

DANIEL VILLAR DE OLIVEIRA

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE RADIER ESTAQUEADO

Guaratinguetá
2015

DANIEL VILLAR DE OLVEIRA

Estudo do comportamento de radier estaqueado

Trabalho de Graduação apresentado ao conselho de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para a obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes

Guaratinguetá-SP
2015

O48e

Oliveira, Daniel Villar de

Estudo do comportamento de radier estaqueado / Daniel Villar de Oliveira – Guaratinguetá, 2015.

78 f : il.

Bibliografia: f. 71-73

Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2015.

Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes

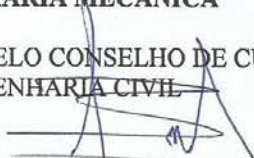
1. Fundações (Engenharia) 2. Estacaria (Engenharia civil) 3. Recalque de estruturas I. Título

CDU 624.15.151

Daniel Villar de Oliveira

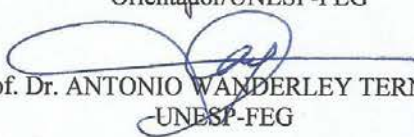
ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO
PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
"GRADUADO EM ENGENHARIA MECÂNICA"

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:


Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES
Orientador/UNESP-FEG


Prof. Dr. ANTONIO WANDERLEY TERNI
UNESP-FEG

Eng. NÉLIO BASTOS
Membro Externo

Dezembro 2015

AGRADECIMENTOS

A gradeço a Deus por tudo que ele fez e tem feito na minha vida.

Aos meus pais, Duarte e Mariza pelo total apoio em todas as etapas da minha carreira, me aconselhando e ajudando em todos os momentos.

Aos meus irmãos João Luis e Miriã pelo incentivo e apoio ao longo do período universitário.

Aos meus familiares em especial aos meus tios, Mauro Villar Perez, Terezinha Tobal Perez e minha prima Mariana que sempre acreditaram na minha capacidade e deram total apoio para que eu alcançasse meus objetivos.

Ao meu orientador, Dr. George de Paula Bernardes, por todo seu empenho, incentivo e acreditar no desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus colegas de turma, em especial os alunos Yuri Trivinho Gelesov e Cynthia Bilerbeck pela total ajuda ao longo do curso, grande paciência nas horas de estudo e pela grande amizade.

Ao meu grande amigo e colega de república Vitor Soares Rezende Arantes por toda ajuda, compreensão e momentos épicos vividos juntos.

A minha namorada pela eterna paciência e ajuda nesse período final.

A minha república, Casa do Cai-Alho, minha segunda casa e família onde amadureci e me desenvolvi como pessoa, vivenciando os melhores momentos da minha vida, uma eterna gratidão “Cai-Alho minha vida, Cai-Alho minha história, Cai-Alho meu amor”.

OLIVEIRA, D. V. **Estudo do comportamento de radier estaqueado**. 2015. 78 f. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2015.

RESUMO

No presente trabalho foi analisado o comportamento de um radier estaqueado. Inicialmente são apresentadas as definições de fundação rasa (radier), fundação profunda (estaca e grupo de estacas) e fundações mistas (radier estaqueado). Na revisão são descritos os trabalhos pioneiros e o desempenho de algumas obras que empregaram o uso de radier estaqueado os quais utilizaram as estacas como limitador de recalque. Nesse trabalho são apresentados alguns métodos simplificados para o dimensionamento de radier estaqueado e uma pequena introdução aos métodos avançados. Utilizando os métodos simplificados foi desenvolvida uma planilha de cálculo em Excel para previsão da curva carga x recalque sendo seus resultados comparados com outros estudos publicados na literatura. O estudo de caso de radier estaqueado apresentado na tese de doutorado Sales (2000), realizados no Campo Experimental da Universidade de Brasília “UnB” estes foram utilizados para calibração e comparação dos resultados obtidos.

PALAVRAS-CHAVE: Radier. Radier Estaqueado. Estacas. Grupo de estacas.

OLIVEIRA, D.V. **Behavior study of pile raft**. 2015. 78 f. Graduate Work (Graduate in Civil Engineering) - Faculdade de Engenharia do campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2015.

ABSTRACT

In this present work the behavior of pile raft foundation was analyzed. Initially it is presented the definitions of shallow foundation (raft), deep foundation (pile and pile group) and mixed foundation (pile raft). In the revision are described the pioneering work and the performance of some previous works that have used pile raft which used the piles as settlement limiter. In this work some simplified methods for pile raft sizing and a short introduction to advanced methods are shown. Utilizing the simplified methods an Excel spreadsheets was developed for prediction of the curve load x settlement and having its results compared with other published studies in the literature. The case study of pile raft presented in Sales' (2000) PhD thesis, carried out in the Experimental Field of the University of Brasilia "UnB", was used for calibration and comparison of the obtained results.

