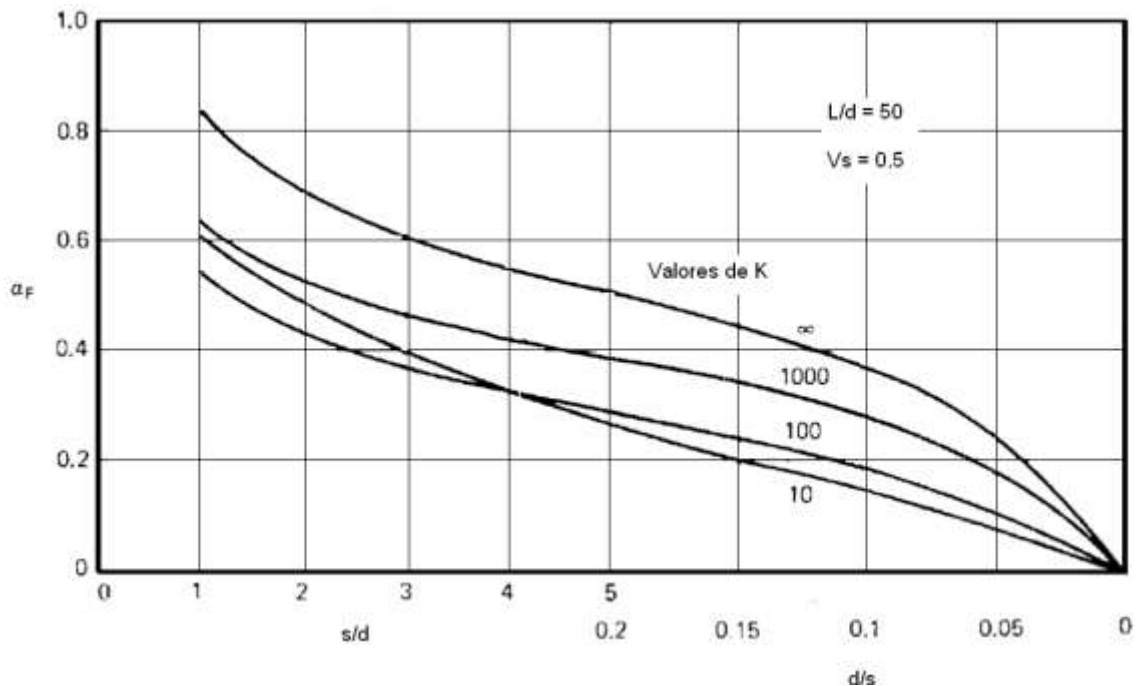


Figura 3.8 – Fator de interação de estacas $L/d=50$. (adaptada pelo autor). Fonte: Poulos e Davis (1980).

Para Poulos e Davis (1980) o princípio da superposição pode ser aplicado para um grupo geral de estacas. Portanto para um grupo de n estacas idênticas com recalque ρ_k e alguma estaca k no grupo podem ser simplificados pela equação 3.9.

$$\rho_k = \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq K}}^n (\rho_{1j} \cdot P_j \cdot \alpha_{kj}) + \rho_{1k} \cdot P_k \quad (2.18)$$

Sendo P_j a carga no pilar j ; ρ_{1j} o deslocamento da estaca j em unidade de deslocamento; α_{kj} é o fator de interação entre as estacas k e j . Portanto através dessas equações podem ser calculadas as reações das estacas levando em consideração a influência do solo. No entanto para a solução desta equação é necessária uma condição de contorno do maciço e, além disso, este tipo de abordagem, conforme proposto por Poulos e Davis (1980), permite analisar somente casos extremos, ou seja, blocos perfeitamente rígidos ou blocos perfeitamente flexíveis.

3.5 DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS RÍGIDOS PELO MÉTODO DAS ESCORAS E TIRANTES.

Moraes (1976) apresenta, para o projeto de blocos rígidos, expressões analíticas e

recomendações desenvolvidas a partir de modelos de escoras e tirantes ensaiados por Blévoit e Fremy (1967) que consiste em admitir no interior do bloco uma treliça espacial composta por barras tracionadas e comprimidas.

Moraes (1976) após um estudo em vigas curtas certificou que não é necessária qualquer armadura especial para combater o esforço cortante quando o esforço permanecer inferior a equação 3.10.

$$Q = \frac{4,8b \cdot f_t}{1 + \left(\frac{l'}{d}\right)^2} = \sqrt{\frac{a_p \cdot b_p}{b \cdot d}} \leq 4b \cdot d \cdot \tau_t \sqrt{\frac{a_p \cdot b_p}{b \cdot d}} \quad (2.19)$$

Sendo f_t a tração no concreto simples não superior a 1.500 KPa.

O espaçamento entre estacas proposto por Moraes (1976) é de 2,5 vezes o diâmetro da estaca no caso de estacas pré-moldadas e 3 vezes o diâmetro se forem moldadas "in loco" ou tubulões. Afirmando em ambos os casos, que esse valor não pode ser inferior a 60 cm.

A área da biela e as tensões de compressão nas escoras são dadas pelas equações 3.11 e 3.12, e a ilustração é dada pela Figura 3.9.

$$A = \frac{A_b}{\text{sen}\theta} \quad (2.20)$$

$$f' = \frac{C}{A} = \frac{P}{A_b \text{sen}^2\theta} \quad (2.21)$$

Sendo A_b a área do pilar, f' a tensão de compressão na biela e A a área da biela.

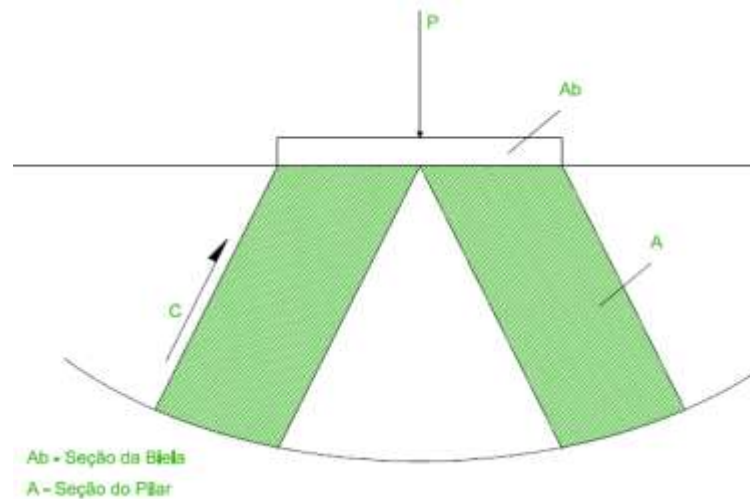


Figura 3.9 – Detalhe da biela de compressão.

Blévo e Fremy (1967) através de ensaios em modelos reduzidos verificaram que a tensão de compressão no concreto, junto ao pilar, é cerca de 40% superior, para o bloco de duas estacas, a tensão de cálculo f_{ck} . E o esforço de tração no aço foi 15% superior ao indicado pelo cálculo. Sendo essa a diferença entre os modelos de cálculos para blocos entre Moraes (1976) e Alonso (1983).

Para Moraes (1976) o ângulo da escora para um bloco rígido deve ser entre $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, e para isso a altura do bloco varia conforme equação 3.13.

$$0,5 \left(l - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,71 \left(l - \frac{a_p}{2} \right) \quad (2.22)$$

Através de ensaios experimentais Blévo e Fremy (1967) observaram que a tensão de compressão no concreto para um bloco sobre três estacas, junto ao pilar, é cerca de 75% superior a tensão de ruptura f_{ck} de cálculo. Verificou também que as rupturas foram complexas, com carregamentos inferiores ao indicado pelo cálculo, através do “Método das Bielas” e ao analisar os carregamentos observaram que os blocos armados segundo seus lados ou em cinta, acrescidas de malhas, suportaram melhor o carregamento, não dando origem a fissurações.

Miguel (2000) observou também através de ensaios experimentais que os blocos sobre três estacas, que possuem armadura segundo os lados e mais armaduras segundo as medianas apresentaram maiores forças de ruínas.

Blevot e Fremy (1967) observaram que para blocos com quatro estacas as rupturas foram diferentes do bloco com três estacas, pois a ruptura ocorreu com carregamentos superiores ao indicado pelo cálculo, através do “Método das Bielas”.

Quando se trata de blocos sobre mais estacas Alonso (1983) propõe que, se calcule inicialmente a força T_x através da equação 3.14, vide Figura 2.8.

$$T_x = \frac{\sum N_i \cdot a_i}{0,85 \cdot d} \quad (2.23)$$

Sendo N as cargas atuantes nas estacas, e a a distância da estaca ao centro da biela e d a altura útil do bloco, e a área de armadura é dada pela equação 3.15.

$$A_s = \frac{1,61 \cdot T_x}{f_{yk}} \quad (2.24)$$

Para este processo também é necessário a verificação das bielas de compressão verificando se há ou não o esmagamento, através da equação 3.16.

$$\frac{\gamma W}{b_w d} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2f_{tk} \text{ (blocos com relação } a/d \leq 1) \\ f_{tk} \text{ (blocos com relação } \leq 1 a/d \leq 1,5) \\ 0,4f_{tk} \text{ (blocos com relação } a/d > 2) \end{array} \right\} \quad (2.25)$$

Sendo a a distância entre o eixo da estaca e o centro da biela, d a altura útil do bloco, b_w a largura do bloco na seção considerada, f_{tk} é a tensão de tração característica do concreto, onde segundo Alonso (1983):

$$f_{tk} = 0,1f_{ck} \text{ para } f_{ck} \leq 18 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{tk} = 0,06f_{ck} + 0,7 \text{ para } f_{ck} > 18 \text{ MN/m}^2$$

E $\gamma \cong 1,96$, sendo que $\gamma = \gamma_f \cdot \gamma_c$ e V igual a carga aplicada no pilar (F) dividida pela quantidade de estacas do bloco (n), conforme equação 3.17.

$$V = \frac{F}{n} \quad (2.26)$$

Alonso (1983) afirma também que nestes casos deve ser disposta uma armadura secundária

A'_s com seção conforme equação 3.18.

$$A'_s = \frac{A_s}{8} \quad (2.27)$$

Ramos (2007) afirma que não se aplica a teoria de bielas e tirantes para blocos com muitas estacas, pois não se sabe o real comportamento dos elementos, portanto são mais utilizados para estes casos o modelo de CEB-FIP (1970).

Para outras disposições ou um número maior de estacas, pode-se utilizar o método baseado nas recomendações do CEB-FIP (1970). Para o projeto de blocos rígidos é necessário determinar uma seção de referência, para que se faça verificações de segurança e dimensionamento da armadura inferior pelo momento fletor, podendo essa seção de referência ser tomada no eixo do pilar com $c_1 = b/2$ para pilares com pequena inércia ou para pilares de grande inércia ($b \geq 60\text{cm}$) sugere-se a distância de $c_1 = 0,15b$, conforme a Figura 3.10.

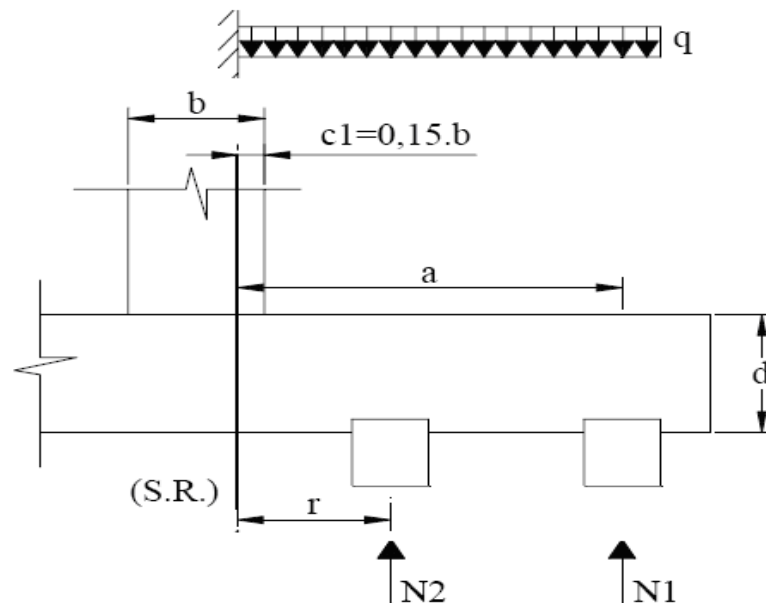


Figura 3.10 - Modelo para dimensionamento de blocos rígidos à flexão segundo uma seção de referência –SR.
Fonte CEB-FIP (1970)

Onde q é a carga distribuída devido o peso próprio e N_i a carga atuante na estaca i . Ao calcular o momento fletor e o esforço cortante na seção de referencia SR tem-se a equação 3.19.

$$\begin{aligned}
 M &= \sum N_i \cdot r_i - q \cdot \frac{l^2}{2} \\
 Q &= \sum N_i - q \cdot l
 \end{aligned}
 \tag{2.28}$$

Desprezando o peso próprio do bloco com a relação $0,5 \leq a/d \leq 1$ a tensão na armadura é dada conforme a equação 3.20.

$$T_x = \frac{\sum N_i \cdot a_i}{0,85 \cdot d} \tag{2.29}$$

E a taxa de armadura é dada pela equação 3.21.

$$A_s = \frac{1,61 \cdot T_x}{f_{yk}} \tag{2.30}$$

A taxa de armadura negativa terá uma seção conforme a equação 3.22.

$$A'_s = \frac{1}{8} A_s \tag{2.31}$$

Segundo Alonso (1983), quando a relação de $a/d \leq 0,5$ a armadura principal será constituída de estribos horizontais cuja seção é dada pela equação 3.23;

$$\begin{aligned}
 Z &= \frac{1}{2} \sum N_i \\
 A_{sh} &= \frac{1,61 \cdot Z}{f_{yk}}
 \end{aligned}
 \tag{2.32}$$

E a armadura inferior será secundária e terá apenas caráter construtivo e sua seção segue conforme equação 3.24.

$$\begin{aligned}
 T_x &= \frac{\sum N_i \cdot a_i}{0,85 \cdot d} \\
 A_s &= \frac{1,61 \cdot T_x}{f_{yk}}
 \end{aligned}
 \tag{2.33}$$

3.6 ARMADURA DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

3.6.1 ANCORAGEM

Blévoit e Fremy (1967) observaram através de ensaios experimentais que a armadura com mossas (saliências) escorregaram após a ruptura da biela de compressão. O mesmo processo foi observado por Miguel (2000) como ilustra a Figura 3.11.

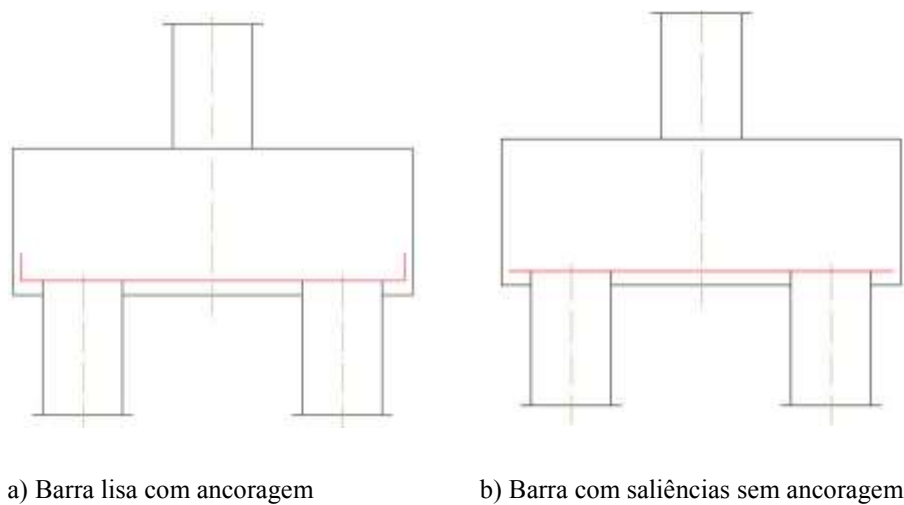


Figura 3.11 – Blocos com e sem ancoragem respectivamente.

Taylor e Clarke² (1976 *apud* OLIVEIRA, 2009) observaram que nos blocos analisados com ancoragem maiores conforme, Figura 3.12, apresentaram força de ruína maior em aproximadamente 30%, o fato correu porque o trecho vertical trabalhou como armadura de suspensão.

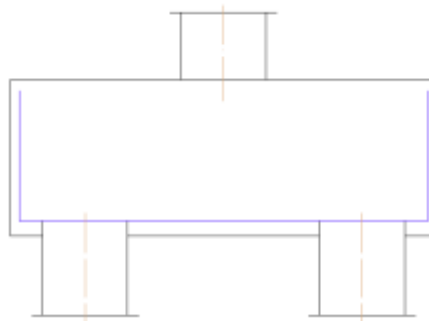


Figura 3.12 – Comprimento de ancoragem maior.

²TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. *Some detailing problems in concrete frame structures. The Structural Engineer, January, 1976.*

Leonhardt e Monning (1978) recomendam ancoragem reta, desprezando o gancho, pois como a armadura dos tirantes sobre as estacas é fortemente comprimida perpendicularmente ao plano horizontal das estacas, a utilização de ancoragem reta se torna eficiente.

Calavera (2000) sugere que o comprimento de ancoragem seja diminuído em 20% desde que confirmada boa condição de aderência produzida pela compressão transversal das barras por conta da reação nas estacas e da força da biela. Sugere também que o comprimento de ancoragem deve ser contado a partir do eixo da estaca. Afirma que se o comprimento de ancoragem não for suficiente pode-se usar gancho sempre que a condição de equação 3.25 for atendida.

$$\frac{l_1}{0,7} \geq 0,8l_b \quad (2.34)$$

Sendo l_b o comprimento básico de ancoragem. Pode-se adotar também prolongamentos verticais l_2 , equação 3.26, Esse prolongamento é ilustrado na Figura 3.13.

$$l_2 = 0,8l_b - \frac{l_1}{0,7} \quad (2.35)$$

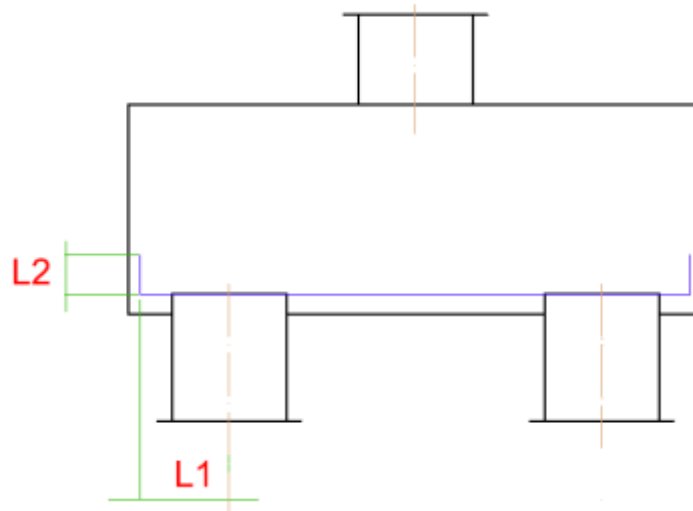


Figura 3.13 – Comprimentos de ancoragem.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003) as armaduras devem se estender de face a face do bloco e terminar com gancho nas duas extremidades. Mas em relação a utilização ganchos da armadura do tirante, Miguel (2000) observou em seu trabalho que a deformação no gancho é

praticamente zero, ou seja, não exerceu influência na força última.

Delalibera (2006), por meio dos resultados experimentais obtidos, analisou que os ganchos exigidos pela norma brasileira vigente de projeto de estruturas de concreto armado não tiveram nenhuma influência no comportamento estrutural dos blocos na iminência da ruptura; em serviço, apresentou pequenas deformações, praticamente nulas.

Devido a algumas divergências sobre os estudos de ancoragem da armadura apresentados por alguns autores citados acima, o conceito da utilização do gancho nas armaduras merece uma atenção maior dos pesquisadores.

3.6.2 Armadura secundária

Sobre a armadura secundária a NBR 6118:2003 recomenda que para o cálculo da armadura secundária, seja adotada 20% da força utilizada para o dimensionamento da armadura principal. Sendo consideradas neste trabalho, armaduras secundárias todas as armaduras usadas na face oposta das tensões de tração.

Blévoit e Fremy (1967) ao analisar os ensaios dos blocos sobre três estacas, especificamente o modelo de armadura segundo as medianas, sugere que quando a distância entre os eixos das estacas for maior que três vezes o seu diâmetro é necessário a armadura de suspensão para conter as extremidades das barras que estão sem apoio. Notou que quando o bloco está sem essa armadura a força última é cerca de 50% do valor calculado.

Moraes (1976) propôs em seu trabalho, que nenhuma armadura especial de esforço cortante fosse necessária enquanto a tensão de tração no concreto, na região de ferragem não ultrapassasse 15 Kgf/cm² (1500 kPa), e considera a armadura superior como sendo 1/5 da seção total da armadura principal.

Leonhardt e Monning (1978 *apud* DELALIBERA, 2006) já afirmam ser muito importante adotar uma armadura de suspensão, pois através de ensaios experimentais comprovaram que quando a armadura é disposta entre estacas uma parte dos esforços das escoras de compressão atua nesta região e pressiona o tirante para baixo, porque falta apoio neste local, surgindo então fissuras na parte inferior do bloco que pode conduzir a uma ruína prematura. E no caso da distância entre estacas ser maior que três vezes seu diâmetro, não se deixa o trecho sem armadura de suspensão, e a armadura deve ser dimensionada para uma força total

aproximadamente igual a equação 3.27.

$$\frac{F}{1,5n} \quad (2.36)$$

Onde n é o numero de estacas sendo $n \geq 3$ e F a carga correspondente do pilar.

Alonso (1983) não considera nos seus estudos a armadura superior, recomenda apenas uma armadura de pele principalmente quando a armadura principal tem diâmetro elevado, essa armadura de pele pode ser estimada como sendo 1/8 da seção total da armadura principal em cada face do bloco e tem como finalidade reduzir a abertura de fissuras.

Miguel (2000) verificou em seu trabalho que as armaduras verticais e horizontais reduziram a quantidade de abertura de fissuras na face, mas as barras distribuídas na base não contribuíram para a redução das aberturas das fissuras, porém diminuiu o número de fissuras, o que comprova que o uso de armaduras secundária são adequadas.

3.6.3 Condições de aderência das armaduras

A aderência das armaduras com o concreto é verificada segundo CEB-FIP (1970) pela equação 3.28.

$$V_{d1} \leq 0,9 \cdot d \cdot n_b \cdot \pi \cdot \phi_s \cdot f_{bd} \quad (2.37)$$

Onde n_b é o numero de barras por unidade de largura, ϕ_s o diâmetro da barra de aço, d a altura útil da seção, f_{bd} é a resistência de aderência de calculo entre armaduras e concreto. De acordo com a NBR 6118 o f_{bd} é dada pela equação 3.29.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2.38)$$

$\eta_1 = 1,00$ para barras lisas (CA-25);

$\eta_1 = 1,40$ para barras entalhadas (CA-60);

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas (CA-50);

$\eta_2 = 1,00$ para situação de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7$ para situação de má aderência;

$\eta_3 = 1,00$ para barras $< 32mm$;

$\eta_3 = \frac{132 - \phi_s}{100}$ para barras $\phi_s \geq 32mm$;

Sendo ϕ_s o diâmetro da barra em milímetros e f_{ctd} a resistência a tração de cálculo do concreto, que é dada pela equação 3.30.

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} MPa \quad (2.39)$$

3.6.4 Cálculo de esforço cortante

Para o cálculo do esforço cortante segundo a norma espanhola (E.H., 1991) e CEB-FIP (1970) é necessária a definição de uma seção de referência, que para blocos está a uma distância de $d/2$ da face do pilar conforme ilustra a Figura 3.14, mas quando existem estacas situadas neste intervalo de $d/2$ da face do pilar a seção de referencia será na face externa do pilar como ilustra a Figura 3.14 e 3.15.

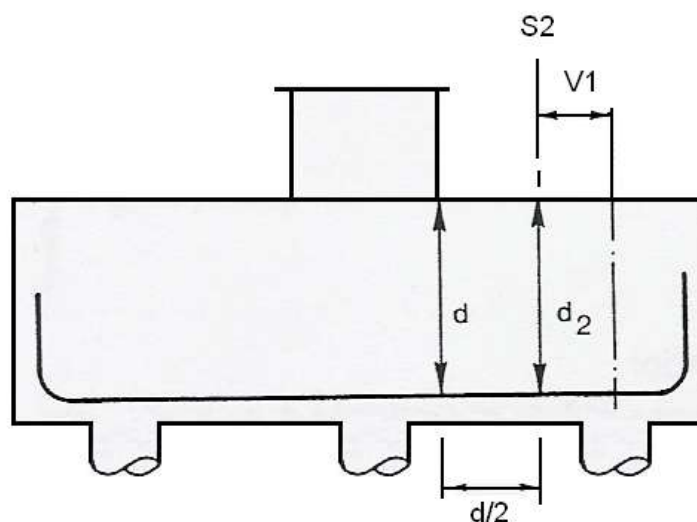


Figura 3.14 – Seção S2 para estaca com distancia maior que $d/2$. Fonte: E.H. (1991).

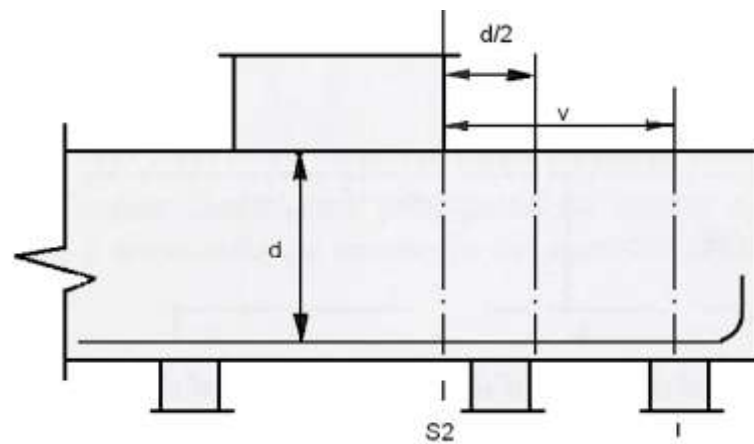


Figura 3.15 – Seção S2 para estaca com distancia menor que $d/2$ - Corte. Fonte: E.H. (1991).

A largura da seção de referência b_2 é dada pela equação 3.31 como ilustra a Figura 3.16, e a altura útil da seção de referencia S2 é dada conforme equação 3.32.

$$b_2 = b + \phi \quad (2.40)$$

$$d_2 = 1,5.V \quad (2.41)$$

Onde b é a largura do pilar, ϕ o diâmetro da estaca, V é a distancia da face do pilar à estaca mais distante do eixo do pilar.

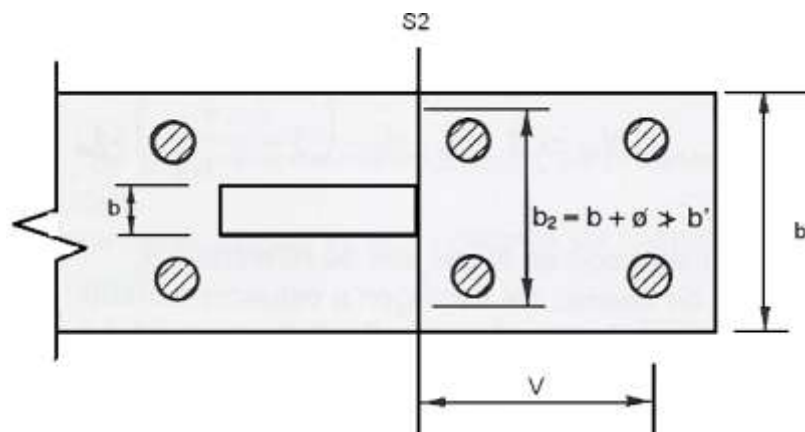


Figura 3.16 – Seção S2 para estaca com distancia menor que $d/2$ - Planta. Fonte: E.H. (1991).

No entanto a força cortante é dada pela equação 3.33.

$$V_{d,\text{lim}} = \frac{0,25}{\gamma_c} \left(1 - \frac{V}{5.d} \right) b_2 \cdot d_2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.42)$$

CAPÍTULO 4

MODELAGEM NUMÉRICA

A precisão dos resultados de qualquer análise estrutural ou geotécnica efetuada com programas computacionais está diretamente ligada à precisão dos dados que definem o problema sob consideração das vinculações, geometrias e dos modelos de comportamento dos materiais. Como neste trabalho se pretende simular com uma boa precisão o comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas, serão utilizados modelos constitutivos não lineares de Von Mises para as barras de aço e para o concreto. Modelos de fissuração que prevêm o comportamento completo das curvas tensão-deformação, incluindo os trechos pós-pico, tanto à tração quanto à compressão. Para o solo foi considerado um comportamento elástico e linear.

4.1 MECÂNICA DO DANO

A Mecânica do dano trata de quantificar o efeito sobre a resposta estrutural de um processo distribuído e progressivo de degradação provocado por ações externas. Este efeito é quantificado através da redução das propriedades de resistência e rigidez do material, de tal forma que a matriz constitutiva passa a ser uma matriz de rigidez secante, conforme equação 4.1.

$$\tilde{D} = D_o(1 - d) \quad (4.1)$$

Sendo D_o a matriz de rigidez tangente na origem e d um tensor de dano. Portanto a equação constitutiva passa a ser conforme equação 4.2 e os dados ilustrados na Figura 4.1.

$$\tau = \tilde{D}\varepsilon \quad (4.2)$$

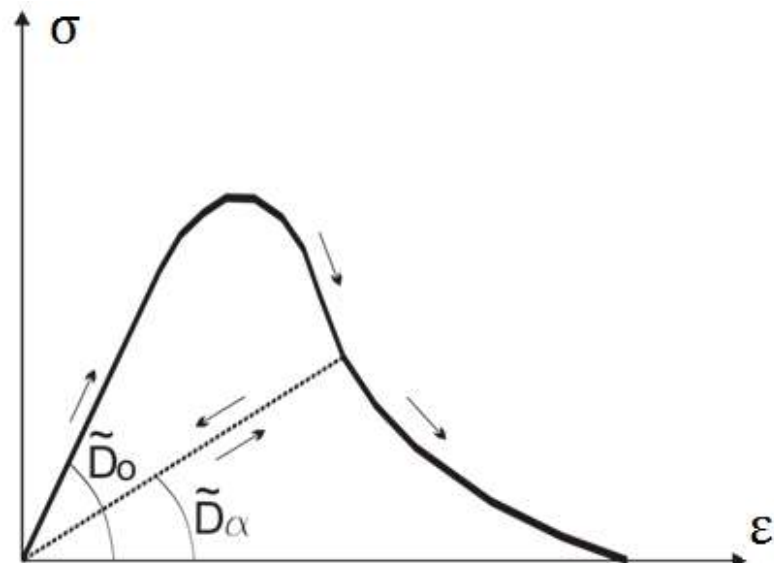
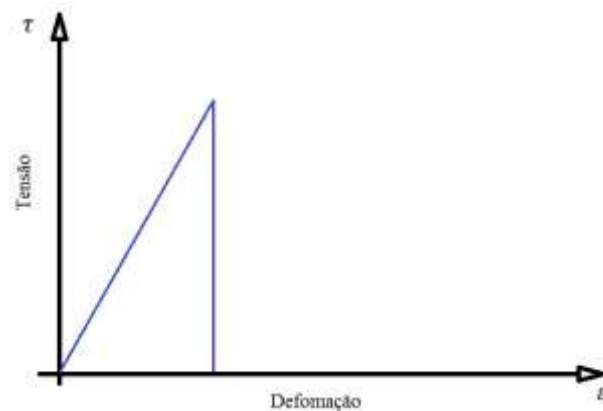


Figura 4.1 – Variação da rigidez secante.

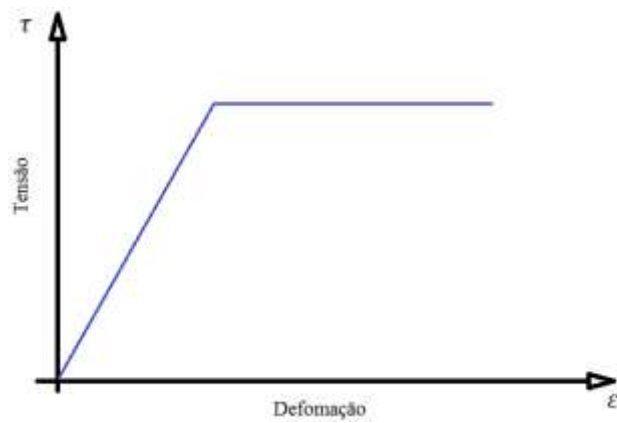
No concreto, a degradação é devido a um processo de micro-fissuração distribuída. A partir de um determinado valor do carregamento, pode ter início um processo de localização de dano e como consequência fissuras maiores começam a ser formar. A partir deste momento, o assunto é tratado pela Mecânica da Fratura.

4.2 MECÂNICA DA FRATURA

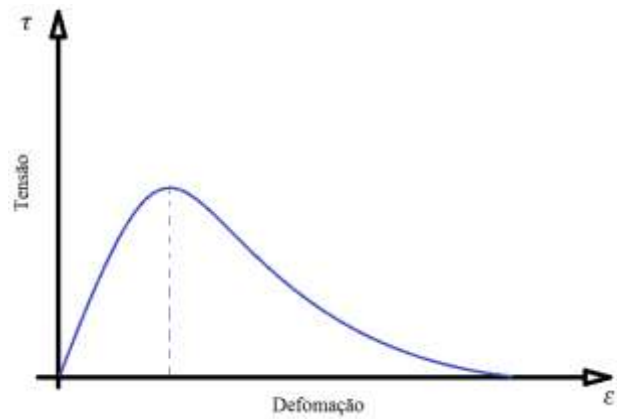
O comportamento mecânico de uma estrutura é muito influenciado pelos materiais usados na sua construção que podem, com base na resposta tensão-deformação, ser classificados em frágeis, dúcteis e quase-frágeis, conforme Figura 4.2.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.2 – Diferentes tipos de comportamento de materiais: elasto-frágil (a), elasto-plástico (b) e elástico quase-frágil.

A aplicação contínua de cargas leva uma estrutura à ruína, cujos processos podem ser entendidos pela análise de uma chapa tracionada, como mostrado na Figura 4.3, onde defeitos (fissuras) são simulados através de um furo elíptico, onde em suas pontas há concentração de tensões indicadas por $\sigma_{\text{máx}}$ e σ_{min} .

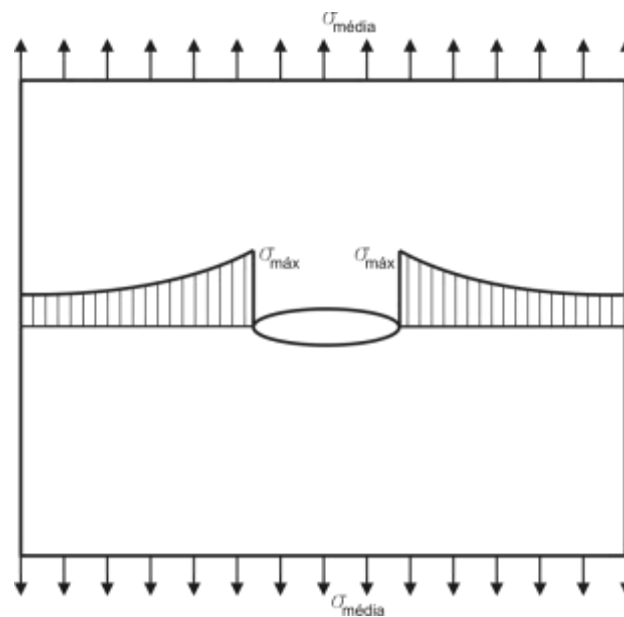


Figura 4.3 - Distribuição de tensões em uma chapa com furo tracionada.

Para que a ruína não seja alcançada, quando a tensão atingir o seu valor máximo f_t admissível, devem-se ter critérios de ruptura apropriados à geometria da estrutura e ao tipo de material constituinte. Se o material for frágil, conforme Figura 4.4, o furo (fratura) crescerá e a tensão diminuirá ambos rapidamente, levando a uma ruptura frágil ao longo da seção. Portanto, uma estrutura falha catastróficamente sempre que qualquer ponto ao longo de uma seção crítica alcançar a tensão de pico do material.

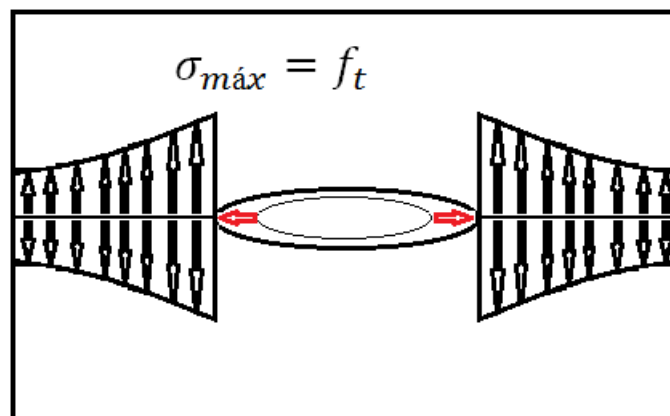


Figura 4.4 – Ruptura frágil.

Se o material for dúctil, este escoará e a tensão permanecerá constante, conforme Figura 4.5. Como uma carga que traciona uma peça pode ser aumentada, mesmo após se alcançar a tensão de escoamento, devido à redistribuição de tensões plásticas, uma estrutura falha apenas quando a tensão ao longo de toda a seção crítica atinge a tensão nominal de escoamento do

material.

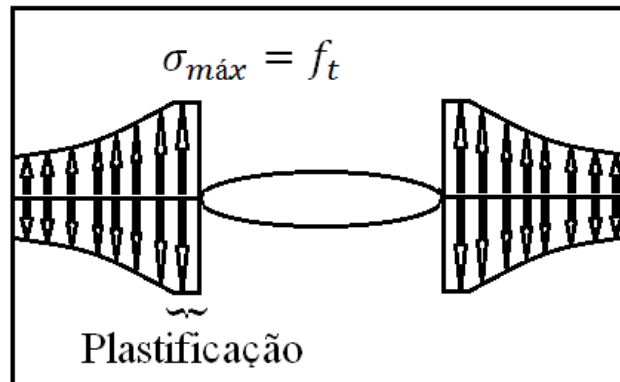
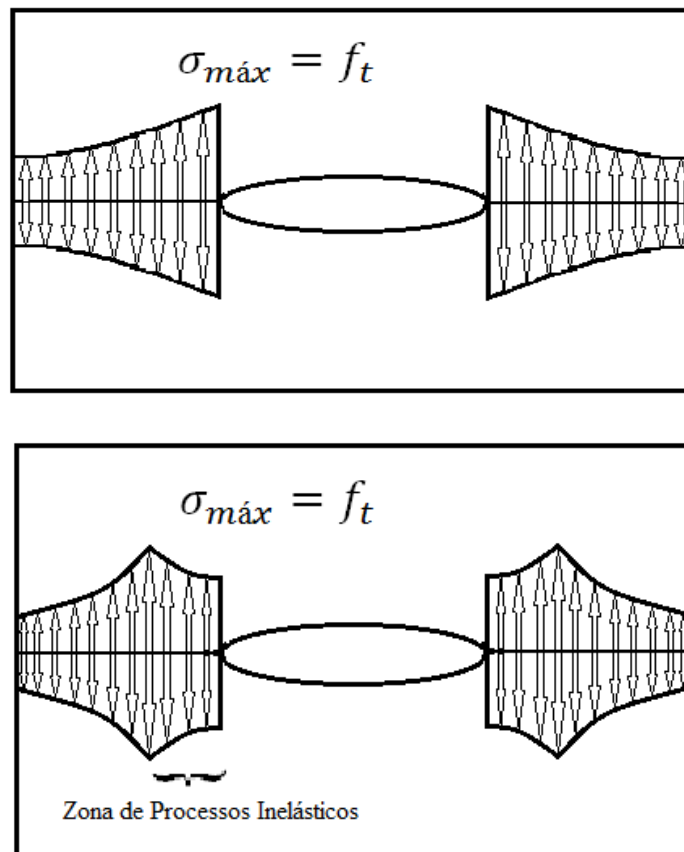


Figura 4.5 – Ruptura dúctil.

Para o material quase-frágil, a tensão na ponta do furo diminuirá gradualmente (amolecimento) com o aumento das deformações e deslocando, à frente, o ponto de tensão máxima, formando uma zona de processos inelásticos (ZPI). Com o aumento do carregamento as deformações na ponta do furo vão aumentando, mesmo com uma diminuição das tensões, até iniciar um processo de fraturamento, que crescerá seguindo a movimentação da ZPI. A Figura 4.6 ilustra essas etapas citadas.



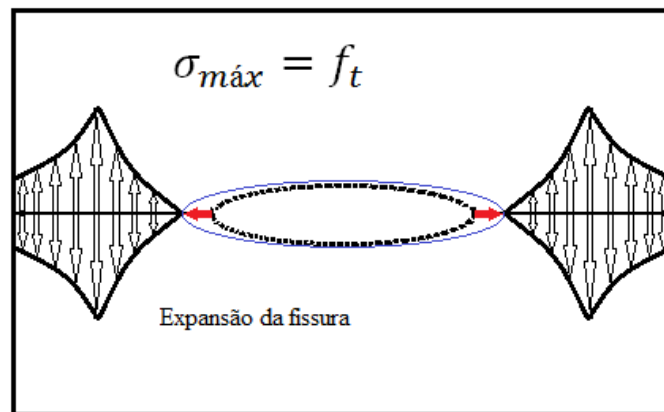


Figura 4.6 – Processo de ruptura quase-frágil.

Ao estudo da resposta e ruptura de estruturas, como conseqüência do início e propagação de fraturas, dá-se o nome de Mecânica da Fratura, cujos princípios podem ser utilizados para se estabelecer para o concreto, que é um material quase-frágil, modelos de fraturamento. Com estes modelos, baseados em conceitos de localização de deformação e dissipação de energia, podem-se desenvolver formulações que conseguem prever o comportamento estrutural quanto às tensões, deformações, comprimento e abertura de fissuras.

Estas idéias foram desenvolvidas inicialmente para materiais muito frágeis, como vidros e alguns metais quando estes falham, após o crescimento de uma única fratura desencadeada por defeitos intrínsecos.

Muitos materiais contêm micro-defeitos, cuja propagação resulta no colapso da estrutura, e critérios de projetos baseados na mecânica da fratura elástica linear (MFEL) consideram a influência destes defeitos através de um fator de concentração de tensões K_t , cujo valor tende ao infinito para toda elipse estreita ou fissura. Portanto, esta forma de análise não é válida para estes casos.

Como nenhum material pode suportar tensões infinitas, na região próxima à ponta da fissura deve-se ter uma zona de processos inelásticos ou também chamada de zona de processo de fratura, para um material real. Se esta zona é pequena comparada às dimensões da fratura a MFEL pode ser aproximadamente utilizada. De outra forma, deve-se utilizar a mecânica da fratura não linear (MFNL), e a energia dissipada na zona de processo de fratura deve ser considerada. Para o concreto, a zona de processos inelásticos é denominada Zona de Processamento de Fratura (ZPF), conforme Figura 4.7.

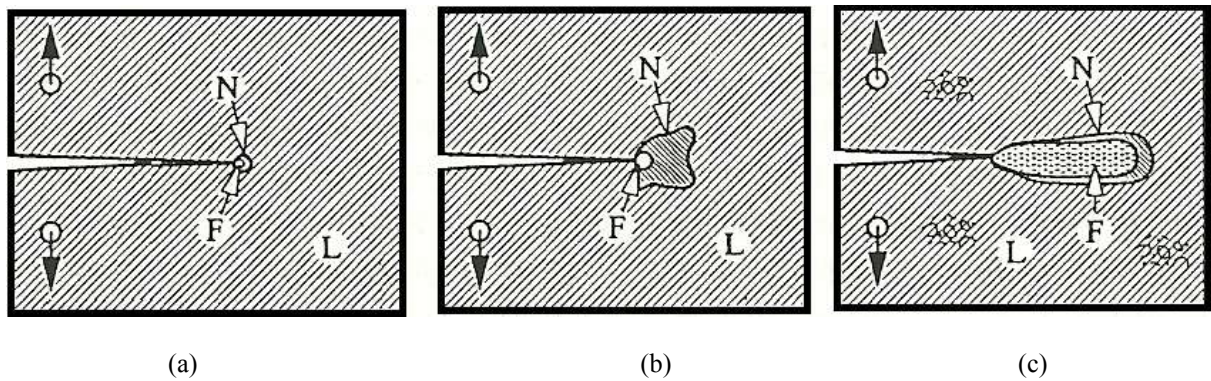


Figura 4.7 – Linear elástica (a), Não linear Plástica (b) e Não linear quase-frágil (c). L se refere à região linear, N a região não linear e F se refere a zona do processo de fratura. Fonte: Shah *et al* (1995).