KEY-WORDS: Raft foundation. Pile raft foundation. Pile. Pile Group.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de sistemas de fundação: (a) Estaca isolada, (b) Grupos de estacas; (c) Radier Estaqueado ou Fundação Mista.....	16
Figura 2 – Curva carga x recalque.....	17
Figura 3 – Definição da rigidez de uma estaca na curva carga x recalque.....	19
Figura 4 – Formas de ruptura de uma sapata estaqueada.....	22
Figura 5 – Comparação do recalque em uma estaca isolada com e sem cap.....	23
Figura 6 – Comparação dos edifícios de Frankfurt.....	24
Figura 7 – Esquema de Fundações em radier estaqueado do Ed. Messeturm.....	26
Figura 8 – Comparação do desempenho de duas fundações similares.....	29
Figura 9 – Controle do recalque diferencial.....	30
Figura 10 – Curva carga x recalque para radier estaqueado empregando diversos métodos de projeto.....	31
Figura 11 – Algumas situações desfavoráveis ao uso de fundações em radier estaqueado.....	32
Figura 12 – Classificação dos métodos de análise de radier estaqueado.....	33
Figura 13 – Fatores de incremento devido à interação bloco/estaca.....	35
Figura 14 – Radier equivalente.....	39
Figura 15 – Método do tubulão equivalente.....	40
Figura 16 – Ábaco de Poulos & Davis para radier rígido $L/d = 100$	42
Figura 17 - Curva carga x recalque simplificada e suas equações.....	43
Figura 18 – Processo de transferência de carga.....	46
Figura 19 – Mapa geográfico do Distrito Federal.....	52
Figura 20 - Mapa dos solos do Distrito Federal.....	52
Figura 21 – Descrição das camadas de solo do campo experimental da UnB.....	53
Figura 22 – Perfil de solo característico do campo experimental da UnB.....	54
Figura 23 – Variação do Módulo de Young (E) inferido dos ensaios pressiométricos.....	55
Figura 24 – Parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília.....	56
Figura 25 – Corte esquemático das provas de carga.....	56
Figura 26 – Dimensões dos elementos de fundação e locação dos Extensômetros.....	57
Figura 27 – Prova de carga em uma sapata sobre quatro estacas.....	58

Figura 28 – Distribuição de carga entre os elementos de fundação	59
Figura 29 – Resultados da prova de carga da sapata sobre quatro estacas.....	59
Figura 30 – Carga x recalque sapata sobre quatro estacas virgens.....	60
Figura 31 – Distribuição de carga entre os elementos de uma sapata sobre quatro estacas....	61
Figura 32 - Resultados da prova de carga da sapata sobre quatro estacas virgens.....	61
Figura 33 – Resumo dos parâmetros de entrada.....	62
Figura 34 - Layout página de entrada.....	63
Figura 35 – Planilha Auxiliar	64
Figura 36 – Planilha Poulos & Davis	65
Figura 47 – Planilha Poulos.....	66
Figura 38 – Planilha Sales	67
Figura 39 – Curva carga x recalque Poulos & Davis 1980.....	68
Figura 40 – Curva carga recalque Poulos 2000.....	69
Figura 41 – Curva carga recalque Sales 2000	69
Figura 42 – Comparação dos resultados	70

LISTA DE SÍMBOLOS

K_p, K_{p0}, K_{p1}	Rigidez de uma estaca
P	Carga atuante na estaca
δ	Recalque
R_f	Fator hiperbólico de variação da rigidez da estaca
P_u	Carga última da estaca
E_p	Módulo de elasticidade da estaca
I_p	Módulo de inércia da seção transversal
f_s	Resistência lateral do fuste da estaca
C	Perímetro da estaca
dz	Espessura da camada de solo ou subcamada
f_b	Resistência de ponta da estaca em compressão
A_b	Área da ponta da estaca
W_p	Peso próprio da estaca
τ	Tensão de cisalhamento
a	Aderência estaca/solo
σ_h	Tensão normal à superfície da estaca
ϕ^*	Ângulo de atrito estaca/solo
L	Comprimento da estaca
d	Diâmetro da estaca
d_c	Diâmetro do capitel
Q_t	Capacidade de carga total da fundação
Q_g	Capacidade de carga do grupo de estacas
Q_c	Capacidade de carga do radier
α'	Fator de majoração da capacidade de carga do grupo de estacas
N	Numero de estacas
η_{1s}, η_{4s}	Fator de influência no atrito lateral
η_{1b}, η_{4b}	Fator de influência na resistência de ponta
η_6	Fator de influência na capacidade de carga
R_C	Fator de recalque
B	Largura do grupo de estacas
c	Relação entre o diâmetro da estaca

n_r	Número de linhas de estacas
W_{med}	Recalque médio
W_{rad}	Recalque do radier considerado na profundidade equivalente
Δw	Compressão elástica das estacas acima do nível do radier equivalente
d_{eq}	Diâmetro equivalente
A_G	Área da figura plana circunscrita ao grupo de estacas
E_{eq}	Módulo elástico equivalente
E_s	Módulo de elasticidade do solo
A_p	Soma das secções transversais de todas as estacas
R_G	Relação entre o recalque médio da fundação e o recalque de uma estaca
P_G	Carga atuante no radier estaqueado
δl	Recalque de uma estaca sem bloco sob carga unitária
R_c	Razão entre o recalque de uma estaca com bloco/sem bloco
δw	Recalque do radier estaqueado
ν	Coefficiente de poisson
P_l	carga de total mobilização do grupo de estacas
β	Parcela de carga absorvida pelo grupo de estacas
K_{pr}	Rigidez do radier estaqueado
K_r	Rigidez do radier isolado
K_{pg}	Rigidez do grupo de estacas
P_T	Carga no topo da estaca
W_t	Recalque no topo da estaca
G_L	Módulo cisalhante do solo
r_0	Raio da estaca
η	Razão entre o raio da estaca e o raio da ponta da estaca
ζ, ζ^*	Parâmetro de rigidez da estaca
ζ, ξ^*	Parâmetro de transferência de carga
ρ	Relação entre o módulo cisalhante médio e na profundidade L
λ	Relação entre o módulo cisalhante e o módulo de elasticidade da estaca
r_m	Raio máximo de influência
S_i	Espaçamento entre duas estacas
W_{pg}	Recalque do grupo de estacas
W_r	Recalque do radier
P_{pg}	Carga absorvida pelo grupo de estacas