Para materiais frágeis, ou para análise linear elástica, a área da zona de processo é pequena em relação ao comprimento da fissura, conforme Figura 4.7a. Para uma análise não linear plástica a zona de processo, embora pequena, está envolta em uma maior área com comportamento não linear, conforme Figura 4.7b. Para materiais quase-frágeis a região da zona de processo ocupa quase toda a área com deformações não lineares, conforme Figura 4.7c.

A abertura das fissuras ou o modo de deformação da fissura, segundo Irwin (1997), pode ser de três maneiras, como:

- MODO I:

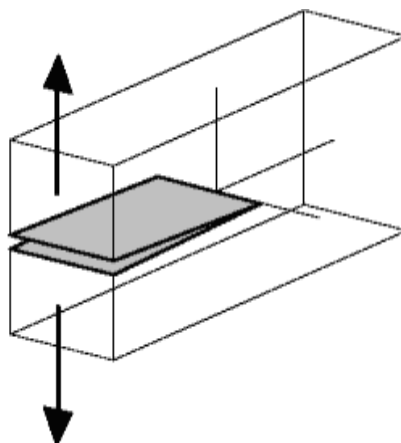


Figura 4.8 – Modo I de deformação.

O Modo I conforme ilustra a Figura 4.8, refere-se a um estado plano de tensão simétrico que causa a abertura da fissura. As faces das fissuras são deslocadas na direção normal de seus

planos. Isto então é definido como um modo de abertura de fissura.

- MODO II:

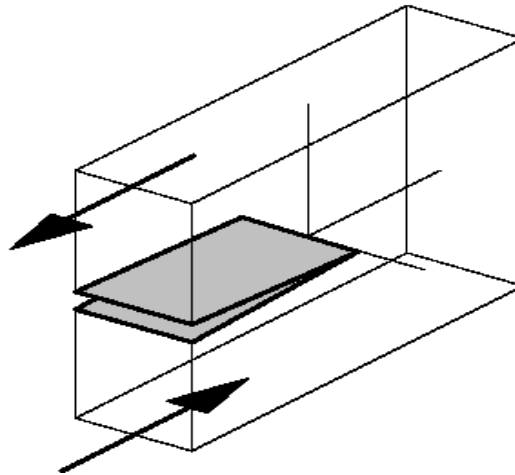


Figura 4.9 – Modo II de deformação.

O Modo II, conforme ilustra a Figura 4.9, refere-se ao estado plano de tensão anti-simétrico que causa um relativo deslocamento das superfícies fissuradas em seu próprio plano. Isto então é definido como um modelo de fissura de cisalhamento plano ou modelo de deslizamento.

- MODO III:

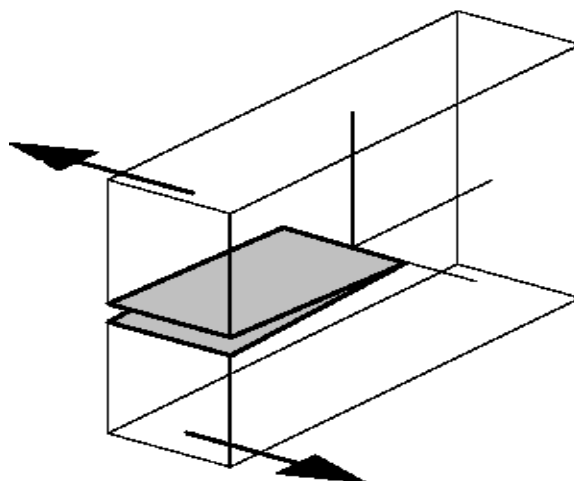


Figura 4.10 – Modo III de deformação.

O modo III, conforme ilustra a Figura 4.10, refere-se ao estado de tensão que causa um deslocamento relativo das faces das superfícies para fora em outro plano. Isto então é definido

como um modelo de cisalhamento anti-plano ou modelo rasgado.

4.3 COMPORTAMENTO DO MATERIAL CONCRETO

É denominada pasta à mistura de cimento e água, e como o cimento hidrata quando é misturado com a água e endurece após certo período de cura, a pasta também endurece e passa a ser denominada de matriz cimentícia. É denominada argamassa à mistura de cimento, agregado fino e água e de Concreto à mistura de cimento, agregado fino, agregado graúdo e água. Aditivos podem usados para melhorar determinadas propriedades.

As propriedades do concreto são influenciadas pelos constituintes químicos e por micro, meso e macroestruturas que caracterizam a soma e distribuição de poros e fissuras internas. A hierarquia, quanto ao tamanho, do início do processo de fratura em materiais cimentícios pode ser assim descrita:

- a) Uma vez que a microestrutura da pasta de cimento está em escala nanométrica, o processo de fratura na matriz é influenciado por partículas e vazios nesta mesma escala;
- b) O uso de agregados miúdos resulta em vazios na argamassa na escala de micrômetros, como consequência, o processo de fratura em argamassas podem primeiramente envolver o início e propagação de vazios internos nesta escala.
- c) Fissuras interfaciais e zonas fracas na escala de milímetros são as maiores causas de defeitos de concretos com uso de agregados graúdos.

As fissuras ocorrem, pois, entre a matriz e os agregados. Formam-se zonas de transição interfacial que são mais fracas que a matriz, possuindo inclusive algumas fissuras. Entre as causas das fissuras estão:

A segregação durante a concretagem e a imperfeição da aderência. Uma vez que as propriedades do concreto são muito influenciadas por esta zona de transição interfacial, o concreto pode ser considerado como sendo constituído por três fases: matriz, agregados e zona de transição interfacial.

O endurecimento do concreto fresco é acompanhado pela perda de umidade na pasta de cimento, que causa retração do concreto. As deformações causadas pela retração não são

uniformes, uma vez ocorrem diferentes perda de umidade na zona superficial e no interior. As retrações da pasta são normalmente contidas pelos agregados e pelas condições de contorno das peças durante a moldagem. A distribuição não uniforme das deformações de retração, as restrições dos agregados e as condições de contorno podem desenvolver tensões de tração em algumas partes do concreto, que podem causar fissuras de retração antes da aplicação de carregamentos.

O processo de fratura em concretos pode depender inicialmente da estabilidade destas fissuras interfaciais.

Embora o concreto seja um material heterogêneo e anisotrópico, ele pode ser tratado, de forma aproximada, como um material uniforme antes da fissuração, se a dimensão mínima de uma peça de concreto é maior que cinco vezes o tamanho do máximo agregado utilizado.

O início e a propagação destas falhas, fissuras internas, localização de deformações e formação de fraturas, durante o carregamento, governam o comportamento mecânico do concreto.

Resultados experimentais indicam que o comportamento à compressão do concreto é governado por um mecanismo de ruptura que é semelhante ao da tração. Este mecanismo é o processo de formação de fraturas.

Ensaio realizado por Shah *et al* (1995) em prismas de concreto submetidos à compressão axial mostraram que a curva tensão-deformação pode ser dividida em cinco estágios, conforme diagrama mostrado na Figura 4.11:

0-A. Da peça descarregada até 30% da tensão de pico, praticamente não se tem microfissuras e o trecho é praticamente linear;

A-A'. De 30% a 50% da tensão de pico, as fissuras de interfaciais agregado-matriz começam a se abrir, isoladas e uniformemente distribuídas;

A'-B. De 50% a 80% da tensão de pico, estas fissuras interfaciais começam a se propagar em diferentes direções, de acordo com a forma dos agregados;

B-C. De 80% até a tensão de pico, estas fissuras invadem a matriz de argamassa e começam a formar fissuras maiores, que permanecem estáveis. Inicia-se o fenômeno denominado de

localização de deformações ou de dano.

A não linearidade no trecho pré-pico será tanto maior quanto maior for a quantidade de poros e vazios e maior for a diferença entre as rigidez dos agregados, da matriz e das zonas de transição interfaciais.

Após C - Após a tensão de pico, estas fissuras maiores se propagam mesmo com a diminuição do carregamento. Até certo ponto deste trecho, continua a localização das deformações ou danos e, então, o processo de danificação faz com que a deformação possa ser considerada distribuída.

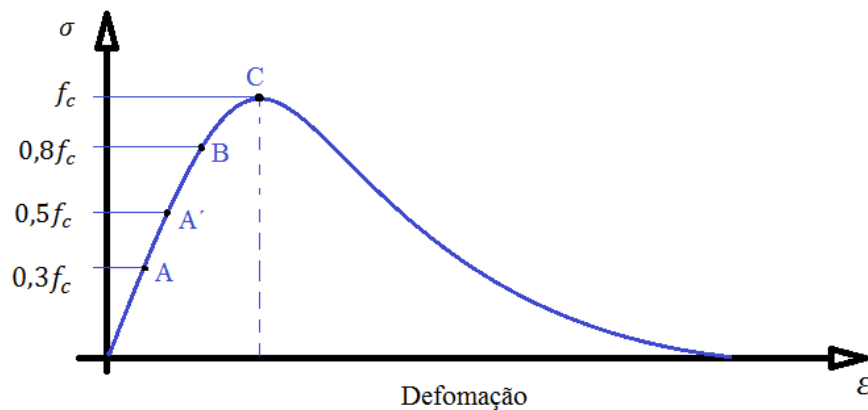


Figura 4.11 - Estágios de fissuração do concreto à compressão.

Observações experimentais, como as realizadas por Shah *et al* (1995), mostram que a relação carga-deslocamento em peças de concreto submetidas à tração uniaxial pode ser dividida em quatro estágios, conforme Figura 4.12:

0-A. Da peça descarregada até 30% da carga de pico, praticamente não se tem micro-fissuras e o trecho é praticamente linear;

A-B. De 30% a 80% da carga de pico, há a formação e propagação de micro-fissuras que são isoladas e aleatoriamente distribuídas;

B-C. De 80% até a carga de pico, as micro-fissuras começam a se localizar em fissuras maiores que se propagam com o aumento do carregamento: localização de deformações ou de dano. Este crescimento de fissuras é estável, uma vez que se a carga não cresce a fissura, também, não cresce. Se a peça for descarregada, ela praticamente volta à configuração inicial, restando apenas uma pequena deformação irreversível (inelástica);

Após a carga de pico, as fissuras maiores podem se propagar, mesmo com a diminuição da carga. Nas bandas de danos localizados há aumento das deformações mesmo se as tensões forem diminuídas (amolecimento). Fora destas regiões, pode haver abrandamento de tensões.

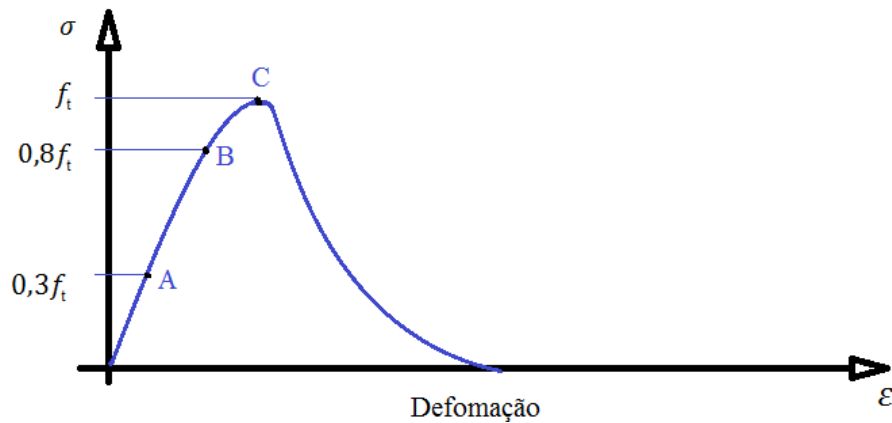


Figura 4.12 - Estágios de fissuração do concreto à tração.

A área sob a curva da Figura 4.12, está associada a quantidade de energia necessária a ruptura total do corpo de prova (energia de fraturamento) sendo que a área após a tensão de pico está associada a energia consumida durante o processo de abertura das fraturas e quanto maior for seu valor mais dúctil é o material, ou seja, possui maior capacidade de deformação irreversível.

Devido a este processo de localização de deformações ou danos, os diagramas de tensão-deformação para o concreto são bastante sensíveis à forma e ao tamanho dos corpos de prova, portanto, podem levar a valores diferentes da energia, que deve ser uma propriedade do material.

4.4 MODELOS DE FRATURAMENTO CONCRETO

Existem várias teorias que podem ser utilizadas no desenvolvimento de formulações para simular o desenvolvimento de fraturas em estruturas de concreto. Entre as mais utilizadas, atualmente, estão as teorias não lineares que utilizam modelos coesivos para descrever a zona de processamento de fraturas, conforme Figura 4.13: Modelo da Fissura Fictícia e Modelo da Banda de Fissuração.

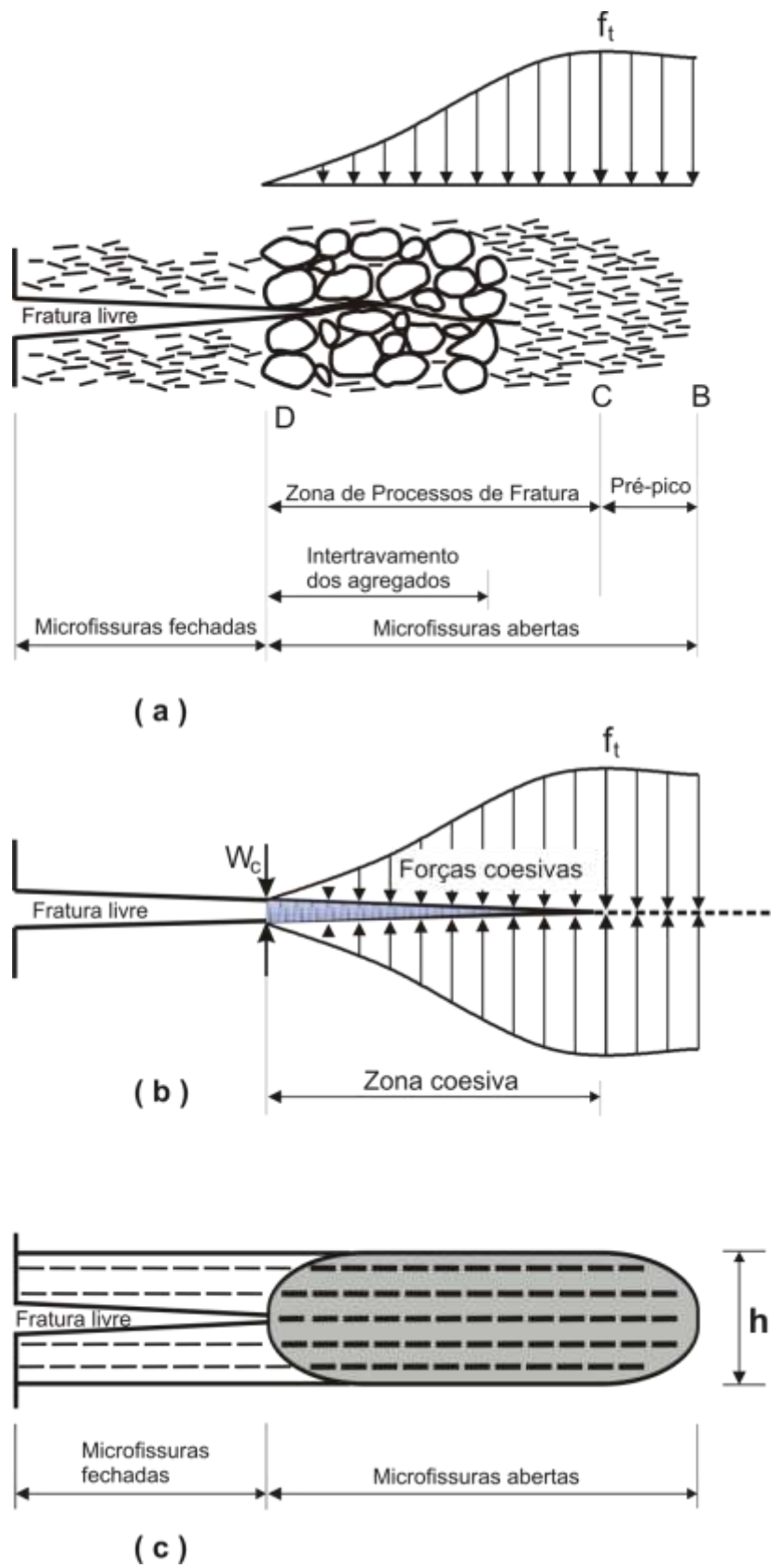


Figura 4.13 - Desenvolvimento de fissuras no concreto: (a) Zona de Processamento de Fraturas, (b) Modelo da Fissura Fictícia, (c) Modelo da Banda de Fissuração.

4.4.1 MODELO DA FISSURA FICTÍCIA

Este modelo, de fissuração discreta (*discret crack model*), foi proposto por Hillerborg *et al* (1976) onde considera a zona de processos de fratura como uma extensão da fratura real submetida a forças coesivas, Figura 4.13b. Os parâmetros dos materiais utilizados neste modelo são: curva tensão-trabalho (abertura de fissura na zona coesiva), curva tensão-deformação fora desta zona, resistência à tração e a energia de fraturamento G_f , que é a energia dissipada durante a formação de uma unidade de área de fissura. G_f é, portanto, uma densidade de energia dissipada, e seu valor é determinado pela área do gráfico mostrado na Figura 4.14, e equação 4.3.

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma(w) dw \quad (4.3)$$

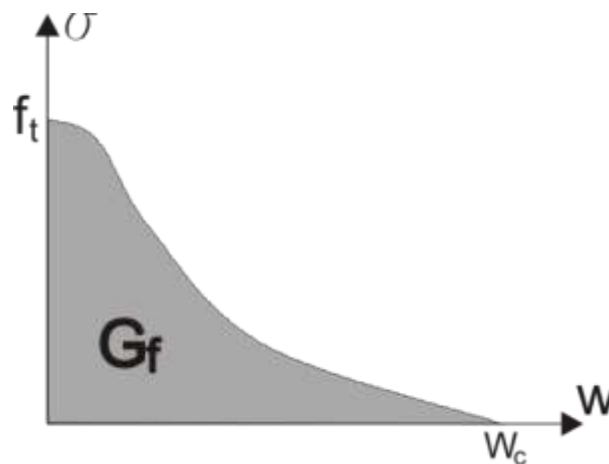


Figura 4.14 - Energia de fraturamento G_f .

Os modelos de fissuração discreta são mais apropriados para a análise de estruturas com poucas fissuras, uma vez que a malha necessita ser continuamente atualizada com o andamento do processo de fissuração. Este modelo permite uma simulação mais próxima da realidade que os primeiros modelos de fissuração discreta, onde um nó adicional era introduzido, e os lados dos elementos finitos eram separados, sempre que, em um nó, era alcançada a resistência à tração do material.

4.4.2 MODELO DA BANDA DE FISSURAÇÃO (DISTRIBUIDA)

Este modelo, proposto por Bazant e Oh (1983), consideram a zona de processos de fratura como sendo uma zona de largura constante h com micro-fissuras distribuídas de modo uniforme e contínuo, conforme Figura 4.13c, de modo que o material possa ser considerado como sendo um contínuo.

O crescimento estável das fissuras é simulado pela micro-fissuração progressiva dentro desta banda de fissuração, cujo comportamento é representado por um modelo de dano distribuído, onde o material danificado é, ainda, considerado como sendo um contínuo e, portanto, se aplicam as noções de tensão e deformação. O crescimento da fratura, em uma determinada ponta, se dá com a movimentação da banda de fissuração (ZPF) que está a sua frente, como consequência da expansão da área micro-fissurada. Desta forma, o valor da abertura da fratura é igual a equação 4.4

$$w = \varepsilon_p \cdot h \quad (4.4)$$

Segundo Bazant (1983), a largura da banda de fissuração deve ser tratada como uma propriedade do material, conforme equação 4.5

$$h = n \cdot d_a \quad (4.5)$$

sendo n uma constante empírica e d_a o diâmetro máximo do agregado, senão não se consegue resultados numéricos que sejam independentes do procedimento de análise. Portanto quando se utiliza modelos de fissuração distribuída baseados em critérios de resistência não objetivos com o método dos elementos finitos, os resultados obtidos são dependentes do número de elementos adotados. Entretanto, podem-se conseguir resultados independentes do número de elementos, especificando h como sendo um comprimento equivalente obtido através de critério energético, de modo a que a energia dissipada, durante o processo de fraturamento, seja confinada à banda de fissuração. Desta forma, conseguem-se resultados objetivos fazendo h depender de características dos elementos utilizados como o tipo de elemento e o método de integração.

No DIANA são adotados, como padrão (*default*) os seguintes valores (*crack bandwidth*):

$$h = 1 \quad \text{para elementos de treliça, EPD ou axisimétrico;}$$

$h = \frac{V}{\bar{A}}$ para elementos de viga, sendo V o volume e \bar{A} a área média das seções transversais da viga;

$h = \sqrt{2A}$ para elementos 2D lineares, sendo A a área do elemento;

$h = \sqrt{A}$ para elementos 2D de maior ordem;

$h = \sqrt[3]{V}$ para elementos 3D, sendo V o volume do elemento.

Entretanto, pode-se sobrepor ao valor padrão um valor especificado através da variável CRACKB.

Diversos outros procedimentos têm sido adotados para se determinar o valor de h , entre eles o proposto por Oliver (1990) que considera a banda de fissuração como uma zona de descontinuidade do campo de deslocamentos de um elemento finito.

O trabalho realizado, ou a energia de deformação acumulada e dissipada em um volume elementar quando este se deforma, é igual à área sob o diagrama tensão-deformação. Dentro da teoria das pequenas deformações, pode-se desmembrar a deformação total ε nas suas parcelas elástica ε_e e inelástica ou irreversível ε_p , conforme equação 4.6 e Figura 4.15,

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (4.6)$$

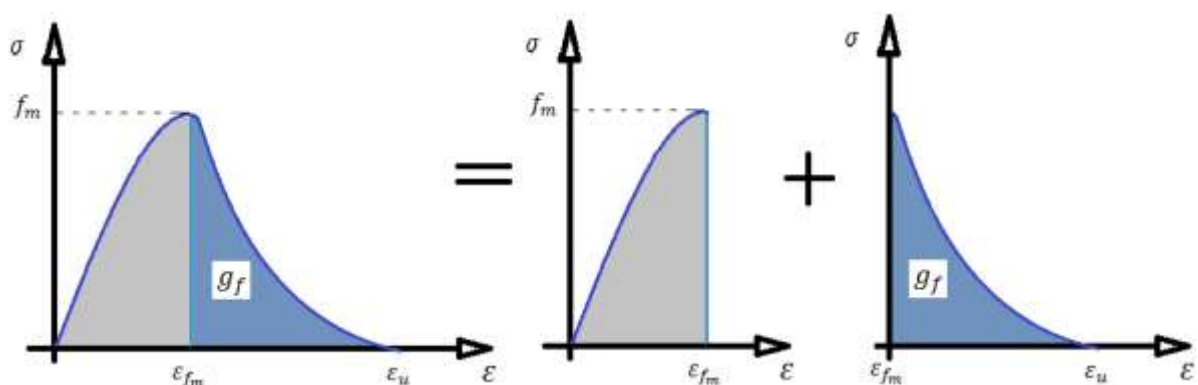


Figura 4.15 - Diagramas: (a) tensão-deformação total, (b) tensão-deformação elástica, (c) tensão-deformação inelástica.

Se este volume elementar estiver em uma banda de fissuração, a energia de deformação

dissipada g ao longo do processo de formação da fratura é igual à área sob o diagrama tensão-deformação localizada após a deformação de pico (deformação irreversível), conforme equação 4.7.

$$g_f = \int_{\varepsilon_e}^{\varepsilon_u} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon \quad (4.7)$$

Isto porque após a abertura da fratura o material envolvente entra em descarga (as tensões e deformações são revertidas) e a energia correspondente à área antes da deformação de pico é recuperada (deformação elástica e fissuras estáveis que se fecham com a diminuição da tensão).

Como a taxa de dissipação da energia de deformação deve ser igual à energia consumida por unidade de crescimento da fratura (movimentação da banda de fissuração), obtém-se a equação 4.8.

$$g_f = \frac{G_f}{h} \quad (4.8)$$

Tem-se, a largura da banda de fissuração obtida em termos energéticos, ou seja, é um comprimento equivalente à energia liberada por unidade de área fraturada.

Com modelo de fissuração distribuída (“smeared crack model”), a malha não precisa ser alterada ao longo do processo de fissuração e, portanto, são ideais para grandes estruturas de concreto. Os modelos implementados no DIANA são do tipo Total Strain.

4.5 FORMULAÇÕES DE MODELOS CONSTITUTIVOS PARA CONCRETO SIMPLES

Em um modelo de fissuração distribuída, como um problema inelástico, têm-se duas formas de especificar a equação constitutiva. Na Formulação Total, as tensões são descritas como uma função das deformações, conforme equação 4.9, e não em termos de taxa de deformação, como a formulação incremental.

$$\boldsymbol{\tau} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} \quad (4.9)$$

No DIANA, os modelos constitutivos da mecânica da fratura são de fissuração distribuída com formulação total, possuindo duas formulações diferentes:

Smearred Cracking, também conhecida como Multi-directional Fixed Crack;

Total Strain Crack Models.

No *Multi-directional Fixed Crack* é utilizado uma formulação total para o concreto tracionado, onde as deformações são decompostas em duas parcelas: elástica e de fissura, conforme equação 4.10.

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{cr} \quad (4.10)$$

Para o concreto comprimido pode-se considerar um comportamento elástico ou algum modelo de plasticidade: Von Mises, Tresca ou Drucker-Prager.

Em um *Total Strain Crack Model* é utilizada, tanto à tração quanto à compressão, uma formulação total da elasticidade não linear. Podem ser dos seguintes modelos:

Modelos de fissuras fixas ortogonais (*Total Strain Fixed Model*);

Modelos de fissuras rotativas (*Total Strain Rotate Model*);

Modelos de fissuras fixas não ortogonais (*Total Strain Non-orthogonal*).

Nas formulações totais, quando a curva de carregamento é a mesma do descarregamento, denomina-se Hipoelasticidade. Quando é considerada a existência de dano, o descarregamento é considerado secante. Este é o caso do DIANA, onde a deteriorização do material (pós pico) é monitorada por variáveis internas (de dano) alocadas em um vetor α , cujos valores são crescentes uma vez que o dano não é considerado recuperável, vide Figura 4.16. Portanto, as matrizes constitutivas serão matrizes de dano, conforme equação 4.11.

$$\boldsymbol{\tau} = \tilde{\mathbf{D}} \boldsymbol{\varepsilon} \quad (4.11)$$

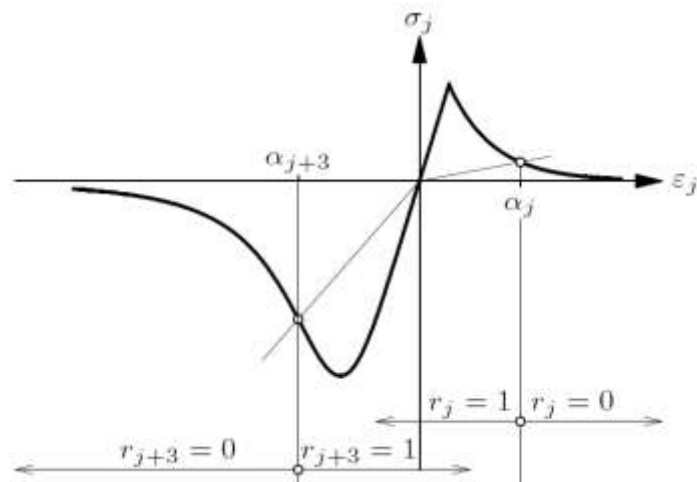


Figura 4.16 - Carregamento-d Descarregamento. Fonte: Manual Diana 9.3.

Existem vários modelos para se simular o comportamento pós-pico do concreto, tanto à tração quanto à compressão, Figuras 4.19 e 4.21, algumas baseadas na energia da fratura outras não. Para a compressão, um dos modelos mais utilizados é o proposto por Feenstra (1993), onde o comportamento do material é governado por uma curva $f - \alpha$ (tensão equivalente-parâmetro interno), esta curva foi determinada a partir do equilíbrio energético entre $\sigma - \varepsilon$ (tensão-deformação) e $f - \alpha$, conforme Figuras 4.15 e 4.17 respectivamente.

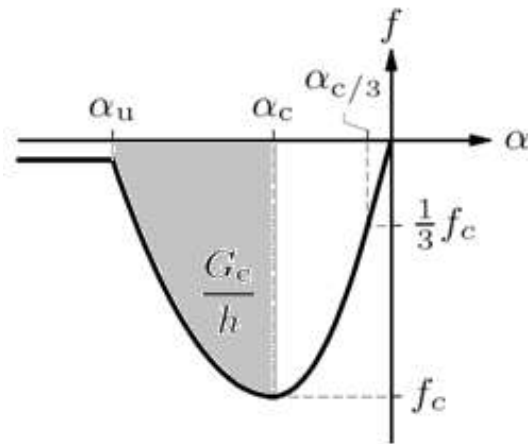


Figura 4.17 - Curva de compressão parabólica. Fonte: Manual Diana 9.3.

Devem ser iguais as taxas de trabalho inelástico realizados pelos dois sistemas, conforme equação 4.12.

$$\dot{W}^p = \sigma \dot{\varepsilon} = f(\alpha) \dot{\alpha} \quad (4.12)$$

A energia de deformação inelástica g_f poderá ser determinada conforme equação 4.13

$$g_f = \int_0^t dW^p \quad (4.13)$$

Resultando na equação 4.14.

$$g_f = \int_{\alpha_c}^{\alpha_u} f(\alpha) d\alpha \quad (4.14)$$

No procedimento incremental-iterativo utilizado para a resolução de um problema, a matriz de rigidez, que pode ser considerada uma matriz de dano, pode ser do tipo tangente ou secante. A primeira tem se mostrado superior na solução de problemas extensivamente fraturados enquanto a última para problemas com fraturas mais concentradas.

4.6 MODELAGEM DE ARMADURAS

Com o DIANA, as armaduras em uma estrutura de concreto armado podem ser modeladas com um dos dois tipos disponíveis em sua biblioteca de elementos: *Bar* ou *Grid*. Neste trabalho usou-se a armadura do tipo *Embedded Bar* com modelo constitutivo não linear de Von Mises.

4.7 DIANA

Todas as etapas de pré e pós-processamento foram feitas com a utilização do programa MIDAS/FX+: geração da malha, propriedades elásticas dos materiais, carga, condições de contorno. As propriedades não lineares, como as referentes à mecânica da fratura, foram lançadas com a utilização do programa MESH EDIT. Em seguida, inicia-se o processamento no programa DIANA.

Além do programa MESH EDIT, as propriedades dos materiais podem ser especificadas em uma tabela, no arquivo de entrada *.dat. Inicia-se com o seguinte comando:

TOTCRK especifica o modelo de deformação total (Total Strain model) que será usado:

FIXED: modelo deformação total de fraturas fixas (Total Strain Fixed crack model);

ROTATE: modelo deformação total de fraturas rotativas (Total Strain Rotating crack model)

O programa DIANA pode automaticamente derivar as propriedades básicas E , n , f_t , G_f , f_c , G_c , a partir do código modelo CEB-FIP/90:

CONCRE MC1990

GRADE $grade_w$ Classe do concreto: C20, C30

DMAX $dmax_r$ Diâmetro máximo do agregado

Pode-se, também, especificar estes dados básicos diretamente, da forma mostrada a seguir.

CRACK: Indica como é determinado o valor limite das tensões de tração, Figura 4.18. Quando o valor da máxima tensão principal é maior que este valor, as fraturas começam a aparecer.

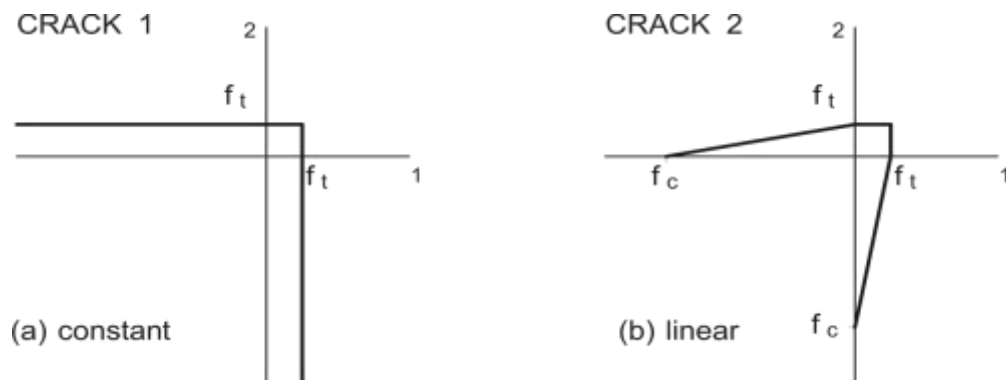


Figura 4.18 – Tensões limites (cut-off) no espaço das tensões principais 2-D. f_t , Resistência a tração e f_c , Resistência a compressão. Fonte: Manual DIANA 9.3.

TENCRV Especifica uma função para representar o abrandamento (amolecimento) pós-pico das tensões de tração (f_t). Esta função pode ser uma das pré-definidas pelo programa ou pode ser fornecida pelo usuário.

TENCRV USRCRV Função definida pelo usuário.

TENCRV Nome da função especificado na Figura 4.19

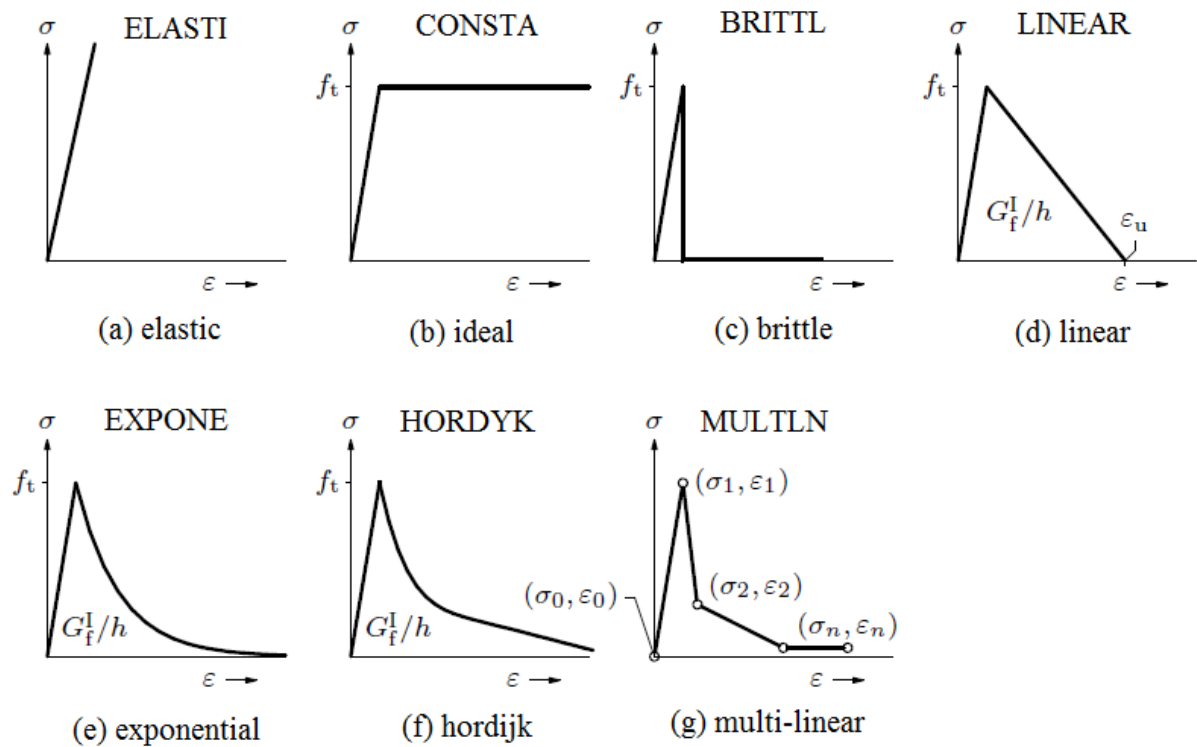


Figura 4.19 – Funções de abrandamento das tensões de tração. Fonte: Manual DIANA 9.3.

Dados adicionais, de acordo com a função, devem ser especificados:

TENSTR Resistência a tração (f_t);

EPSULT Deformação última do modo I (ϵ_u);

GF1 Energia do modo I de fratura (G_f);

CRACKB Largura da banda de fissuração (h). Por padrão, o programa assume valores de h relacionados com a área ou o volume de cada elemento finito. Ao se utilizar este comando para especificar explicitamente o valor de h , o padrão é ignorado.

Combinação de G_f baixa e h alto podem levar a uma diminuição de f_t . Para a entrada direta de G_f e f_t isto é checado pelo programa e avisos serão emitidos.

TENPAR Pares de valores que definem os pontos (≤ 100) de uma função de tensão-deformação multilinear. Em geral, a função deve começar com uma inclinação elástica da origem até f_t .

Para o modelo de deformação total de fraturas fixas, deve-se especificar explicitamente o comportamento de retenção ao cisalhamento.

SHRCRV Tipo de retenção ao cisalhamento após a fissuração:

CONSTA: Constante

BETA: Fator de retenção ao cisalhamento $\tau = \beta \cdot G \cdot \gamma$, conforme Figura 4.20.

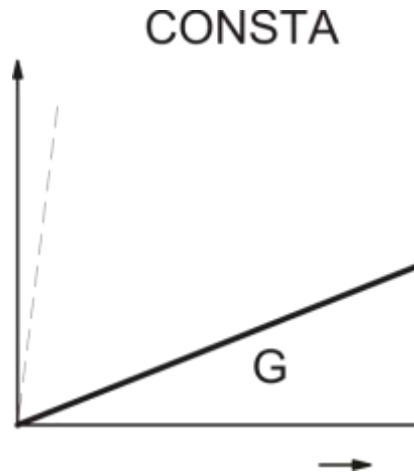


Figura 4.20 – Retenção ao cisalhamento constante. Fonte: Manual DIANA 9.3.

MULTLN: Variação multilinear entre τ e γ , cujos pontos são dados por: SHRPAR

COMCRV	Especifica uma função para representar o comportamento a compressão do concreto. Esta função pode ser uma das pré-definidas pelo programa ou pode ser fornecida pelo usuário.	
TENCRV	USRCRV	Função definida pelo usuário.
COMCRV	Nome da função especificado na Figura 4.21.	

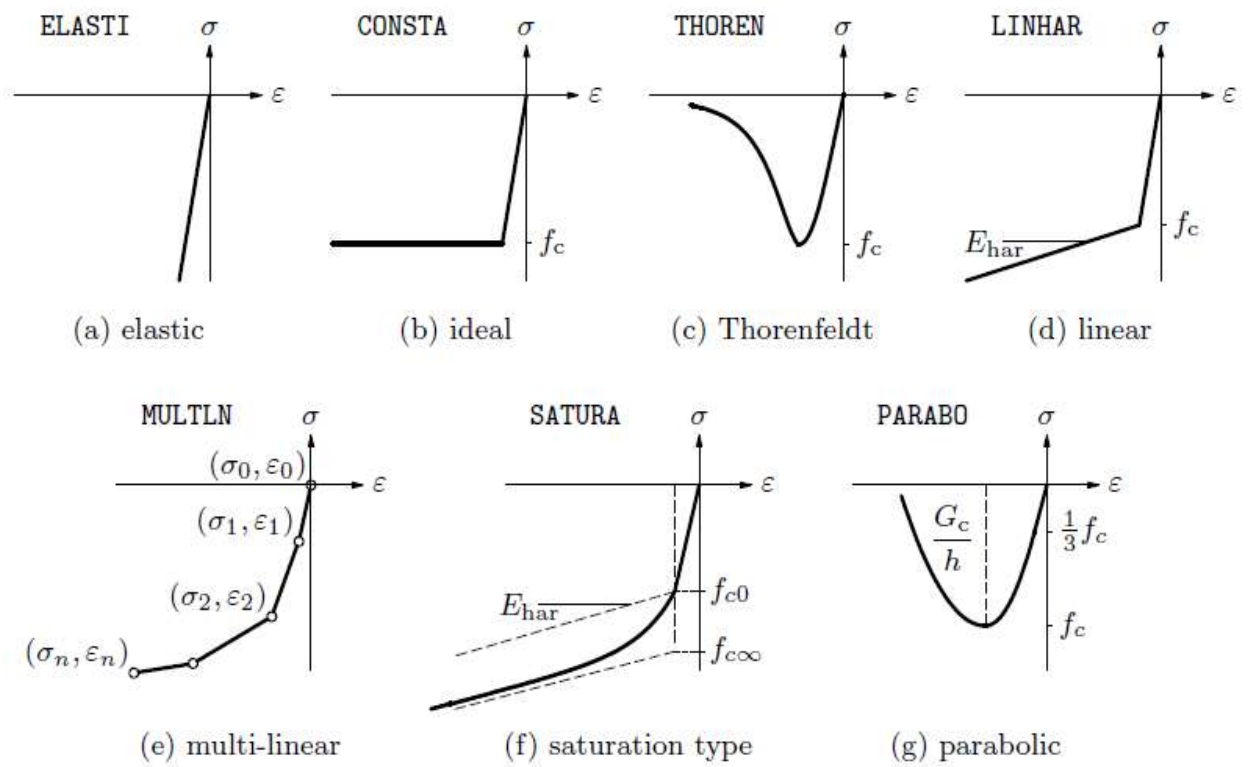


Figura 4.21 – Comportamento a compressão pré-definidos. Fonte: Manual DIANA 9.3.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este capítulo apresenta a análise de blocos sobre 10 estacas, com a configuração apresentada na Figura 5.1, analisados de diferentes formas, com o objetivo de avaliar a influência da presença ou não do solo entre as estacas e as formas de apoio das estacas. Foram avaliados ainda os efeitos da altura do bloco, o tipo de aplicação da carga, a linearidade elástica dos materiais e o efeito da não linearidade no concreto do bloco, aço e mola.

As análises efetuadas possuem o intuito de mostrar que é importante se considerar a interação solo-estrutura, entretanto, se o solo não for considerado os resultados podem não ser confiáveis e levar a resultados divergentes quanto a valores e quais estacas são as mais carregadas. Serão apresentadas três formas de se fazer esta consideração: (i) molas para simular o comportamento conjunto estaca-solo, (ii) modelagem das estacas e do solo e (iii) estacas sobre apoios indeslocáveis, sem nenhuma presença de solo ao redor das estacas. Estes resultados serão comparados com os obtidos de simulações de blocos simplesmente apoiados e soluções analíticas da Resistência dos Materiais e da Teoria da Elasticidade propostas por Poulos e Davis (1980).

As nomenclaturas dadas aos exemplos envolvem um código com 5 campos. O primeiro a ser preenchido é pelo caracter “B”, que significa bloco, o segundo é preenchido com a altura do bloco em centímetros (40, 80, 115 ou 200 cm de altura), o terceiro caracter é preenchido de acordo com o tipo de apoio, se é apoio indeslocável “A”, apoio deslocável “M” e com a presença do solo entre as estacas “S”, o quarto caracter é preenchido de acordo com a carga aplicada, se for aplicada ao pilar “P” e se for aplicada na superfície do bloco “D”, o quinto caracter é preenchido de acordo com o tipo de análise feita se for linear “L” ou se for não linear “nL”.

As estacas foram modeladas com 10 metros de comprimento, quando a modelagem for considerando o maciço do solo com 30,00 metros de profundidade, na direção Z do eixo cartesiano global mais 30,00 metros nas direções X e Y do eixo cartesiano global, e quando for considerando os apoios deformáveis e indeformáveis as alturas das estacas são de 50 cm. Para todas as modelagens consideraram o diâmetro da estaca de 35 cm, o módulo de

elasticidade do solo de 50 MPa e coeficiente de Poisson do solo de 0,3, tensão de compressão característica do concreto de 25 MPa e coeficiente de Poisson de 0,2 para o bloco e estaca e para o aço foram usados aço CA-50 com coeficiente de Poisson de 0,2. Para a análise linear da mola foram usados os coeficientes de rigidez de 42800 N/mm.