P_r	Carga absorvida pelo radier
α_{pr}, α_{rp}	Fatores de interação
r_c	Raio do círculo de mesma área da parte do radier associado a cada estaca
F_m	Fator de mobilização de carga ultima da fundação
N_h	Fator de correção devido a presença de base rígida

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	FUNDAMENTOS TEÓRICOS	14
2.1.1	Sistemas de fundações e suas classificações	14
2.1.2	Comportamento de estacas isoladas	16
2.1.3	Rigidez de uma estaca	18
2.1.4	Estacas associadas a sistemas de fundação	20
2.1.4.1	Capacidade Geotécnica de carga axial das estacas.....	20
2.2	ESTUDOS PIONEIROS	22
2.3	FUNDAÇÕES EM RADIER ESTAQUEADO JÁ EXECUTADAS	24
2.3.1	Edifício Messeturm, Frankfurt – Alemanha	24
2.4	PROJETO DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS.....	26
2.4.1	Etapas do projeto de fundações estaqueadas	27
2.4.2	Concepções de Projeto	28
2.4.3	Situações favoráveis e desfavoráveis para o uso de fundações em radier estaqueado	31
2.5	MÉTODOS DE ANÁLISE DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS	33
2.5.1	Métodos simplificados	33
2.5.1.1	Correlações empíricas.....	34
2.5.1.2	Métodos das fundações equivalentes.....	38
2.5.1.3	Métodos baseados na teoria da elasticidade	41
2.5.2	Métodos detalhados	50
3	CAMPO EXPERIMENTAL DA UnB	51
3.1	DESCRIÇÃO DO SOLO LOCAL	51
3.1.1	Localização geográfica	51
3.1.2	Propriedades geotécnicas	54
3.2	PROVAS DE CARGA	56
3.2.1	Sapata sobre quatro estacas já testadas (V)	58
3.2.2	Sapata sobre quatro estacas virgens (VI)	60
4	PREVISÃO DA CURVA CARGA RECALQUE DE RADIER ESTAQUEADO UTILIZANDO UMA PLANILHA EXCEL	62

4.1	PARÂMETROS DE ENTRADA.....	62
4.2	MÉTODOS UTILIZADOS	63
4.2.1	Retro análises de ensaios.....	64
4.2.2	Randolph 1994	65
4.2.3	Poulos & Davis 1980	66
4.2.4	Poulos 1998.....	67
4.3	RESULTADOS	68
5	CONCLUSÃO.....	71
	REFERÊNCIAS	72

1 INTRODUÇÃO

Tradicionalmente as fundações são divididas em duas categorias, rasas e profundas, devido ao diferente modo de interação do elemento estrutural com o solo. Em geral, os projetistas procuram não associa-las devido a essa diferença de comportamento. Entretanto alguns pesquisadores começaram a utilizar estacas sob um radier a fim de melhorar o desempenho em relação aos recalques, surgindo assim à denominação radier estaqueado (SALES, 2000).

O uso do radier estaqueado vem crescendo nos últimos anos principalmente em grandes edifícios na Europa, principalmente na Alemanha. A utilização desse tipo de fundação se mostrou muito eficiente em relação à capacidade de carga, recalques e ainda apresenta um custo muito inferior se comparado com as formas tradicionais de fundação, despertando um grande interesse dos projetistas e pesquisadores da área (SALES, 2000).

O uso de fundação rasa do tipo radier se torna inviável, para alguns casos, devido ao grande recalque sofrido. A associação de algumas estacas como elementos redutores de recalque viabilizariam, em alguns casos, pequenas obras nas quais não seria viável o emprego de fundação profunda devido ao custo.

As interações entre os elementos da fundação não são obtidos de forma direta, trata-se assim de um problema tridimensional, no qual o mecanismo de transferência de carga e a resposta carga-recalque de um radier estaqueado é composto por diversas interações entre os elementos de fundação. Esses são geralmente calculados por modelos computacionais que usam os métodos dos elementos finitos (SALES 2000), entretanto existem métodos simplificados que possuem resultados razoáveis que podem ser utilizados para análises preliminares. No presente trabalho foi desenvolvida uma planilha de cálculo em Excel que utiliza o método simplificado de Poulos & Davis (1980), Poulos (1998) e Sales (2000) para previsão de recalque de um radier estaqueado. Os resultados foram avaliados com base em provas de carga de radier estaqueado realizados no campo experimental da UnB.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A utilização de estacas como elemento de fundação pode ser notada há vários séculos principalmente em grandes obras. Após o século 19, motivado pela revolução francesa, iniciou-se a sistematização do conhecimento adquirido a fim de baratear o custo das fundações (TERZAGHI e PECK, 1967).

Até meados da década de 70, era conhecido que uma fundação rasa possuía desempenho e forma de transmissão de carga diferente de uma estaca. Buscava-se, portanto, não envolver elementos com comportamentos distintos numa mesma fundação. Esta premissa ainda é considerada na maioria dos projetos (SALES, 2000).