Através da Figura 5.1 observa-se as dimensões do bloco e as localizações e legendas das estacas modeladas, lembrando que o bloco foi modelado em simetria.

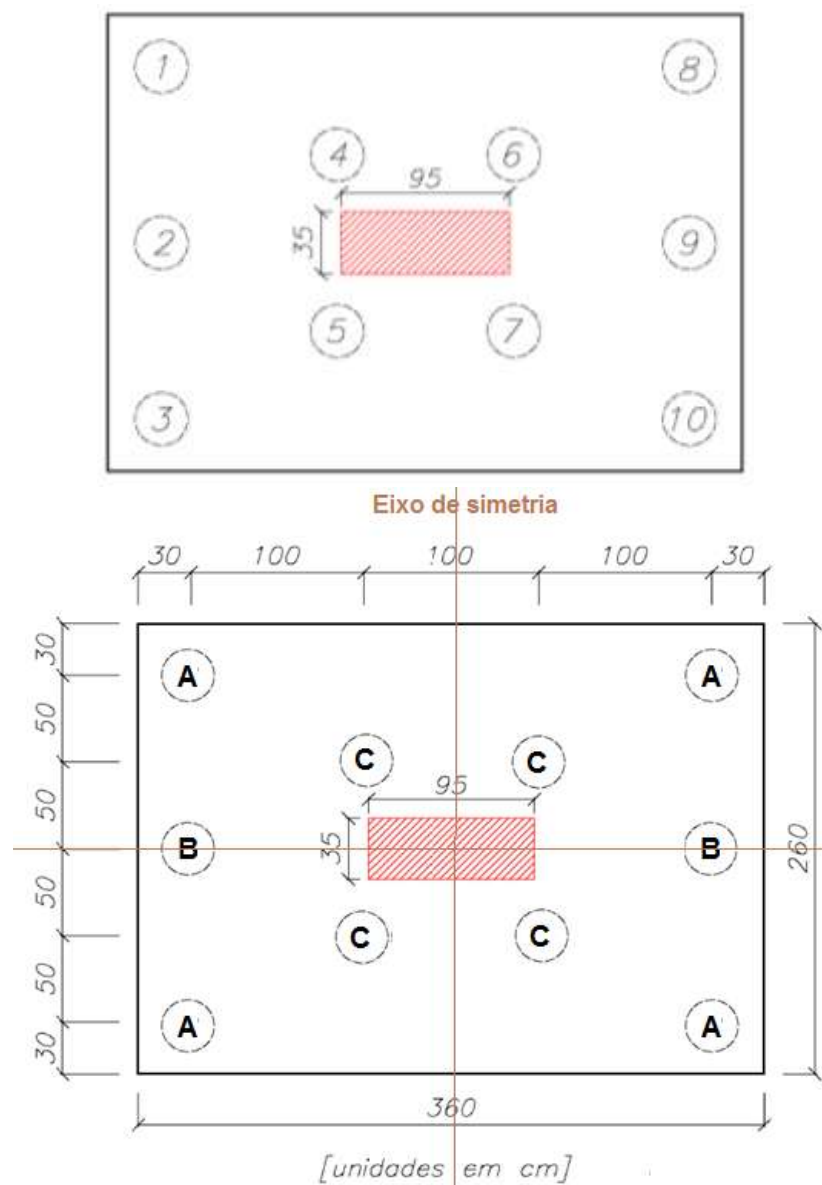


Figura 5.1 – Posições das estacas sob o bloco.

5.1 POULOS E DAVIS

Para o método de Poulos e Davis (1980), baseado na teoria da elasticidade, para um bloco totalmente rígido, os passos para se achar as reações das estacas são mostradas a seguir.

Primeiro deve-se separar as estacas que terão cargas iguais, em função da simetria de posicionamento, onde foram consideradas como estacas tipo A as estacas 1, 3, 8 e 10, tipo B as estacas 2 e 9, e tipo C as estacas 4, 5, 6 e 7.

Para a segunda etapa devem-se calcular as distâncias de todas as estacas do grupo A, B e C para todas as estacas do bloco.

Terceiro passo deve-se calcular o valor de K que neste caso fica conforme equação 5.1.

$$K = \frac{E_c}{E_s} = \frac{0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}}{E_s} = \frac{23800}{50} \quad (5.1)$$

$$K = 476$$

Com os valores de K , os valores da relação s/d e o valor de L/d , através da Figura 3.17, retira-se os valores de α_j como mostra a Tabela 5.1

Tabela 5.1 – Valores de α_j referente a cada tipo de estaca.

Estacas tipo A			Estacas tipo B			Estacas tipo C		
Estaca j	s/d	a _{1j}	Estaca j	s/d	a _{1j}	Estaca j	s/d	a _{1j}
1	0,00	1,00	1	2,86	0,47	1	3,19	0,43
2	2,86	0,47	2	0,00	1,00	2	3,19	0,43
3	5,71	0,33	3	2,86	0,47	3	5,15	0,35
4	3,19	0,43	4	3,19	0,43	4	0,00	1,00
5	5,15	0,35	5	3,19	0,43	5	2,86	0,47
6	5,89	0,33	6	5,89	0,33	6	2,86	0,47
7	7,14	0,28	7	5,89	0,33	7	4,04	0,39
8	8,57	0,23	8	0,11	0,24	8	5,89	0,33
9	9,04	0,24	9	0,12	0,23	9	5,89	0,33
10	10,30	0,21	10	0,11	0,24	10	0,14	0,28

Através das tabelas acima, monta se o sistema de equações resultando nas equações 5.2, 5.3 e 5.4.

$$\rho_A = \rho_1(P_A(0,23 + 0,33 + 0,21 + 1) + P_B(0,47 + 0,24) + P_C(0,43 + 0,33 + 0,35 + 0,28) + P_A)$$

$$\frac{\rho_A}{\rho_1} = (1,77P_A + 0,71P_B + 1,39P_C) \quad (5.2)$$

$$\rho_B = \rho_1(P_A(0,47 + 0,47 + 0,24 + 0,24) + P_B(1 + 0,23) + P_C(0,43 + 0,43 + 0,33 + 0,33) + P_B)$$

$$\frac{\rho_B}{\rho_1} = (1,42P_A + 1,23P_B + 1,52P_C) \quad (5.3)$$

$$\rho_C = \rho_1(P_A(0,43 + 0,35 + 0,33 + 0,28) + P_B(0,43 + 0,33) + P_C(0,47 + 0,47 + 0,39 + 1) + P_C)$$

$$\frac{\rho_C}{\rho_1} = (1,39P_A + 0,76P_B + 2,33P_C) \quad (5.4)$$

Para um bloco considerado perfeitamente flexível, os recalques são diferentes e as reações das estacas são iguais, já para os blocos considerados como totalmente rígidos, os recalques são iguais e as reações são diferentes.

A equação de equilíbrio é dada pela equação 5.5 para os blocos considerados extremamente rígidos e pela equação 5.6 para blocos considerados extremamente flexíveis.

$$4.P_A + 2.P_B + 4.P_C = 3000kN \quad (5.5)$$

$$P_A = P_B = P_C = 300kN \quad (5.6)$$

Tendo o bloco um comportamento rígido, os recalques das estacas são iguais. Portanto igualando-se as equações 5.2 e 5.3 e isolando P_A obtém a equação 5.7.

$$P_A = 1,48571.P_B + 0,37143.P_C \quad (5.7)$$

E igualando as equações 5.2 e 5.4 em P_A obtém a equação 5.8.

$$P_A = 0,13158.P_B + 2,47368P_C \quad (5.8)$$

Igualando-se as equações 5.7 e 5.8 e isolando P_B obtém a equação 5.9.

$$P_B = 1,55247P_C \quad (5.9)$$

Substituindo a equação 5.7 na 5.6 obtém a equação 5.10.

$$14,7118.P_B + 3,10484.P_C = 3000 \quad (5.10)$$

Substituindo a equação 5.9 na 5.10 acha-se os valores das reações equação 5.11.

$$\begin{aligned}P_C &= 168,380kN \text{ (5,61\%)} \\P_B &= 261,406kN \text{ (8,71\%)} \\P_A &= 450,917kN \text{ (15,03\%)}\end{aligned}\tag{5.11}$$

Como podem ser observado nos cálculos das reações das estacas com a influência do solo, as estacas mais afastadas do ponto de aplicação de carga são mais carregadas que as estacas da região central, que ficam mais próximas ao ponto de aplicação da força.

Os resultados dessa análise não se assemelharam aos resultados das modelagens feitas por Munhoz (2004) e Ramos (2009), o que gerou a necessidade de maiores investigações.

5.2 SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS E DISCUSSÃO

Sabe-se que em análises não lineares o tempo de processamento pode se tornar um problema que pode até limitar a quantidade de casos a serem analisados. Para que não se tivesse este problema, teve-se um cuidado especial na geração das malhas: ao invés de utilizar as facilidades de geração automática disponível no DIANA, optou-se pela construção elemento por elemento. Os resultados obtidos tiveram precisão semelhante aos de malhas com quantidades bem maiores de elementos como é mostrado a seguir.

5.3 RESULTADOS

Para a apresentação dos resultados, foram comparadas as análises feitas com a estaca envolvida pelo solo e com as estacas sobre apoios deslocáveis e indeslocáveis. São apresentados neste item a análise linear elástica, a análise não linear, as diferenças de aplicações de cargas sobre o bloco e as parcelas de cargas resistidas pela ponta e pela lateral da estaca. Todas as análises são feitas para os blocos com altura de 40, 80, 115 e 200 cm.

A Figura 5.2 com a malha do solo entre as estacas apresenta uma malha de 42.472 elementos. Nas Figuras 5.3 e 5.4 ilustram o bloco com o apoio indeformável e o apoio em mola, respectivamente. No caso de bloco sobre apoios, a malha possuía 20.832 elementos.

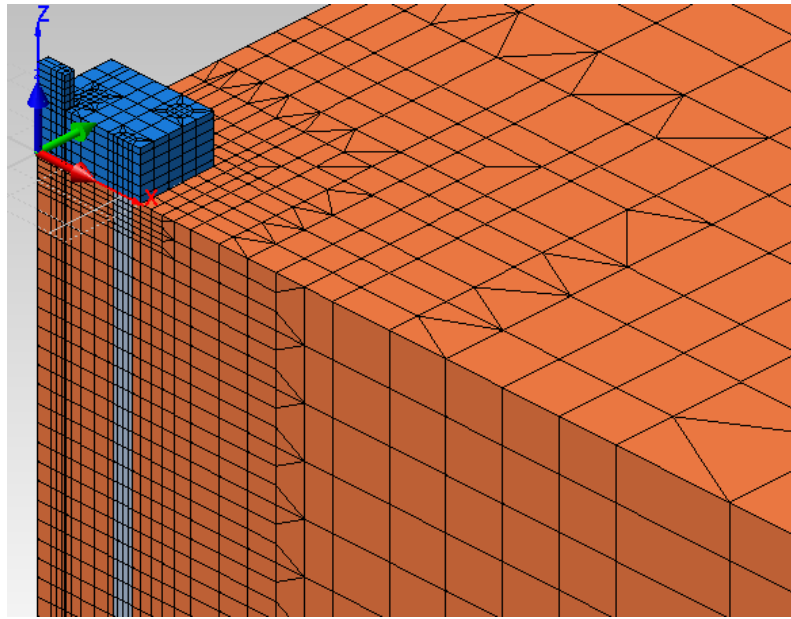


Figura 5.2 – Bloco com influencia do solo entre as estacas. Carga em um pilar centralizado

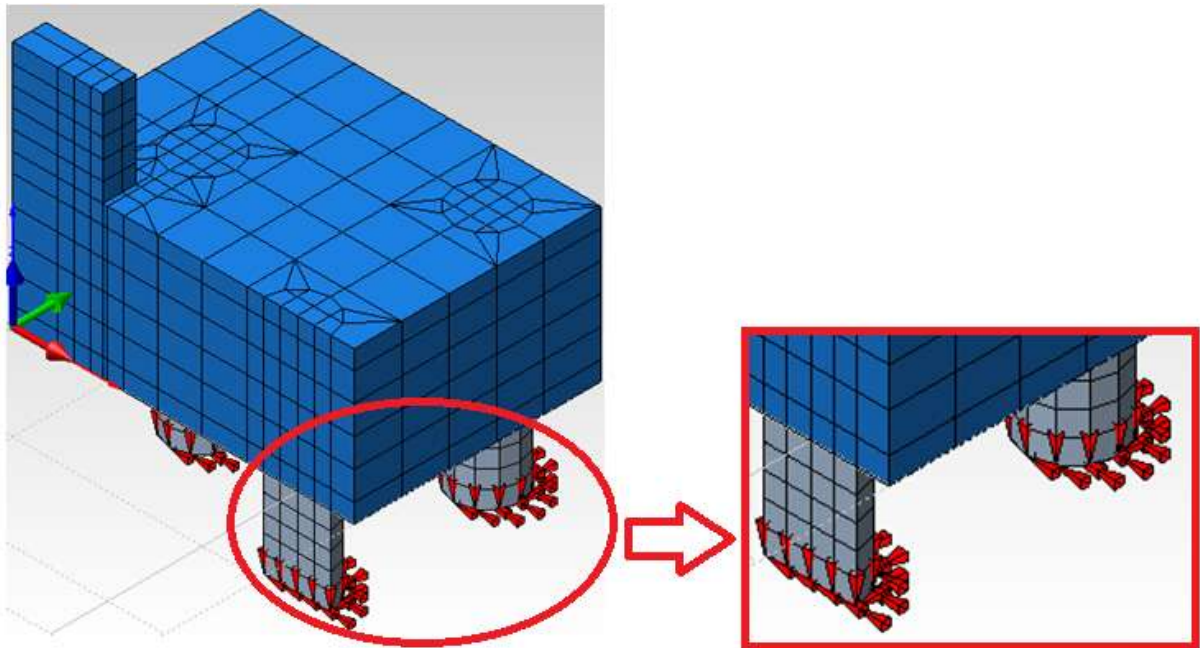


Figura 5.3 – Bloco com apoio indeformável. Carga no pilar

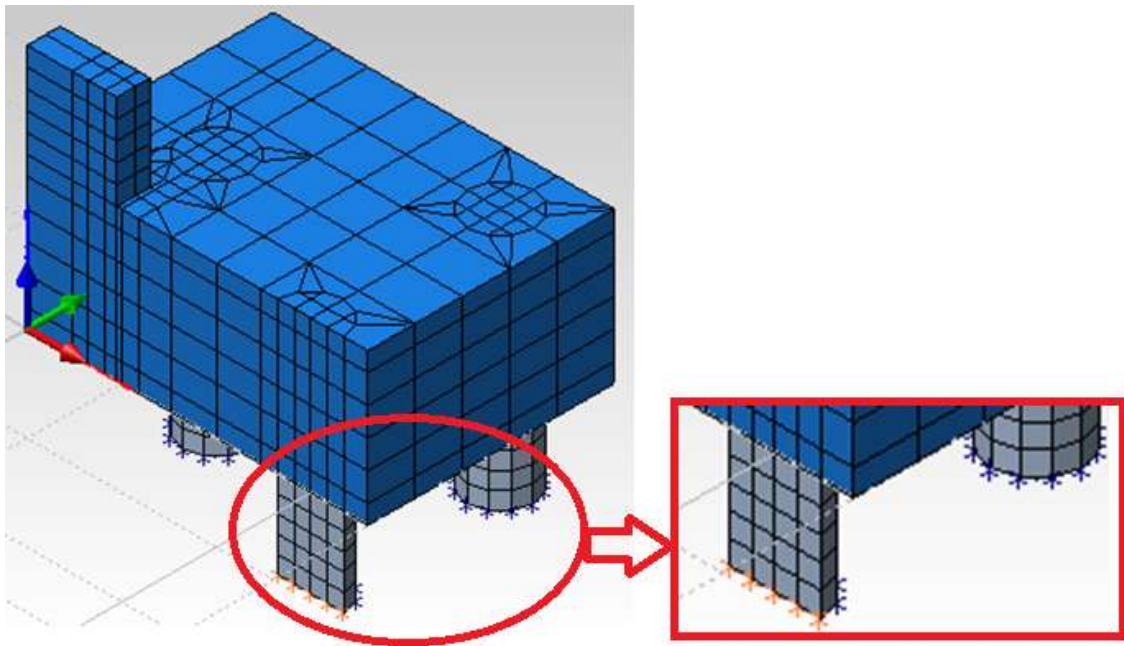


Figura 5.4 – Bloco com apoio deformável. Carga no pilar.

5.3.1 ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA

Na análise linear elástica são comparadas as reações das estacas dos blocos com alturas de 40, 80, 115 e 200 cm de altura, com a influência da interação do solo e com outras análises simplificadas de cálculo como apoio (indeformável) e mola (deformável), todos com a carga aplicada no pilar.

O bloco foi modelado com simetria, conforme eixos mostrados na Figura 5.1. Foram comparadas as reações isoladas das estacas A, B e C com as variações de apoio indeslocável (APL), apoio deslocável (MPL) e com o solo (SPL) para cada altura de bloco em análise. O eixo Y nas próximas figuras, representa a porcentagem da reação em cada uma das estacas em relação ao total de carga aplicada, sendo que neste trabalho foi aplicada uma carga de 3.000,00 kN

Na Figura 5.5a observa-se que em um bloco com 40 cm de altura, para os diferentes tipos de apoio, as reações das estacas mais próximas ao centro de carga foram maiores do que as demais, pois a altura do bloco não foi suficiente para a distribuição de tensões para as demais estacas, como pode ser visto na Figura 5.7.

Observa-se que no bloco sob apoio indeformável, da Figura 5.5a, as porcentagens das reações na estaca C são maiores do que as porcentagens das estacas com o apoio tipo deformável

(Mola).

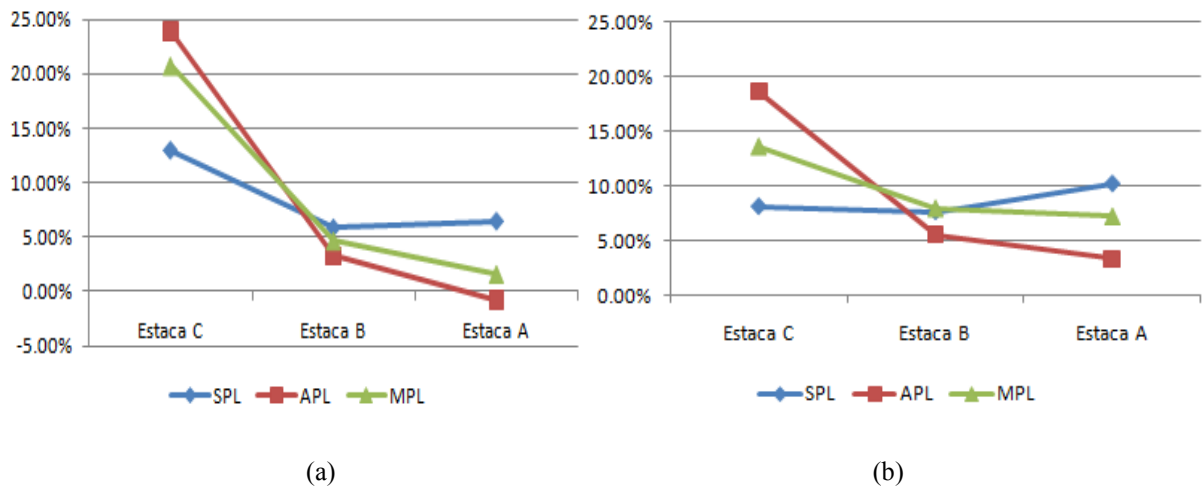


Figura 5.5 – Reações nas estacas Bloco de 40cm (a) e Reações nas estacas Bloco de 80cm (b).

Na Figura 5.5b observa-se que no bloco com 80 cm de altura e com a influência do solo a reação da estaca A é maior, pois neste caso há rigidez do bloco suficiente para a distribuição de tensões. Para análise da estaca sobre o apoio com molas a maior carga continuou na estaca C. Comparando as reações do apoio indeformável, com as demais análises, a maior concentração ocorre na estaca C. Este fato ocorre pois as forças seguem o processo de caminho de carga do modelo de bielas e tirantes, que, segundo Munhoz (2004) devem ser interligadas pelo menor caminho de carga possível. Para os casos de apoios deformáveis e indeformáveis, o mesmo fato acontece na Figura 5.6, para um bloco com 115 cm de altura.

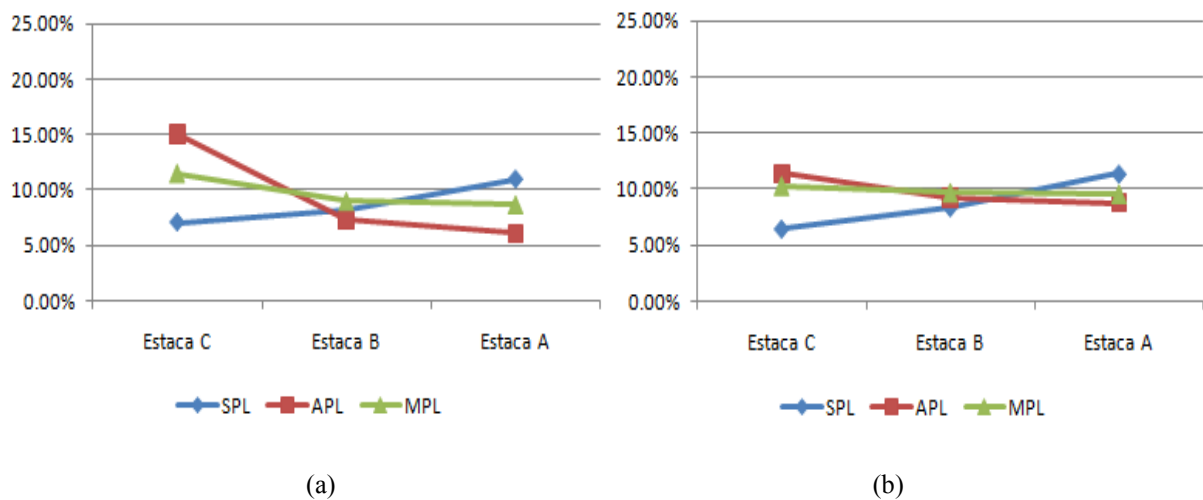


Figura 5.6 – Reações nas estacas Bloco de 115cm (a) e Reações nas estacas Bloco de 200cm (b).

Através das Figuras 5.5 e 5.6, pode-se observar que a medida em que se aumenta a altura do

bloco e sua consequente rigidez, as porcentagens das reações das estacas tendem a uma aproximação dos valores de carga das estacas para o uso de molas. Na análise com a modelagem do solo observa-se que a partir do bloco de 80 cm de altura quase não houve variação da porcentagem das reações das estacas com o aumento da rigidez do bloco. Nos blocos mais rígidos é possível observar que as reações da estaca A é maior, ou seja, as tensões maiores vão para as estacas de canto, o que não ocorre para o bloco de 40 cm de altura.

As diferenças das reações das estacas entre o bloco de 40 cm de altura com o bloco de 200 cm de altura pode ser esclarecido pela Figura 5.7 que mostra a formação da concentração de tensão e a tendência pelo caminho a ser percorrido e conseqüentemente a formação das bielas de compressão, sendo as cores as tensões principais, relacionadas no quadro ao lado, na direção Z do eixo cartesiano global.

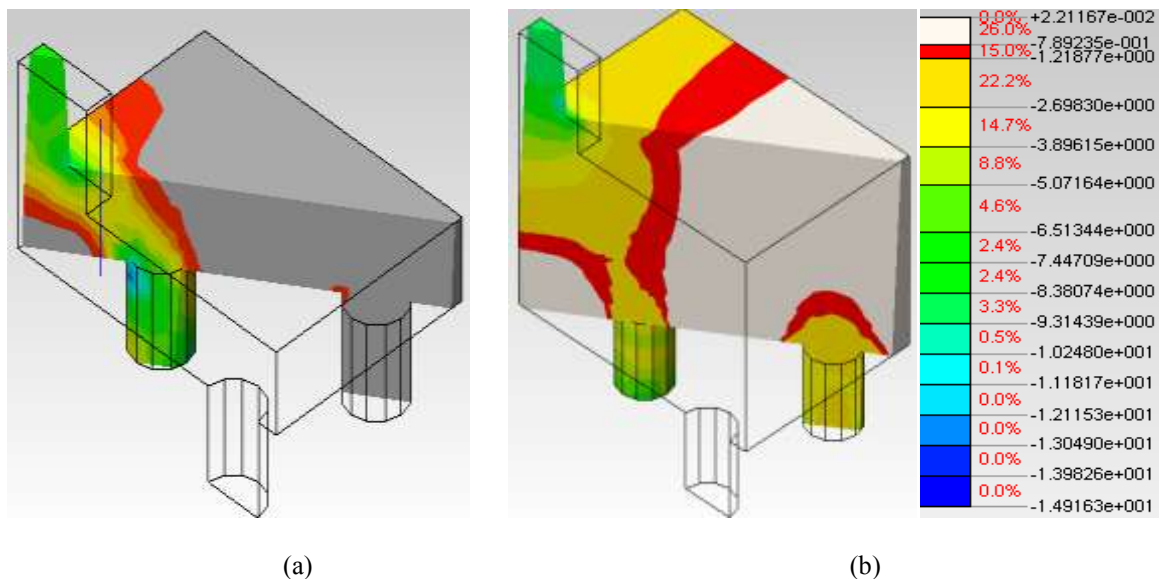


Figura 5.7 – Formação de bielas para o bloco de 40 cm de altura (a) e para bloco de 200 cm de altura (b).

Com o aumento da altura do bloco, os resultados das porcentagens das reações das estacas com o apoio deformável (mola) mostraram-se melhores com relação à distribuição das reações, ou seja com o aumento da altura do bloco houve mais espaço para a distribuição das tensões. Porém ainda assim os resultados ficam mais próximos ao caso de apoio indeslocável do que quando se analisa com o solo.

Para análise do bloco com a influência do solo, parte da carga, cerca de 10,49%, da carga total aplicada no bloco de 40 cm de altura, é transferida diretamente para o solo; 11,34% é o valor transferido para o solo para o bloco de 80 cm de altura; para o bloco de 115 cm a porcentagem

de transferência é de 11,50% e para o bloco de 200 cm de altura a porcentagem de transferência é de 11,60%, sendo que para os blocos sobre apoio indeformável e deformável 100% da carga dos blocos vão para as estacas pela ausência de solo.

5.3.2 ANÁLISE NÃO - LINEAR

Nesta análise são mostrados os gráficos comparativos entre as modelagens lineares e não lineares feitos com os blocos de 40, 80, 115 e 200 cm de altura, com carga no pilar, considerando o bloco envolvido numa massa contínua de solo, o bloco com estacas sobre apoios indeslocáveis e o bloco com estacas apoiadas sobre molas. Para a análise linear leva-se em consideração apenas o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, tanto para o concreto, aço e solo. Para as análises não lineares leva se em consideração além dos dados da análise linear o modelo de fissuração do tipo *total strain* para o concreto e Von Mises para o aço e concreto, a curva de tração e compressão, energia de fratura, as tensões de cisalhamento para o concreto e a mesma curva de rigidez (força x deslocamento) para as molas que foram adotadas por Ramos (2007), conforme Figura 5.12.

Para um bloco mais flexível ($H= 40$ cm) com o envolvimento das estacas numa massa continua de solo, com carga aplicada ao pilar e com modelagem feita considerando o bloco com propriedades lineares (SPL) e não lineares (SPnL), a Figura 5.8a ilustra que considerando o comportamento não linear do concreto do bloco, as reações são maiores na estaca C, pois leva-se em consideração a fissuração do concreto do bloco.

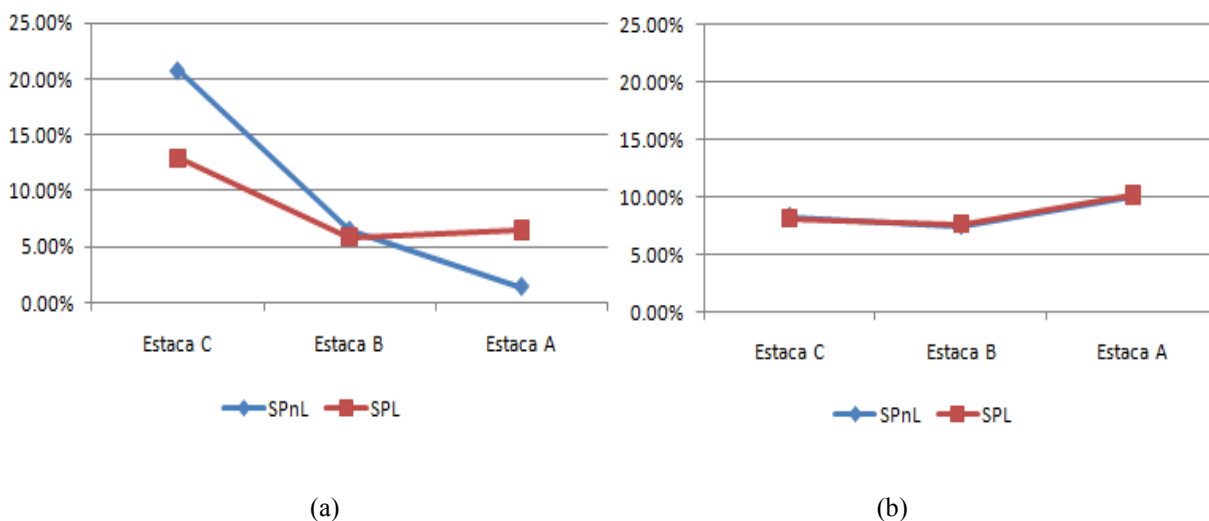


Figura 5.8 – Reações nas estacas do Bloco de 40 cm de altura, com solo (a), e Reações nas estacas do Bloco de 80 cm de altura com solo (b).

Esta diferença se justifica pelo fato de considerar na análise não linear as propriedades como a energia de fratura do concreto do bloco, o que faz com que o caminho de carga seja facilitado cada vez que ocorre uma fissura no concreto do bloco. Isso acarreta em uma transferência maior de carga para as estacas centrais e uma menor transferência de carga para as estacas de canto.

Para a Figura 5.8b, que é um bloco de 80 cm de altura com carga aplicada ao pilar com modelagem feita considerando o bloco com propriedades lineares (SPL) e não lineares (SPnL), a maior reação se dá na estaca A e as diferenças entre as análises são muito pequenas. Como praticamente não ocorreu alteração de carga entre as estacas, e nem na parcela de carga transferida entre o bloco e o solo, conclui-se que as fissuras ocorridas no bloco não alteraram o comportamento global do bloco, ou seja, a rigidez do bloco ainda prevaleceu sobre o fissuramento interno ocorrido para o nível de tensões em questão. Esse fato também ocorre para as Figuras 5.9a e 5.9b, que são blocos de 115 cm e 200 cm de altura respectivamente, com carga aplicada ao pilar, e modelagem considerando o solo e propriedades lineares (SPL) e não lineares (SPnL) para o bloco.

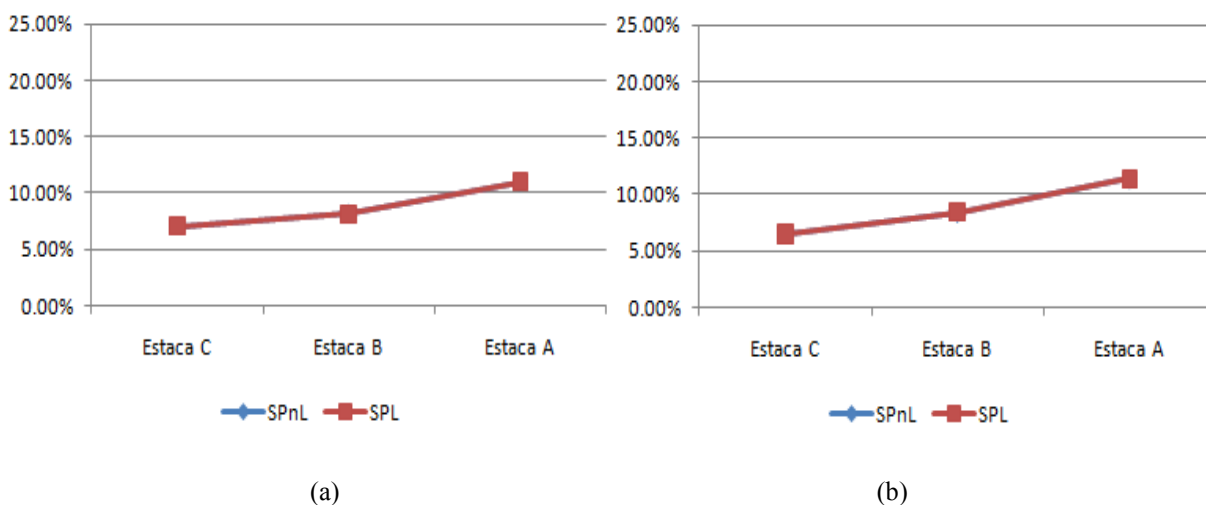


Figura 5.9 – Reações nas estacas Bloco de 115 cm de altura com solo (a) e Reações nas estacas Bloco de 200 cm de altura com solo (b).

Para as modelagens com o bloco de 40 cm de altura, na análise não linear do concreto, a carga transferida para do bloco para o solo é pequena, sendo 2% do valor da carga total aplicada, enquanto este valor é de 10,49% na análise linear. Para o bloco de 80 cm de altura a maior reação se dá na estaca A e a porcentagem transferida para o solo é de 11,34% na análise linear e 11,35% na análise não linear. A partir do bloco de 115 cm de altura, a parcela de carga absorvida pelo solo, para as duas análises, foram de 11,50% do total da carga aplicada para o

bloco de 115 cm de altura e de 11,60% para o bloco de 200 cm de altura.

As Figuras 5.10 e 5.11 apresentam as modelagens com carga aplicada ao pilar, levando se em consideração as propriedades lineares (APL) e não lineares (APnL) do concreto, com estacas sobre apoio indeslocável. Observa se pelas Figuras 5.10 e 5.11 que as maiores reações estão na estaca C tanto na análise linear como na não linear, sendo estas muito próximas uma das outras. É importante observar que para os blocos com apoio fixos a não linearidade do material quase não alterou as porcentagens de reações de cada estaca, sendo notadas pequenas diferenças apenas para o bloco de 40 a 200 cm de altura.

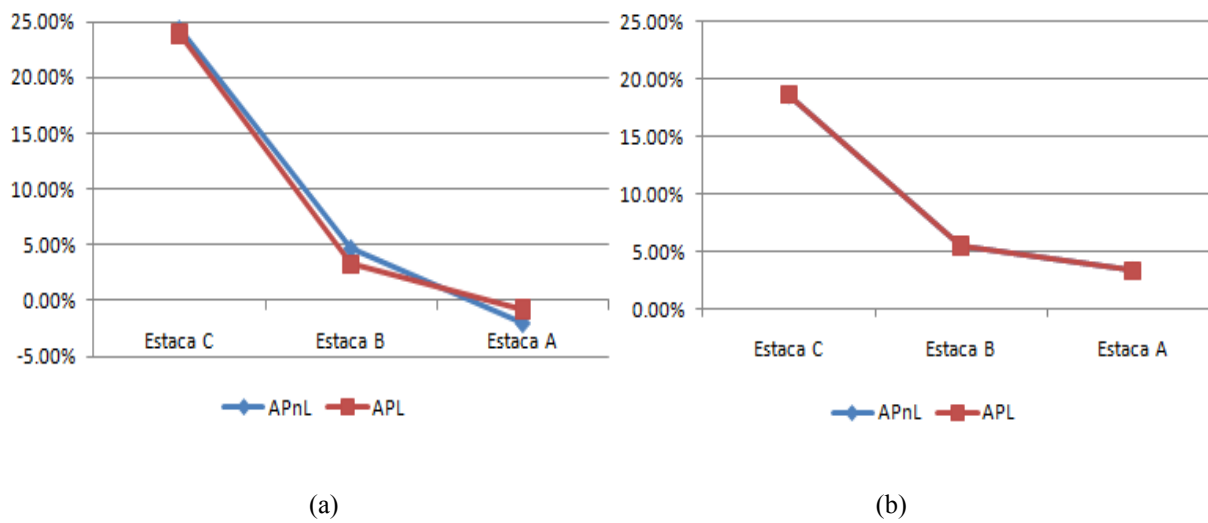


Figura 5.10 – Reações nas estacas Bloco de 40 cm de altura com apoio (a) e Reações nas estacas Bloco de 80 cm de altura com apoio (b).

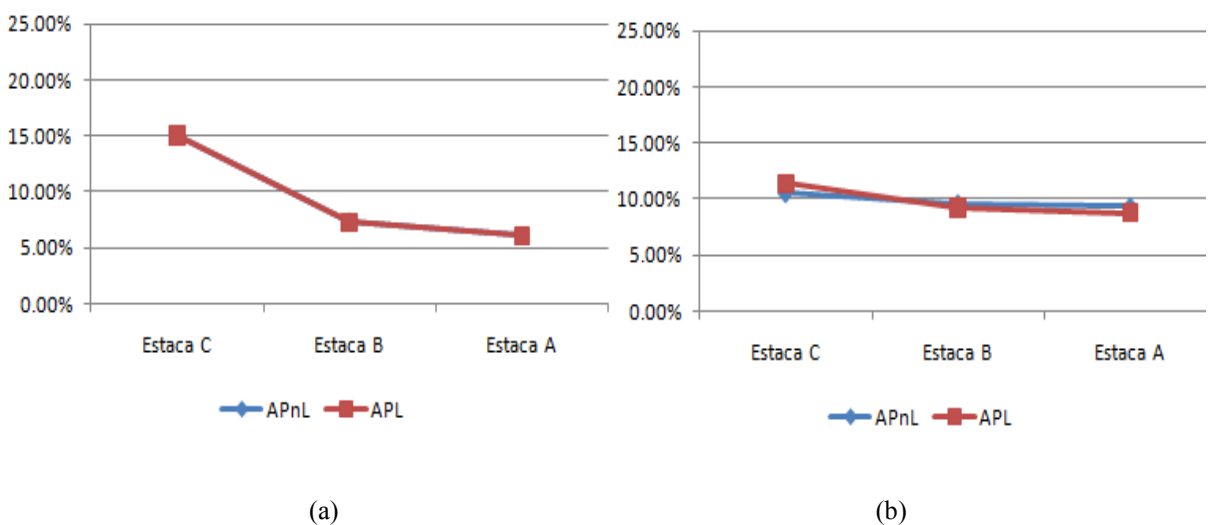


Figura 5.11 – Reações nas estacas Bloco de 115 cm de altura com apoio (a) e Reações nas estacas Bloco de 200 cm de altura com apoio (b).

As Figuras 5.13 e 5.14 mostram as análises com o apoio tipo deformável, utilizou-se para a análise não linear o comportamento da mola, conforme Figura 5.12, onde foram feitas as comparações das reações das estacas para os blocos com diferentes alturas.

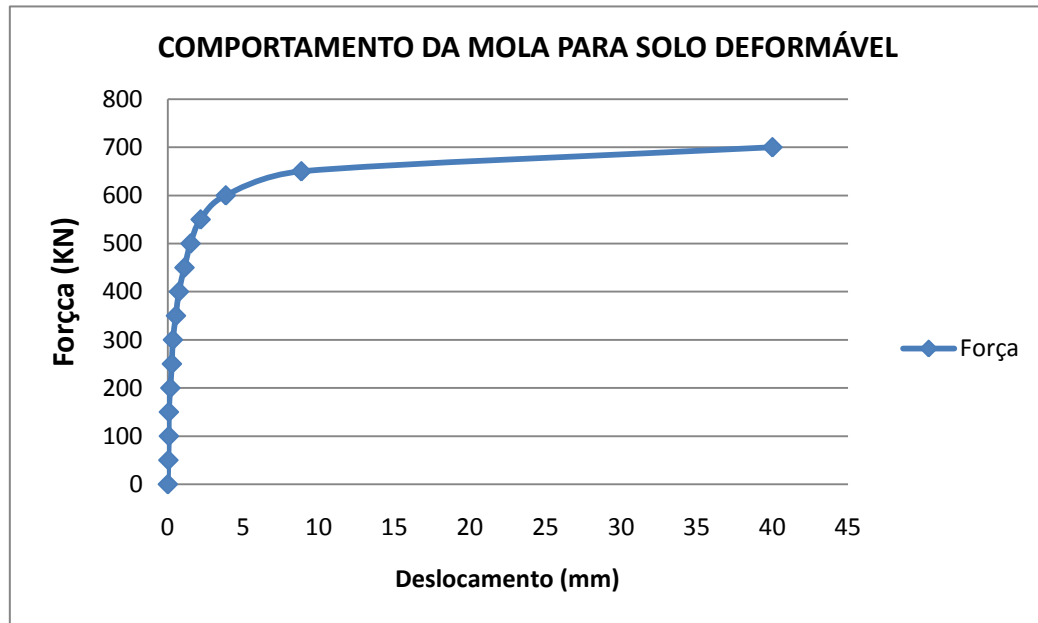


Figura 5.12 – Comportamento da mola para solo deformável. Fonte RAMOS (2007).

As Figuras 5.13 e 5.14 são analisadas as reações nas estacas com carga aplicada ao pilar, com modelagem feita com propriedades lineares (MPL) e não lineares (MPnL) do concreto e aço, com estacas sobre apoio deslocáveis, para blocos com alturas de 40, 80, 115 e 200 cm.

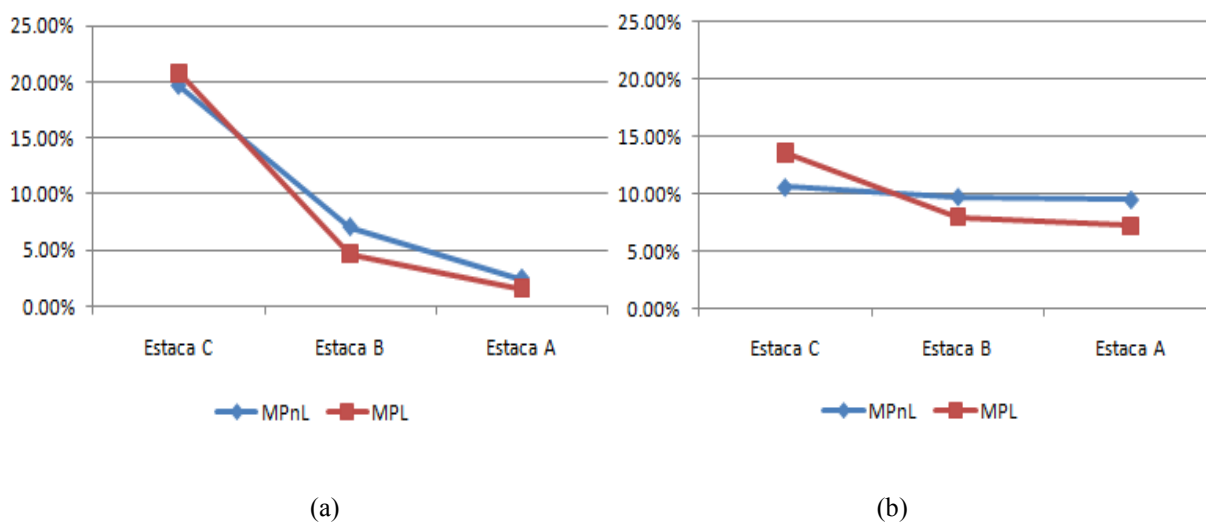


Figura 5.13 – Reações nas estacas Bloco de 40 cm de altura com mola (a) e Reações nas estacas Bloco de 80 cm de altura com mola(b).