Segundo Butterfield & Banerjee (1971a), até o início da década de 60, os estudos realizados focavam apenas no desempenho de estacas isoladas e quando analisavam grupos de estacas não consideravam a interação do bloco com o solo a fim de simplificar os cálculos diminuindo o número de interações.

Com o emprego da teoria da elasticidade na análise de estacas isoladas e grupos de estacas compressíveis (POULOS & DAVIS, 1968; POULOS, 1968; MATTES & POULOS, 1968 e BUTTERFIELD & BANERJEE, 1971b) apresentaram resultados satisfatórios quando comparados com os valores experimentais de campo, tornando-se um “divisor de águas” e incentivou diversos estudos sobre o comportamento da interação entre fundação rasa e estacas sob a mesma (SALES, 2000).

2.1 FUNDAMENTOS TEORICOS

2.1.1 Sistemas de fundações e suas classificações

Na engenharia estrutural adotamos como definição de “fundação”, também denominada como “infraestrutura”, o conjunto de elementos estruturais tais como: radier, sapata ou estaca capazes de transferir para o solo todos os esforços provenientes da estrutura da edificação (SALES, 2000).

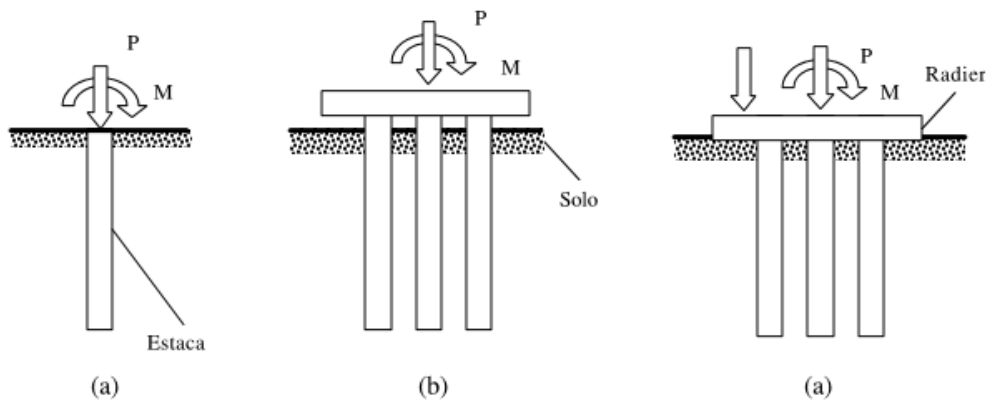
Adota-se o conceito de “sistemas de fundação” para o presente trabalho, que consiste no conjunto de elementos estruturais ao solo que os envolve, tornando a compreensão da interação entre os elementos da infraestrutura e o solo circunvizinho fundamental para o análise do “sistema de fundação”. O solo é considerado como agente limitador, quando referido a carga ultima da estaca, ou seja, a carga máxima da estaca será igual à carga que o solo circunvizinho suportará sem haver ruptura e adotando que a estaca seja dimensionada a fim de suportar os esforços solicitantes.

Para melhor compreensão dos sistemas de fundação os sistemas são divididos em cinco categorias, a seguir:

- Sapatas – São definidas como sapatas elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim, este tipo de fundação é empregado em solos com razoável capacidade de carga nas camadas mais rasas (NBR 6112/2010).
- Radier – É definido como Radier o elemento de fundação superficial tipo laje que abrange todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos (NBR 6112/2010).
- Estacas isoladas – São denominadas estacas isoladas os elementos estruturais que podem ser escavados ou cravados no solo e que transmitem os esforços oriundos da edificação para o solo de duas maneiras: pela resistência lateral, gerada pelo atrito entre o fuste do elemento estrutural e o solo, resistência de ponta ou pela combinação das duas (BEZERRA, 2003).
- Grupos de estacas – São definidos como um conjunto de estacas interligadas por um elemento estrutural (bloco), aonde esse elemento estrutural não entra em contato com o solo. Este elemento estrutural interfere diretamente na distribuição de esforços sobre as estacas, essas interferências estão relacionadas a diferentes fatores, como por exemplo, comprimento das estacas, espaçamentos, espessura do bloco etc (BEZERRA, 2003).
- Radier estaqueado – É denominado radier estaqueado a associação de dois elementos de fundação, um elemento superficial (radier) com uma estaca ou um grupo de estacas, definição semelhante ao grupo de estacas porem o elemento superficial (bloco) esta em contato com o solo. A utilização de estacas associada o elemento superficial (radier) tem como fator principal a redução dos recalques do radier (SALES, 2000).

Na Figura 2.1 representam-se os principais sistemas de fundações mencionados neste trabalho e definidas acima.

Figura 2.1 Tipos de sistemas de fundação: (a) Estaca isolada, (b) Grupos de estacas; (c) Radier Estaqueado ou Fundação Mista.