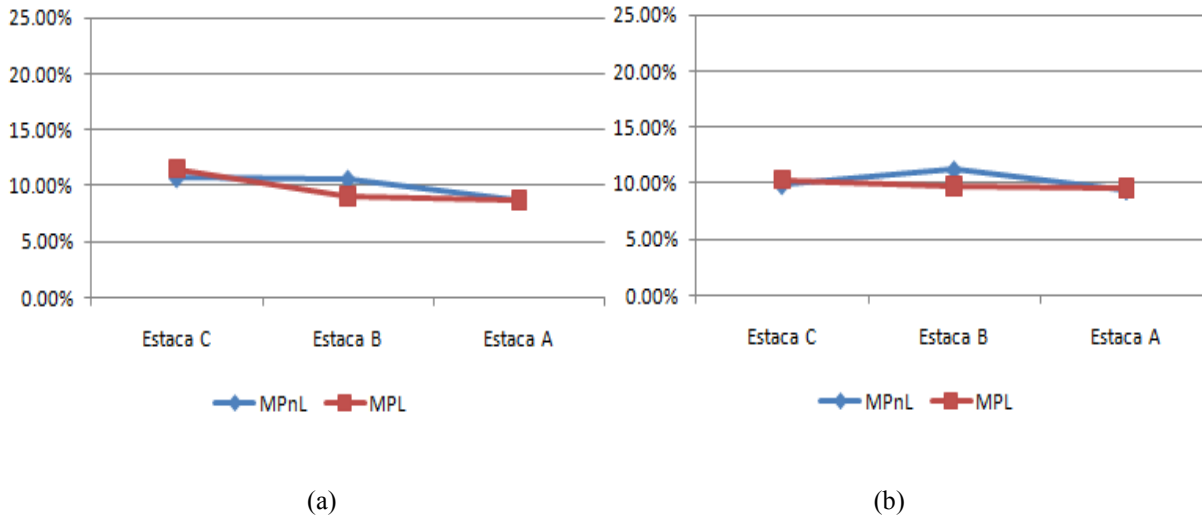


Figura 5.14 – Reações nas estacas Bloco de 115 cm de altura com mola (a) e Reações nas estacas Bloco de 200 cm de altura com mola (b).

As porcentagens das reações das estacas possuem uma pequena diferença de forma geral. No bloco de 80 cm de altura a tendência do efeito não linear foi mais importante que a rigidez do bloco. Nos blocos maiores, a diferença de resultados devido a não linearidade foi pequena.

5.3.3 ANÁLISE CARGA PILAR E CARGA DISTRIBUÍDA.

Nesta análise são mostrados os gráficos comparativos dos blocos de 40, 80, 115 e 200 cm de altura com as cargas aplicadas ao pilar e com a mesma carga total, mas agora aplicada de forma uniformemente distribuída sobre a superfície do bloco, conforme Figura 5.15. As propriedades dos materiais são lineares e também considera a estaca como sendo envolvida numa massa contínua de solo, o bloco com estacas sobre apoios indeslocáveis, conforme Figura 5.16 e o bloco com estacas apoiadas sobre molas, conforme Figura 5.17.

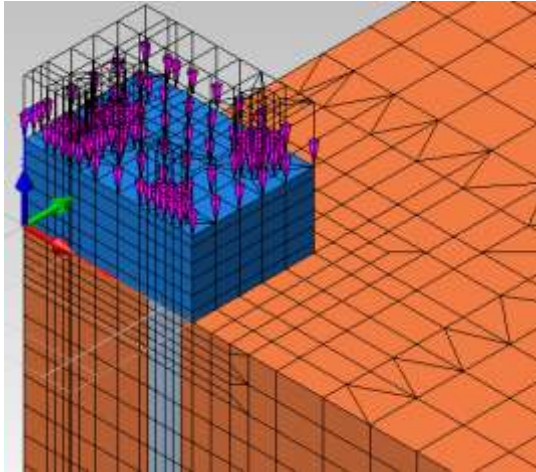


Figura 5.15 – Bloco com influência do solo entre as estacas. Carga distribuída.

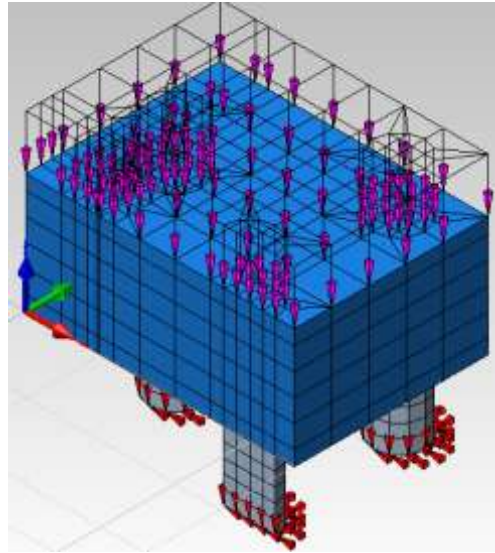


Figura 5.16 – Bloco com apoio indeformável. Carga distribuída.

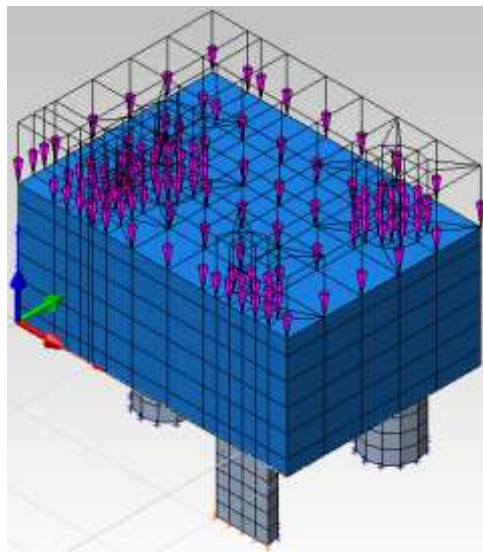


Figura 5.17 – Bloco com apoio deformável. Carga distribuída.

Para a Figura 5.18a, para um bloco de 40 cm de altura, as reações da estaca A do modelo de carga distribuída são maiores do que o modelo com carga no pilar. A absorção das reações pelo solo quando a carga é aplicada no pilar é de 10,49% da carga total, e de 12,04% da carga total aplicada na superfície do bloco. Tal diferença ocorre porque a força tende a seguir o menor caminho de carga, e quando a força é aplicada ao pilar a estaca mais próxima é a que recebe mais carga. Como este bloco de 40 cm de altura é mais flexível, para o caso de carga distribuída as reações nas estacas ficam mais homogêneas e o solo sob o bloco pode participar mais do desempenho do bloco.

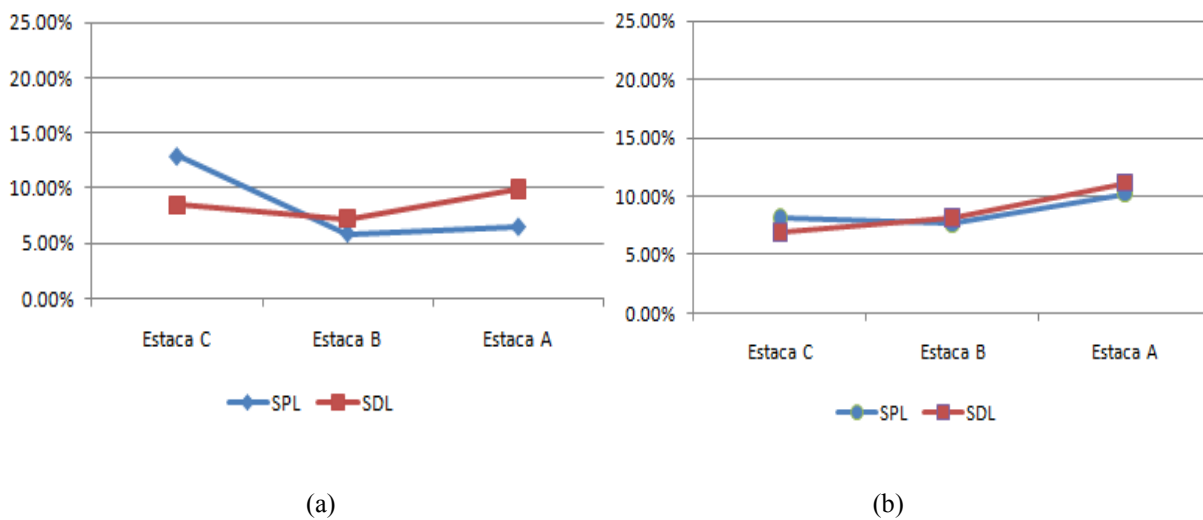


Figura 5.18 – Formas de aplicação de carga Bloco de 40 cm de altura com solo (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 80 cm de altura com solo(b).

A medida que a altura do bloco vai aumentando, a porcentagem das reações das estacas vão ficando praticamente iguais, tanto para forças aplicadas no pilar como para forças aplicadas na superfície do bloco, pois o efeito de aplicação da carga é cada vez menos relevante com o aumento da rigidez do bloco. Essa tendência pode ser vista pela Figura 5.18b onde ainda é possível ver uma diferença das reações e pelas Figuras 5.19a e 5.19b onde se observa as reações muito próximas uma das outras quando se compara as simulações. Observa-se que na A partir da altura do bloco de 115 cm independente da forma de aplicação de força no bloco, as estacas da periferia do bloco recebem mais cargas do que as centrais.

Análise de blocos de concreto armado sobre estacas

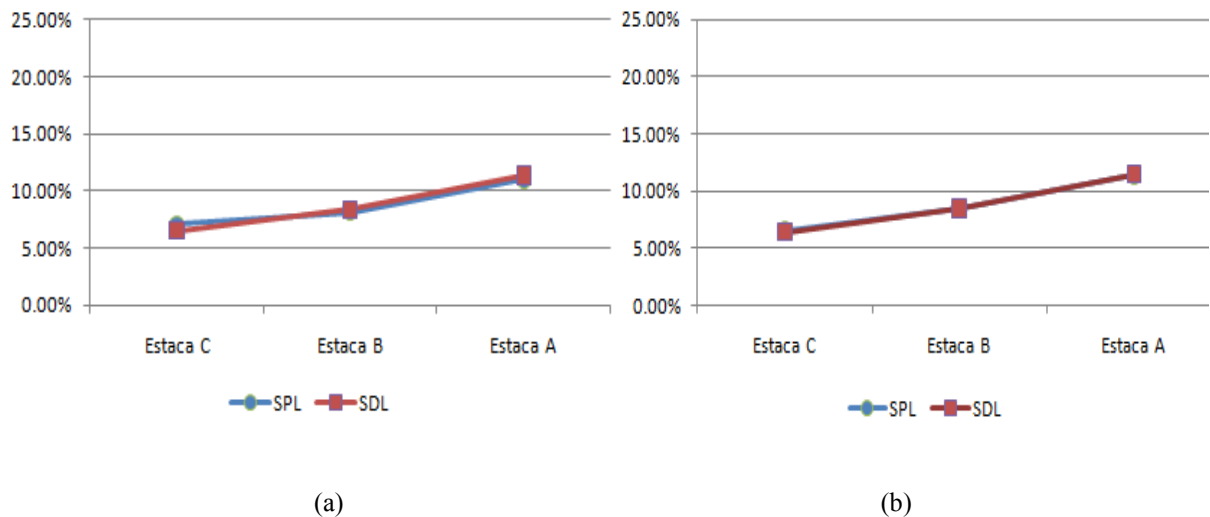


Figura 5.19 – Formas de aplicação de carga Bloco de 115 cm de altura com solo (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 200 cm de altura com solo(b).

A parcela de carga transferida ao solo diretamente pelos blocos é ilustrado pela Tabela 5.2 onde se observa a porcentagem de transferência quando a carga é aplicada ao pilar e quando a carga é distribuída pela superfície do bloco. Com a carga distribuída uma maior parcela de carga era absorvida diretamente pelo solo sob o bloco, mas a partir do bloco de 80 cm de altura com o aumento da rigidez as diferenças são desprezíveis.

Tabela 5.2 Porcentagens de cargas transferidas diretamente para o solo, por cargas aplicadas no pilar e por cargas aplicadas uniformemente sobre o bloco.

	Pilar	Distribuida
Bloco 40	10.49%	12.04%
Bloco 80	11.34%	11.67%
Bloco 115	11.50%	11.64%
Bloco 200	11.60%	11.63%

Nesta próxima análise dos blocos de 40, 80, 115 e 200 cm de altura, são mostradas as diferenças das reações das estacas com modelagem feita com propriedades lineares do apoio indeformável, com a carga aplicada ao pilar (APL) e com carga aplicada sobre a superfície do bloco (ADL).

Para o bloco de 40 cm de altura sobre apoio indeformável, conforme Figura 5.20a, a diferença das reações entre as estacas é maior do que a modelagem com o solo, como não há solo sob o

bloco, a forma do carregamento é muito mais importante nos resultados para este tipo de apoio. O mesmo fato ocorre para a Figura 5.20b, a altura do bloco de 80 cm de altura, contribui para que a distribuição das reações das estacas sejam um pouco diferente da Figura 5.20a, com o aumento da rigidez do bloco a tendência é que a distribuição das tensões sejam cada vez mais próximas, como ilustra a Figura 5.21. A forma de distribuição das reações foi bastante importante para os blocos de até 115 cm de altura, apenas para o bloco de 200 cm a rigidez excessiva do bloco foi mais importante do que a forma de aplicação da carga, pois praticamente não houve alteração entre as reações das análises.

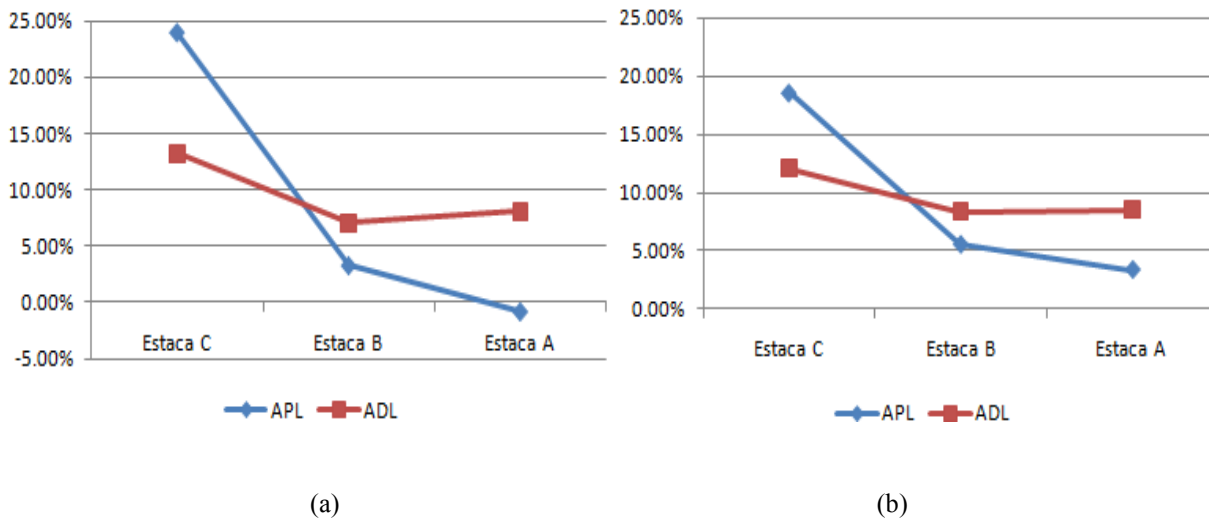


Figura 5.20 – Formas de aplicação de carga Bloco de 40 cm de altura com apoio (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 80 cm de altura com apoio(b).

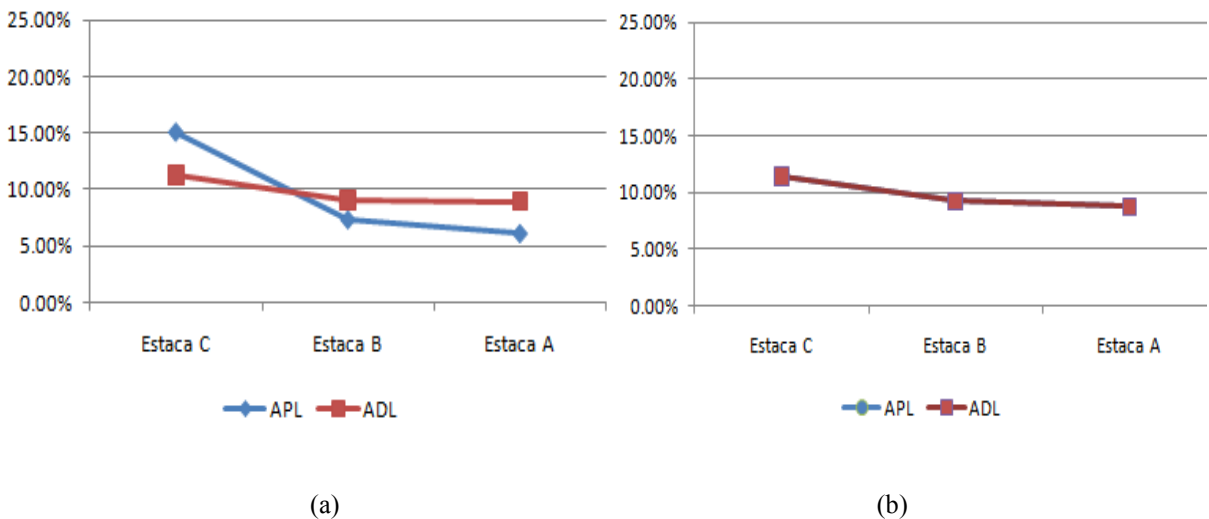


Figura 5.21 – Formas de aplicação de carga Bloco de 115 cm de altura com apoio (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 200 cm de altura com apoio (b).

As Figuras 5.22 e 5.23 mostram as diferenças das reações das estacas com modelagem feita

com propriedades do apoio deformável, com a carga aplicada ao pilar (MPL) e com carga aplicada sobre a superfície do bloco (MDL).

Com o apoio tipo deformável, as curvas das reações da Figura 5.22a, para o bloco de 40 cm de altura, possuem um comportamento um pouco diferente, com as demais alturas de blocos analisados. A forma de aplicação do carregamento foi importante para os blocos de até 80 cm de altura. Para as demais alturas de blocos, conforme Figura 5.23 a tendência é a proximidade das porcentagens das reações entre as diferentes análises, a rigidez excessiva do bloco foi mais importante do que a forma de aplicação da carga, pois praticamente não houve alteração entre as reações das análises.

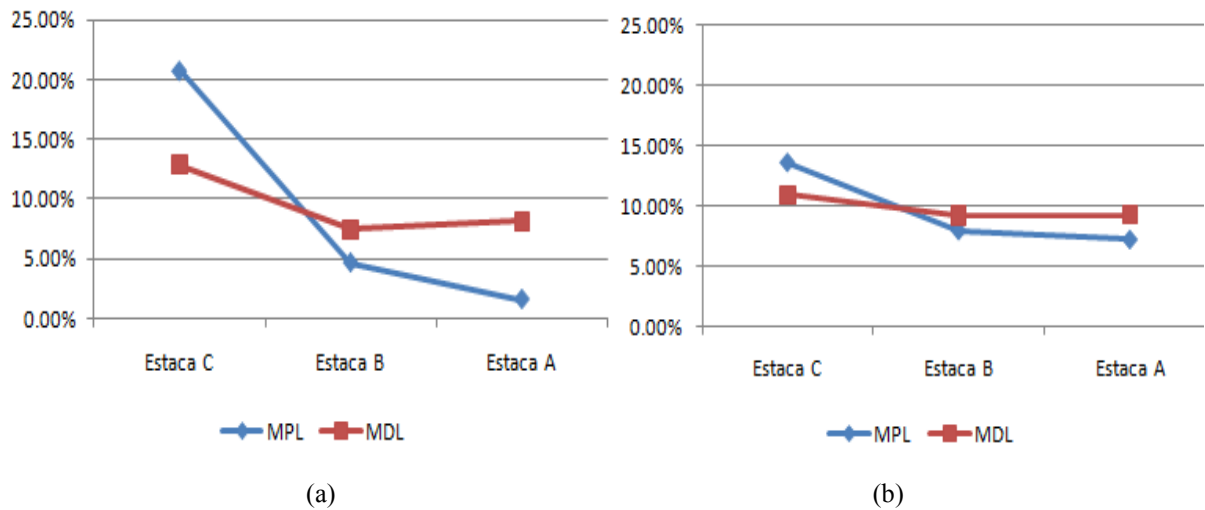


Figura 5.22 – Formas de aplicação de carga Bloco de 40 cm de altura com mola (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 80 cm de altura com mola (b).

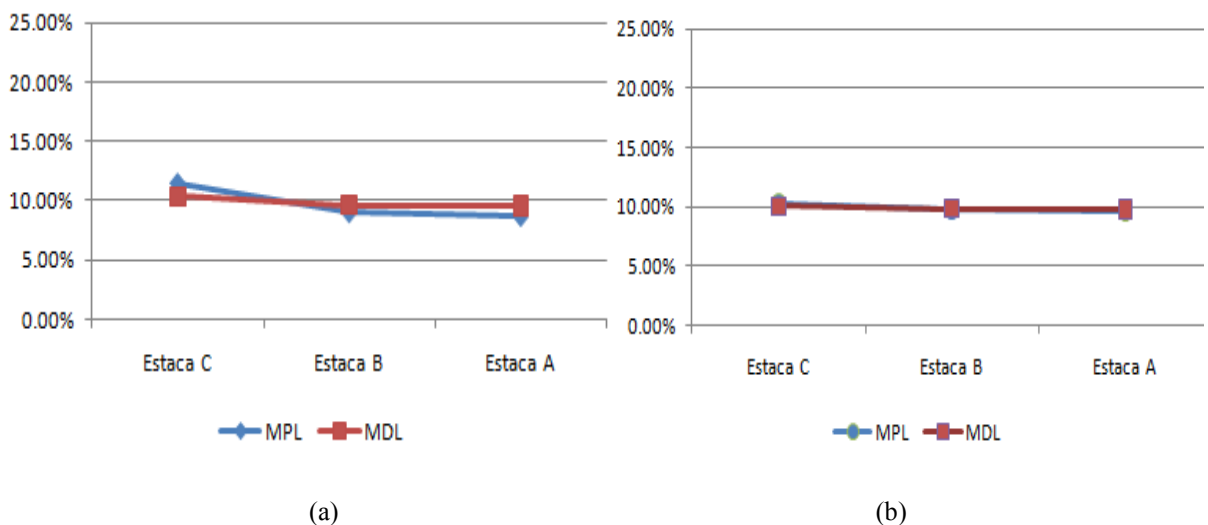


Figura 5.23 – Formas de aplicação de carga Bloco de 115 cm de altura com mola (a) e Formas de aplicação de carga Bloco de 200 cm de altura com mola (b).