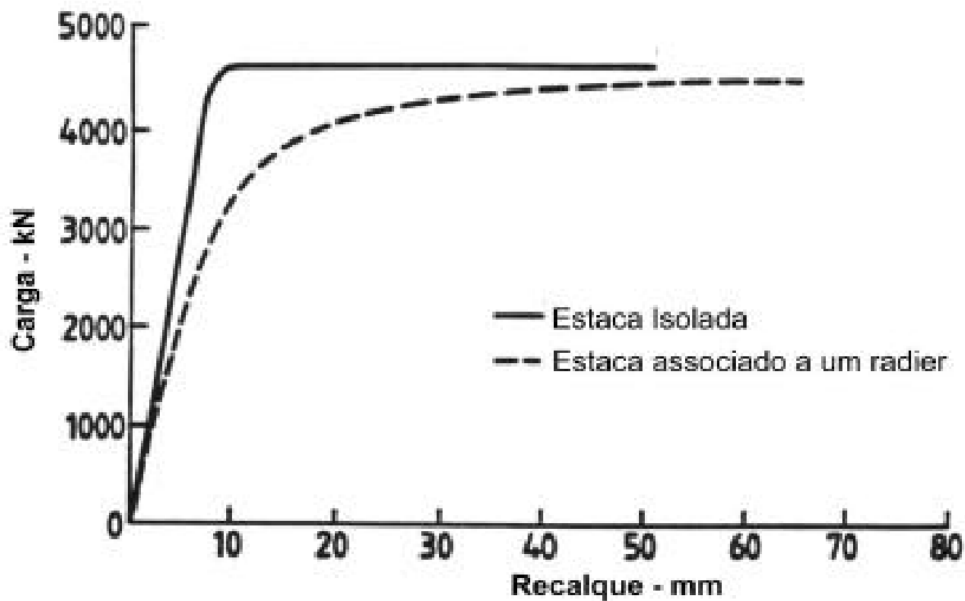
Fonte: (BEZERRA, 2003).

2.1.2 Comportamento de estacas isoladas

Para melhor compreensão do comportamento de uma estaca inserida no solo é preciso entender o seu mecanismo de transmissão de carga. Sabemos que existem dois fatores que contribuem para a capacidade de carga de uma estaca: a resistência lateral ao longo do fuste, esta proveniente do atrito do solo com a mesma; resistência de ponta, transmitida para o solo pelas tensões de compressão na ponta da estaca. A razão entre essas duas forças estão diretamente ligadas às características do solo, propriedades físicas da estaca e das interações solo x estaca, alguns exemplos desses fatores: comprimento da estaca, diâmetro da estaca, material da estaca, coesão do solo, ângulo de atrito do solo (ϕ) entre outros (BEZERRA, 2003).

Burland (1995) a fim de compreender a interação de uma estaca flutuante, estaca que possui grande parte de sua capacidade de carga oriunda da resistência lateral, sob um radier realizou um estudo numérico para acompanhar a variação da carga-recalque com base no método dos elementos finitos. Burland (1995) comparou a curva “carga x recalque” de uma estaca flutuante associada a um radier de largura considerada infinita, relação largura do radier e comprimento da estaca, com outra estaca com as mesmas dimensões. A Fig. 2.2 mostra os resultados óbitos.

Figura 2.2 Curva carga x recalque.



Fonte: (BURLAND, 1995).

Burland (1995) concluiu que quando uma estaca está associada a um radier ela possui uma redução de sua rigidez, essa redução se deve a uma diminuição da mobilização da resistência lateral da estaca. A associação do radier com a estaca gera um deslocamento relativo do solo menor nas camadas superficiais em relação às camadas mais profundas, alterando desenvolvimento da resistência lateral invertendo o sentido normal de mobilização da resistência agora iniciando de baixo para cima o que acarreta na redução da resistência se comparado a uma estaca isolada.

Devido a este novo conceito sobre o desenvolvimento da resistência lateral, formulou-se o conceito de *grau de mobilização lateral* denominado F_m . Onde F_m é diretamente proporcional ao recalque sofrido pelo radier e sua variação está diretamente relacionada com: a variação da rigidez do solo ao longo do fuste da estaca (BEZERRA, 2003).

Segundo Sales (2000) a resistência lateral está diretamente relacionada às propriedades do solo, propriedades dos materiais da estaca, tensões normais e grau de mobilização do atrito lateral. A previsão da capacidade de carga de um radier associado está relacionada às diversas interações: estaca-solo, solo-radier, radier-estaca, sendo assim não podemos simplesmente somar as capacidades de cada elemento separadamente.

Quando acrescentamos um radier a uma estaca o mesmo eleva a capacidade de carga do sistema, porém diminui a capacidade de carga da estaca individualmente assim a capacidade de carga do sistema depende das interações citadas anteriormente.

Segundo Bezerra (2003) quando utilizamos estacas rígidas (estacas que possuem maior parte de sua resistência relacionada à resistência de ponta) a diminuição da capacidade da estaca é desprezível.

2.1.3 Rigidez de uma estaca

Rigidez de uma estaca é a relação da carga atuante e o seu deslocamento (SALES, 2000):

$$K_P = \frac{P}{\delta} \quad (2.1)$$

onde:

K_P = rigidez de uma estaca;

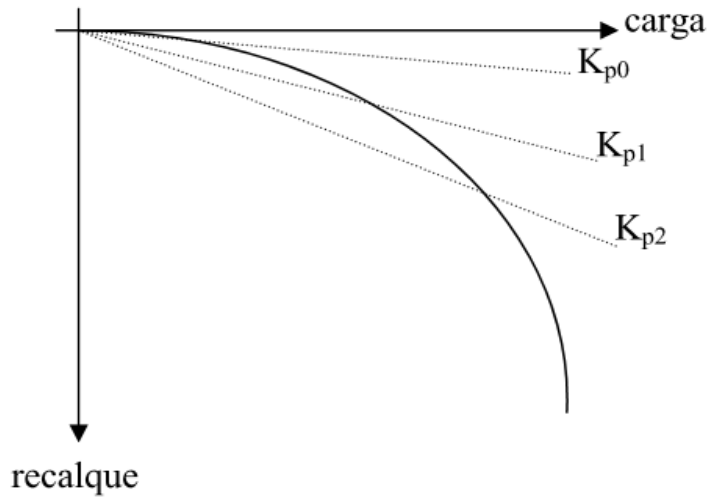
P = carga atuante na estaca;

δ = recalque na ponta da estaca para a carga aplicada “ P ”.

Podemos definir rigidez da estaca como sendo a tangente, ou secante, a curva “carga x recalque” desta estaca (SALES, 2000), representado na Fig. 2.3.

Na figura 2.3 o valor da rigidez é expresso pelas variáveis: K_{p0} , K_{p1} e K_{p2} , aonde K_{p0} representa a rigidez da estaca para baixos carregamentos. Como a relação entre carregamento e recalque não é linear quando aumentamos o carregamento, a rigidez da estaca varia sendo representadas pelos valores de K_{p1} e K_{p2} (SALES, 2000). Poulos (1994a) propôs a Equação 2.2 para representar essa variação adaptando modelos hiperbólicos:

Figura 2.3 – Definição da rigidez de uma estaca na curva carga x recalque.



Fonte: (SALES, 2003).

$$K_p = K_{p0} \left(1 - R_f \left(\frac{P}{P_u} \right) \right) \quad (2.2)$$

onde:

K_{p0} = rigidez inicial da estaca;

P = carga atuante na estaca;

P_u = carga última da estaca;

R_f = fator hiperbólico de variação da rigidez da estaca.

No presente trabalho foi adotada como rigidez da estaca a interação estaca/solo que não possui ligação alguma com a rigidez estrutural do material que está, por sua vez, relacionada com o módulo da elasticidade da estaca (E_p) e o módulo de inércia da seção transversal (I_p), conforme proposto por Sales (2000).

2.1.4 Estacas associadas a sistemas de fundação

Há vários séculos a humanidade utiliza estacas como elemento de fundação, seu emprego mais comum eram as grandes obras como igrejas, castelos, templos religiosos. Nas últimas décadas diversos estudos sobre fundações estaqueadas vêm sendo realizados para se obter uma maior segurança e otimização. Inicialmente as fundações estaqueadas eram projetadas desconsiderando a interação do bloco de fundação com o solo, apenas o conjunto de estacas era considerado como transmissores de carga para o solo (BEZERRA, 2003). Segundo Sales (2000) o radier em contato com o solo é responsável por cerca de 20 a 40% da carga total do sistema e essa variação se deve as propriedades do solo, da geometria do radier etc.

Para obtenção de resultados precisos é importante o conhecimento dos fatores que influenciam no comportamento das fundações profundas, tais como parâmetros geotécnicos do solo e as dimensões dos elementos de fundação (BEZERRA, 2003).

2.1.4.1. Capacidade geotécnica de carga axial das estacas

O conhecimento da capacidade de carga de uma estaca ou grupo de estaca é fundamental para determinação da configuração final da fundação estaqueada, sabendo que a capacidade de carga axial é composta por duas parcelas: resistência lateral e resistência de ponta (BEZERRA, 2003). A Equação 2.4 expressa o valor da capacidade de carga axial.

$$P_u = \sum f_s \cdot C \cdot dz + f_b \cdot A_b - W_p \quad (2.3)$$

Onde:

P_u = capacidade de carga axial da estaca;

f_s = resistência lateral do fuste da estaca em compressão;

C = perímetro da estaca;

dz = espessura da camada de solo ou sub-camada;

f_b = resistência de ponta da estaca em compressão;

A_b = área da ponta da estaca;

W_p = peso próprio da estaca.

Para estacas em tensão, adicionamos o efeito do peso próprio ao invés de subtraí-lo da capacidade de carga axial (BEZERRA, 2003).

A resistência lateral gerada ao longo do fuste da estaca é função das tensões de cisalhamento geradas na interface fuste/solo, representada pela Equação 2.4:

$$\tau = a + \sigma_h \tan \phi^* \quad (2.4)$$

onde:

τ = tensão cisalhante;

a = aderência estaca/solo ($= \alpha.c$, aonde “c” é a coesão do solo e “ α ” é um fator adimensional que expressa a parcela da coesão considerada como aderência na superfície da estaca);

σ_h = tensão normal à superfície da estaca;

ϕ^* = ângulo de atrito estaca/solo.

Existem diversas contribuições para a estimativa da resistência lateral (f_s) e da resistência de ponta (f_b). Por exemplo, alguns autores utilizam formulações baseadas nas análises de tensões totais (FLEMING et al.;1985), no entanto, esse método apresenta dificuldade para a estimativa da resistência não drenada do solo (BEZERRA, 2003).

Os métodos baseados em correlação empírica são desenvolvidos com base nos ensaios de campo, existem diversos tipos de ensaios, sendo os mais comuns, a sondagem a percussão - SPT e o ensaio de penetração de cone - CPT. Podemos citar alguns autores que utilizam correlações empíricas baseadas no ensaio de SPT: Aoki-Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1982) e Teixeira (1996) entre outros. Baseados nas correlações empíricas do ensaio CPT: temos Poulos (1989), Mota et al. (2000) e Philipponnat (1979) entre outros.