5.3.4 ATRITO LATERAL

Com a modelagem dos blocos considerando a interação solo estrutura foi possível verificar a porcentagem de carga que uma estaca recebe e separar a porcentagem de resistência lateral e porcentagem de resistência de ponta.

Para esta análise foram calculados os valores das reações, dos blocos de 40, 80, 115 e 200 cm de altura considerando a não linearidade do concreto do bloco, no topo da estaca e na ponta da estaca e a diferença entre elas foi considerada como atrito lateral.

De acordo com a Tabela 5.3, para o bloco com pilar, no bloco flexível a estaca A é a que tem a menor carga e possui a maior contribuição de ponta. A medida que a rigidez aumenta a estaca C absorve menos carga e a contribuição nela passa a ser mais representativa, portanto a contribuição de ponta sempre é maior nas estacas que recebem uma carga menor.

As tabelas a seguir mostram as parcelas de contribuição da ponta e da lateral das estacas para os blocos em diversas alturas analisadas.

Tabela 5.3 Resistência de ponta e atrito lateral nas estaca com carga concentrada e distribuída no bloco de 40 cm de altura.

Carga Pilar					Carga Distribuída				
Bloco 40 cm	Estaca C	19,80%	2.08%	Ponta	Bloco 40 cm	Estaca C	8.47%	10.84%	Ponta
			97.92%	Atrito Lateral				89.16%	Atrito Lateral
	Estaca B	6.50%	7.04%	Ponta		Estaca B	7.26%	12.43%	Ponta
			92.96%	Atrito Lateral				87.57%	Atrito Lateral
	Estaca A	1.45%	33.05%	Ponta		Estaca A	9.89%	9.65%	Ponta
			66.95%	Atrito Lateral				90.35%	Atrito Lateral

Tabela 5.4 Resistência de ponta e atrito lateral nas estaca com carga no pilar com carga distribuída, para bloco de 80 cm de altura.

Carga Pilar					Carga Distribuída				
Bloco 80 cm	Estaca C	8.34%	7.15%	Ponta	Bloco 80 cm	Estaca C	6.89%	12.57%	Ponta
			92.85%	Atrito Lateral				87.43%	Atrito Lateral
	Estaca B	7.50%	5.74%	Ponta		Estaca B	8.15%	11.33%	Ponta
			94.26%	Atrito Lateral				88.67%	Atrito Lateral
	Estaca A	10.07%	7.08%	Ponta		Estaca A	11.11%	8.84%	Ponta
			92.92%	Atrito Lateral				91.16%	Atrito Lateral

Tabela 5.5 Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga no pilar com carga distribuída, para bloco de 115 cm de altura.

Carga Pilar					Carga Distribuída					
Bloco 115 cm	Estaca C	7,07%	12,31%	Ponta	Bloco 115 cm	Estaca C	6,56%	13,06%	Ponta	
			87,69%	Atrito Lateral				86,94%	Atrito Lateral	
	Estaca B	8,15%	11,32%	Ponta		Estaca B	8,37%	88,90%	11,10%	Ponta
			88,68%	Atrito Lateral					88,90%	Atrito Lateral
	Estaca A	10,98%	8,92%	Ponta		Estaca A	11,35%	91,30%	8,70%	Ponta
			91,08%	Atrito Lateral					91,30%	Atrito Lateral

Tabela 5.6 Resistência de ponta e atrito lateral por estaca com carga no pilar com carga distribuída, para bloco de 200 cm de altura.

Carga Pilar					Carga Distribuída					
Bloco 200 cm	Estaca C	6,51%	13,13%	Ponta	Bloco 200 cm	Estaca C	6,40%	13,31%	Ponta	
			86,87%	Atrito Lateral				86,69%	Atrito Lateral	
	Estaca B	8,42%	11,04%	Ponta		Estaca B	8,47%	89,01%	10,99%	Ponta
			88,96%	Atrito Lateral					89,01%	Atrito Lateral
	Estaca A	11,38%	8,69%	Ponta		Estaca A	11,46%	91,36%	8,64%	Ponta
			91,31%	Atrito Lateral					91,36%	Atrito Lateral

Observa-se que a interação bloco-estaca também interfere na forma de mobilização de carga nas estacas. Para carga distribuída, a rigidez do bloco pouco interferiu na forma de mobilização de carga nas estacas. Entretanto, para um carregamento concentrado em um pilar gerou diferentes distribuições de carga nas estacas. Para o bloco flexível, as estacas centrais tiveram uma grande solicitação do atrito lateral, mas a medida em que a altura do bloco aumentava as estacas centrais (c) absorviam as cargas e a contribuição de carga na ponta da estaca passava a ser mais relevante.

1.65.4 COMPARAÇÃO DE DUAS ANÁLISES PARA O MESMO BLOCO

Nesta análise são comparadas as modelagens dos blocos com o apoio deformável e indeformável feitas na presente dissertação com os modelos analisados por Ramos (2007) no programa ANSYS®, para os blocos com altura de 80, 115 e 200 cm de altura

Como pode ser visto pela Figura 5.24 as porcentagens das reações das estacas, do bloco de 80

cm de altura com carga aplicada ao pilar para análise linear, para um apoio indeformável com a mesma carga, estão muito próximas uma da outra. O mesmo fato ocorre para o apoio deformável na Figura 5.25 e para as demais alturas analisadas, para as quais os gráficos não foram expostos.

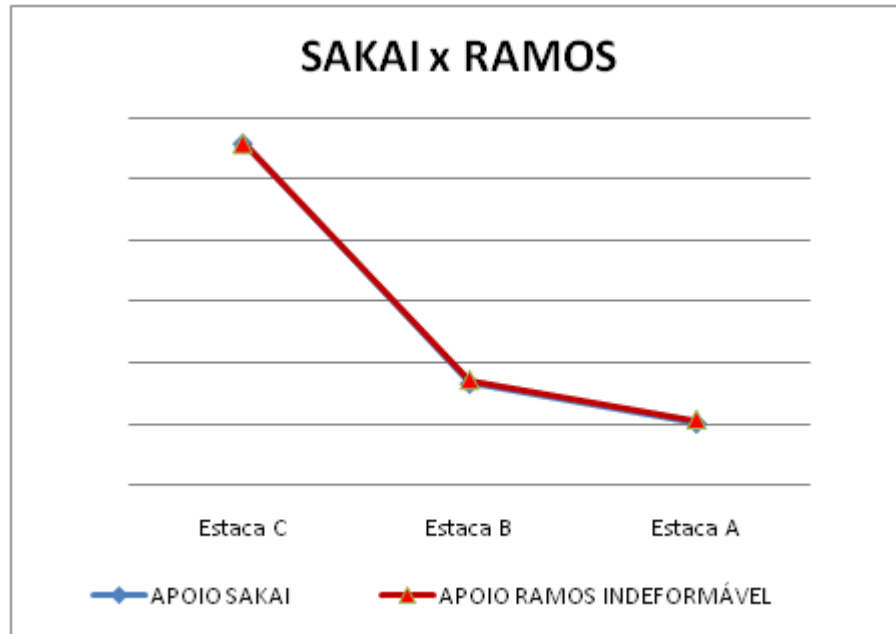


Figura 5.24 – Análise entre Sakai (2010) e Ramos (2007), bloco de 80 cm de altura com carga aplicada ao pilar para análise linear, para um apoio indeformável.

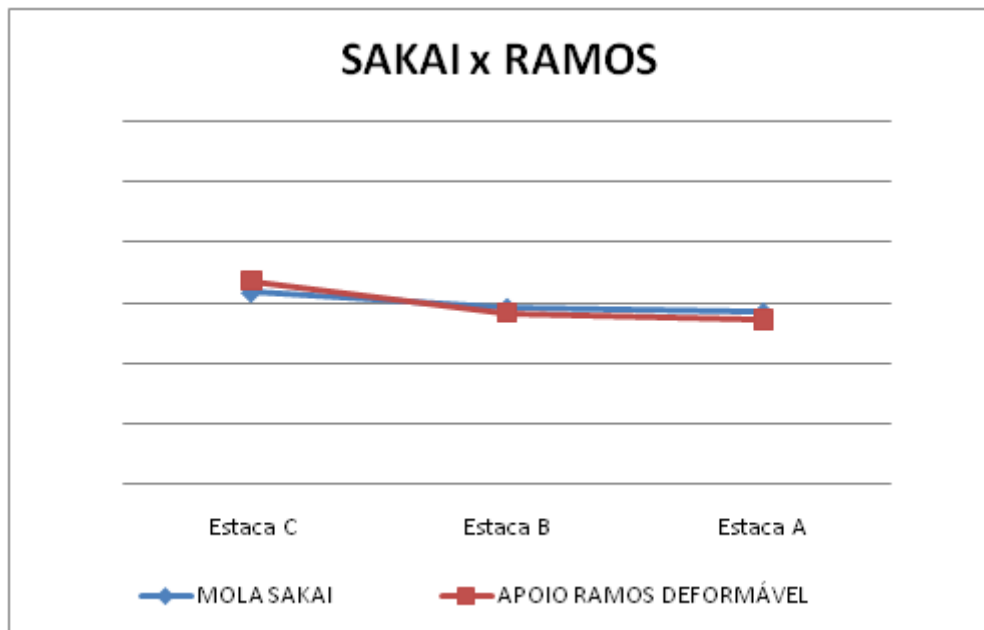


Figura 5.25 – Análise entre Sakai (2010) e Ramos (2007), bloco de 80 cm de altura com carga aplicada ao pilar para análise linear, para um apoio deformável.

Através dessas comparações com as modelagens de Ramos (2007), que utilizou o programa ANSYS, para análise, com as modelagens realizadas neste trabalho pelo programa DIANA, é possível afirmar que os resultados de bloco sobre apoios foram válidas. Com a modelagem do solo foi possível observar que os resultados das reações das estacas se apresentam a mesma tendência que o cálculo proposto por Poulos e Davis (1980) para caso de blocos extremamente rígidos, onde as maiores reações se encontram nas estacas laterais do bloco.

Portanto em situações reais de um bloco onde o solo sempre existirá, os resultados são bastante distintos dos simulados em laboratório, sem levar em consideração a interação solo-estrutura.

Os valores encontrados para as modelagens, que levam em consideração o solo, dependem do tamanho da estaca, do módulo de elasticidade do solo e da profundidade de solo adotada.

Foi analisado também as tensões nos ganchos das armaduras e pode-se confirmar, através da Figura 5.26, que os resultados foram semelhantes às afirmações de Miguel (2000) e Delalibera (2006) que propõe a retirada dos ganchos das armaduras longitudinais devido o fato das tensões neste ponto serem praticamente iguais a zero.

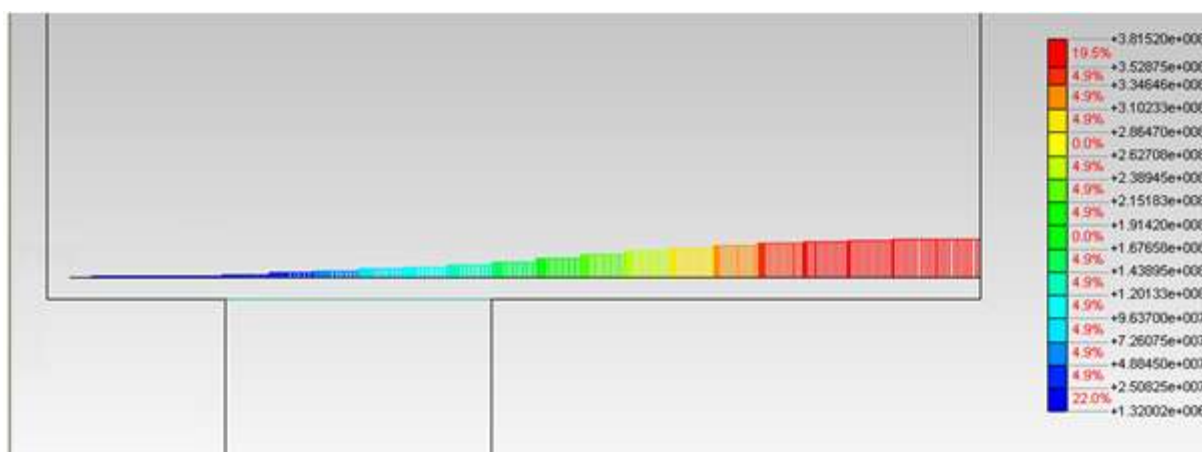


Figura 5.26 – Gráfico das forças de tração da armadura do bloco.

CAPITULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os blocos são estruturas de concreto armado usados principalmente para a transferência das ações provenientes da superestrutura. São comumente encontrados em infra-estruturas de obras como pontes e edifícios e o conhecimento do seu comportamento real é de importância fundamental, pois sua inspeção visual, após a construção, é de grande dificuldade.

Para as análises efetuadas neste trabalho, a taxa de armadura foi mantida constante para que se pudesse analisar a influência da altura de blocos simplesmente apoiados e com a consideração da interação solo-estrutura: mola e maciço. Foram feitas análises lineares e não lineares de blocos com 40, 80, 115 e 200 cm de altura com cargas aplicadas em um pilar central e, também, distribuídas sobre o bloco.

Foram calculadas as reações nas estacas pelo método proposto por Poulos e Davis (1980), onde, nos cálculos, o bloco é considerado totalmente rígido ou totalmente flexível. Notou-se que a maior parcela de carga se concentra nas estacas mais afastadas do centro de aplicação da carga, nas laterais do bloco para este caso.

Nas análises lineares, observou-se que, quando se leva em consideração a interação solo-estrutura (bloco, estacas e maciço), as reações nas estacas são mais concentradas nas laterais do bloco. Observou-se, também, uma maior concentração de cargas nas estacas centrais quando se utiliza formas de modelagens tradicionais: blocos simplesmente apoiados ou utilizando molas para tentar simular a interação solo-estrutura, como utilizado por alguns programas computacionais comerciais.

Para os casos modelados com as propriedades não lineares do concreto armado, observou-se que quanto menor a altura do bloco maior é a influência das propriedades de fratura do concreto. Isto porque a fissuração direciona o caminho das tensões, resultando, para os blocos mais flexíveis, em maiores reações nas estacas mais próximas ao centro de aplicação de carga. Com o aumento da altura do bloco a tendência destas reações foi de se aproximarem.

Quanto à carga absorvida diretamente pelo solo, sob o bloco, para os dois tipos de aplicação de carga e para as diferentes alturas dos blocos, observou-se que ficou entre 10% e 12% para todas as análises, mas com alguma influência da rigidez do bloco.

Através das análises dos blocos com carga aplicada no pilar e com influência do solo, foram verificadas as reações que cada estaca recebe e constatou-se que predominaram as parcelas de atrito lateral para os casos analisados. Entretanto a rigidez do bloco também interferiu no percentual de carga que chega à ponta.

Com os resultados obtidos, pode-se concluir que, quando o solo é levado em consideração nas análises de blocos rígidos, as maiores reações se concentram nas estacas periféricas do bloco, independente do tipo de aplicação de carga estudada e não nas estacas centrais como alguns métodos simplificados aqui demonstrados propõem. Isto leva a uma análise mais próxima da realidade e, conseqüentemente, mais precisa.

Para contribuir com a orientação de trabalhos futuros, sugere-se o desenvolvimento de análises considerando, também, a não linearidade física do solo, assim como: consideração de diversas camadas para o solo, estacas onde a maior parte da carga é resistida pela ponta, carga excêntrica e consideração de elementos de interface entre as estacas e o solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). **Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study**. ACI Journal, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb.
2. ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2003. 221 p.
3. ALONSO, U. R., **Exercícios de fundações**. 1983. Editora Edgard Blucher Ltda. V. 1. 202 p.
4. ALONSO, U. R., **Dimensionamento de fundações profundas**. 1989. Editora Edgard Blucher Ltda. V. 1. 169 p.
5. ALVA, G. M. S.. **Projeto estrutural de blocos sobre estacas**. Universidade federal de Santa Maria, 2007. 25 p.
6. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for reinforced concrete and commentary**. 1989. Detroit, USA.
7. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for reinforced concrete**. 1994. Detroit, USA.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto**. 2003. Rio de Janeiro. 221 p.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações**. 1986. Rio de Janeiro. 33p.
10. BANDEIRA, M. S.. **Análise não-linear de lajes de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. 2006. 157 p. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 2006.
11. BAZANT, Z. P.; ASCE, F.. Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal. **Journal of Engineering Mechanics**, Vol. 110, n. 4, p. 518 – 535, 1984;
12. BAZANT, Z. P.; OH, B.H..Crack band theory for fracture of concrete. **Matériaux et Constructions**, Vol. 16, n. 93, p. 155 – 177, 1983;
13. BLÉVOT, J.; FRÉMY, R.. Semelles sur piex. **Analles d’Institut Techique du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris, Vol. 20, n. 230, p. 223-295, 1967.
14. CALAVERA, J.. **Calculo de estructuras de cimentacion**. 4ª Edição, Madrid, Espanha: Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, 2000. 267 p.
15. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **EH-91: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón em masa o armado**. Madrid, 1993, 267 p.

16. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation.** Bulletin D'Information, 1970. Paris, n.73.
17. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model code 1990 – Final Draft.** Bulletin D'Information, 1991. Switzerland, n.203.
18. CRUZ, J. S.; BARROS, J.; AZEVEDO, A.. **Elasto-plastic multi-fixed smeared crack Model for concrete.** Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2004. 70 p.
19. DELALIBERA, R. G.. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos a ação de força centrada e excêntrica.** 2006. 332 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006;
20. DIANA® 9.3 (TNO,2008) - TNO DIANA bv, Schoemakerstraat 97, 2628 VK Delft, The Netherlands.
21. FEENSTRA, P.H.; BORST, R.. A plasticity model and algorithm for mode I cracking in concrete. **Internacional journal for numerical methods in engineering**, vol. 38, p. 2509 – 2529, 1995;
22. FLORES, R. G.. **Blocos de coroamento de estacas de concreto armado.** 2008. 79 p. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, RS, 2008;
23. FUSCO, P. B.. **Técnicas de armar as estruturas de concreto.** 1ªEdição, São Paulo: Editora Pini, 1994, 382 p.;
24. GERMER, A. A.. **Blocos de ancoragem metodologia de dimensionamento.** 1996. 180 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, SP, 1996;
25. HILLERBORG, A.; MÓDEER, M.; PETERSSON, P. E.. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **CEMENT and CONCRETE RESEARCH.** Vol. 6, p. 773 – 782, 1976;
26. IRWIN, G. R.. Analysis of stress and strains near the end of a crack transversing a plate. **Society for Experimental Mechanics/Society of Photo-Optical Instrumentation Engineers.** Vol. 137, p. 167 – 170, 1997;
27. JENQ, Y.; ASCE, S. M.; SHAH, S. P.. Two Parameter Fracture Model for Concrete. **Journal of Engineering Mechanics.** Vol. 111, Issue 10, p. 1227-1241, October 1985;
28. KARIHALOO, B.. **Fracture mechanics & structural concrete. Concrete Desing & Construction Series.** Ed. Longman Scientific & Technical. United States, 1995. 330 p.
29. LEONEL E. D.. **Método dos Elementos de Contorno Aplicado à Análise de corpos Multi-Fraturados.** 2006. 178 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

30. LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Construções de concreto**. Ed. Interciência. V. 01, 02, 03 e 04, Rio de Janeiro, 1978.
31. LOPES, JR. M. C.: **Modelagem Numérica do crescimento de fraturas através do método dos elementos de contorno**. 1996. 296 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996;
32. MIGUEL, G. M.: **Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. 2000. 242 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000;
33. MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A.G; CABRÉ, F. M.: **Hormigón armado** – 14ª Edición basada em La EHE, Barcelona: Editorial Gustavo Gili AS, 2000. 443 p.;
34. MORAES, M. C.: **Estruturas de fundações**. Editora McGraw-HILL do Brasil Ltda, 1976. 169 p.
35. MUNHOZ, F. S.. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. 2004. 160 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004;
36. MUNHOZ, F. S.; DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre cinco estacas submetidos à ação de força centrada**. *In: 47 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO*, 2005, Olinda – PE
37. OLIVEIRA, L. M.. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2009. 151 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2009;
38. OLIVER, J. J.. **Modelado de La fisuración em estructuras de hormigón**. Barcelona: Editora: CIMNE, 1990. 99 p.
39. POULOS, H. G.; DAVIS, E. H.. **Pile foundation analysis and desing**. Sidney: Editora Rainbow – Bridge Book Co, 1980. 397 p.
40. RAMOS, F. A. C.. **Análise numérica de bloco sobre dez estacas: calculo das reações de apoio**. 2007. 182 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2007.
41. RAUSH, A.; D’ASCENSO, N.; GOLDSCHIMIDT, P.; NATALINI, M.. Analisis experimental sobre cabezales de pilotes sometidos a cargas verticais. **XXVII Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural**, São Carlos, Vol. 1, n. 28, p. 309 – 318, 1997.
42. SABNIS, G. M.; GOGATE, A. B.. Investigation of thick slab (Pile Cap) behavior. **ACI Journal**, Vol. 81, p. 35-39, Jan 1984;
43. SALEH, A. L.. Crack growth in concrete using boundary elements. **Engineering Fracture Mechanics**. Vol. 51, p. 533 - 545, 1995;

44. SALES, M. M.. **Fundações: Notas de aula**. Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2009.
45. SANTOS, D.. **Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas e tirantes**. 2006. 195 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2006;
46. SCHLAICH, J.; SCHAFER, K. ;JENNEWEIN, M.. Toward a consistent design of structural concrete. **PCI Journal**, London, Vol. 32, n. 3, p. 171-179, 1988;
47. SCHLAICH, J. The Need for Consistent and Translucent Models. IABSE Colloquium **Structural Concrete**, v.62, Stuttgart, p.169-184, 1991. Proceedings.
48. SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C.. **Fracture mechanics of concrete: applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials**. Editora: John Wiley & Sons, Canadá, 1995. 552 p.
49. SILVA, R.C.; GIONGO, J. S.. **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**. 2000. 189 p. Projeto Reenge - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000;
50. SOUZA, R. A.. **Análise Não-Linear de Bloco Rígido Sobre Duas Estacas. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações**. 2004. 442 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP, 2004.
51. TERZAGHI, K.; PECK, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York, 1967.