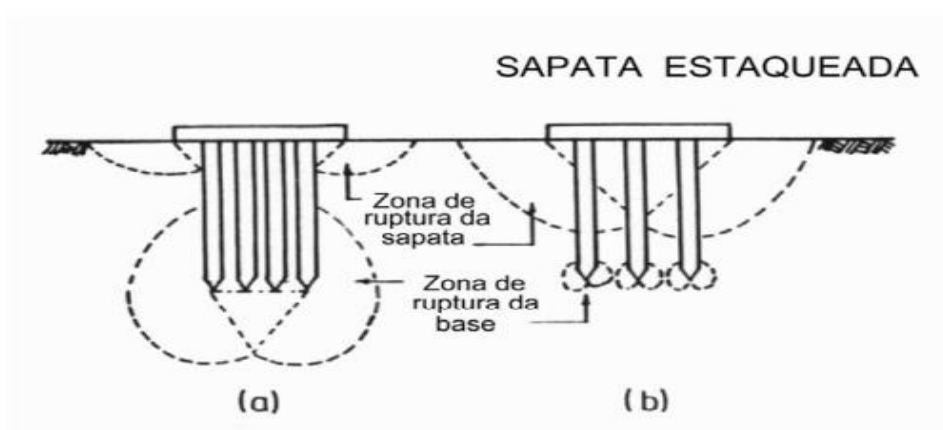
Os métodos de correlações com os ensaios SPT devem ser utilizados com cuidado, lembrando que esses métodos são formulados levando em consideração algumas características geológicas que muitas das vezes variam para cada caso estudado (BEZERRA, 2003).

2.2 ESTUDOS PIONEIROS

Segundo Sales (2000) o trabalho de Kishida & Meyerhof (1965) foi um dos primeiros estudos a considerar a interação do bloco de fundação como elemento do sistema de fundação. A partir das análises feitas sobre um grupo de estacas em areias, surgiram duas possíveis formas de ruptura destes grupos.

- Para estacas com relativo espaçamento considerou a capacidade de carga da fundação como a soma da capacidade de carga do bloco (radier) com a capacidade de carga do grupo de estacas, já acrescentado à sobrecarga na ponta da estaca gerada pelo bloco representado pela Figura 2.4 item b.
- Para estacas com pouco espaçamento observou a tendência da ruptura em conjunto, como se o grupo de estacas fosse uma única estaca ou um “tubulão equivalente” (SALES, 2000). A capacidade de carga do sistema foi calculada como a capacidade deste “tubulão” equivalente somado com a capacidade de carga do bloco (radier). Para isso foi considerado como área do bloco (radier) apenas a que excedia a área do “tubulão” equivalente, representada na Figura 2.4a. Phung (1993) ilustrou as hipóteses de Kishida & Meyerhof (1965) através da Figura 2.4

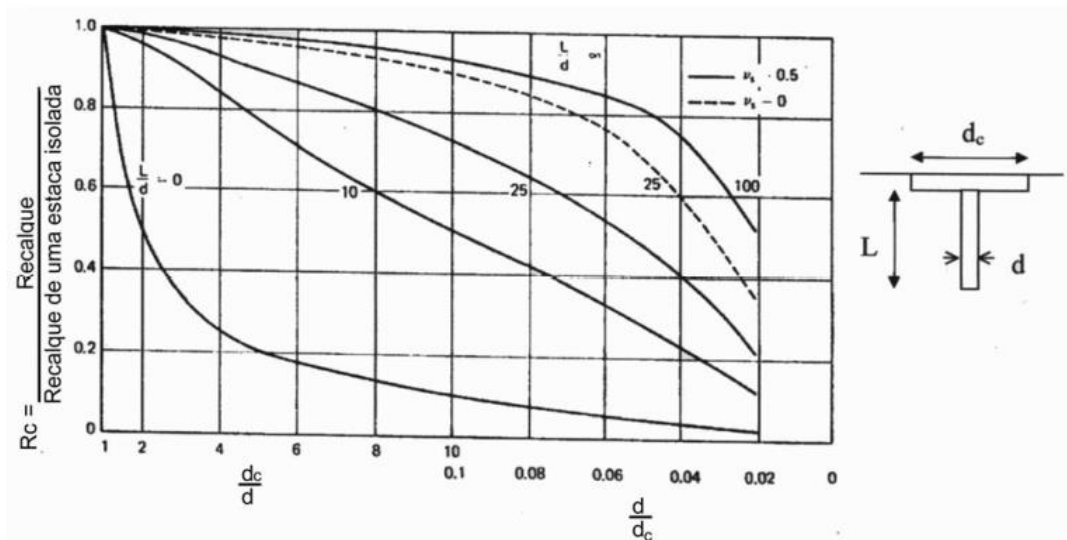
Figura 2.4 – Formas de ruptura de uma sapata estaqueada.



Fonte: (modificado – PHUNG, 1993).

Poulos (1968b) é considerado como o primeiro autor a realizar um estudo analisando o comportamento carga x recalque de uma estaca associado de um elemento superficial, considerando a interação estaca/bloco para uma estaca isolada com um “cap”. Esse autor elaborou um gráfico comparando os recalques de uma estaca com e sem o capitel (*cap*), para elaboração do gráfico da Figura 2.5, Poulos (1968b) considerou o solo como um semi-espaço elástico e o capitel da estaca como rígido SALES (2000).

Figura 2.5 – Comparação do recalque em uma estaca isolada com e sem cap.



Fonte: (modificado – POULOS,1968b).

As definições das grandezas utilizadas são; “L” o comprimento da estaca, “d” o diâmetro da estaca e “dc” o diâmetro do capitel.

A partir do gráfico da Figura 2.5 verifica-se algumas conclusões: o capitel contribuiu positivamente para a diminuição dos recalques e o mesmo está diretamente relacionada às relações “d_c/d”, “L/d” e ao coeficiente de Poisson (SALES, 2000).

No Brasil, diversos estudos foram desenvolvidos, dentre eles temos os trabalhos pioneiros de Mendonça (1997), Cunha e Sales (1998) e Sales et al (1999). Os trabalhos foram desenvolvidos utilizando a Teoria da Elasticidade com a implementação do método dos elementos finitos e do método de elemento de contorno, os quais permitiram consolidar uma melhor análise das interações entre os elementos do sistema de fundação (BEZERRA,2003).

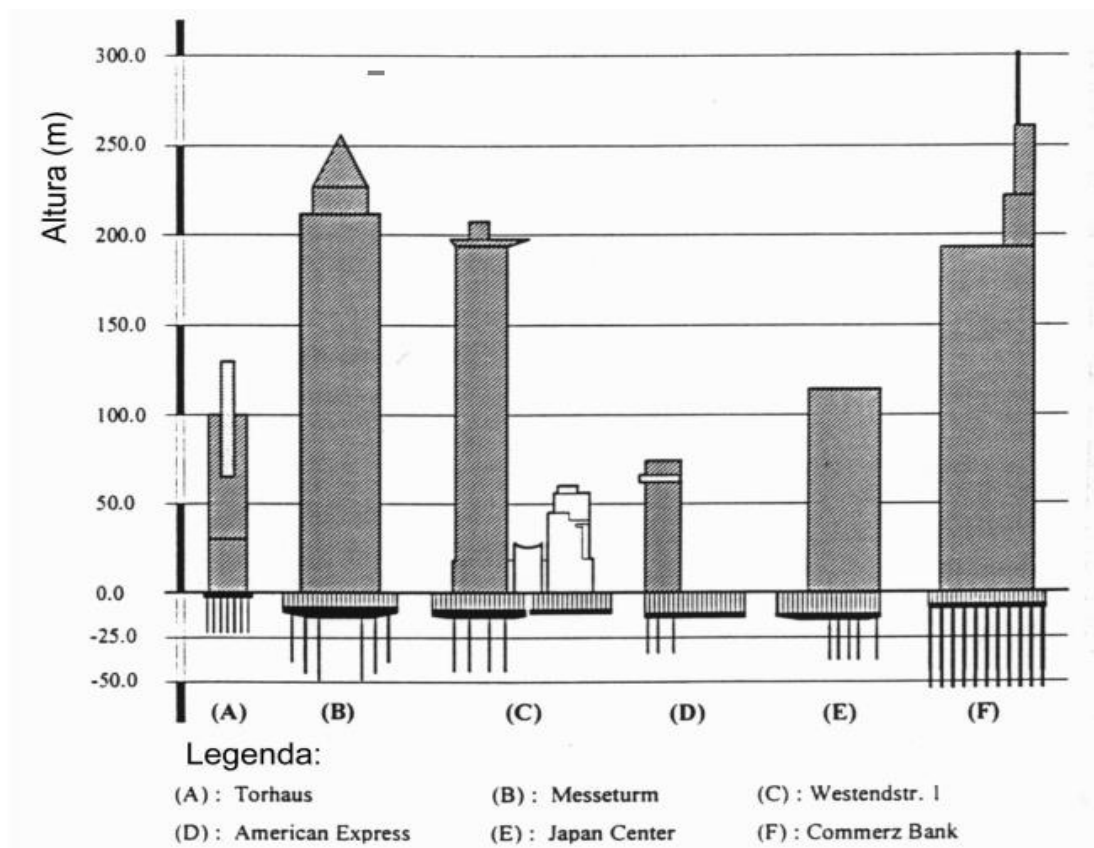
2.3 EXEMPLOS DE FUNDAÇÕES EM RADIER ESTAQUEADO

O'Neill et al. (1996), no desenvolvimento do seu trabalho, reuniu alguns exemplos de fundações em radier estaqueado já executadas. Nesse trabalho apresenta-se de forma resumida o caso do edifício Messeturm.

2.3.1 Edifício Messeturm, Frankfurt – Alemanha

O edifício Messeturm localizado na cidade de Frankfurt, Alemanha, é um dos edifícios mais altos de Frankfurt, com 256m de altura construídos na década de 80, teve sua fundação analisada por diversos trabalhos, podendo citar o trabalho de: El-Mossalamy & Franke, (1997). A Figura 2.6 representa a comparação dos edifícios de Frankfurt.

Figura 2.6 – Comparação dos edifícios de Frankfurt.



Fonte: (modificado – EL-MOSSALAMY & FRANKE).

Durante o projeto de fundação do edifício Messeturm a utilização de um radier como fundação foi descartada devido aos grandes recalques obtidos. Porém, em relação à capacidade de carga, o radier obteve resultados satisfatórios, Fator de Segurança (FS) não drenado igual a 3,6 e drenado 5,6. Foi proposta então a utilização de 64 estacas, essas estacas representavam uma pequena parcela da capacidade de carga do radier, por volta de 7 a 12%, logo as estacas foram utilizadas como elementos redutores de recalque (SALES, 2000).

El-Mossalamy & Franke (1997) analisaram a função em radier estaqueado do edifício Messeturm e compararam com uma fundação em radier, chegando às seguintes conclusões:

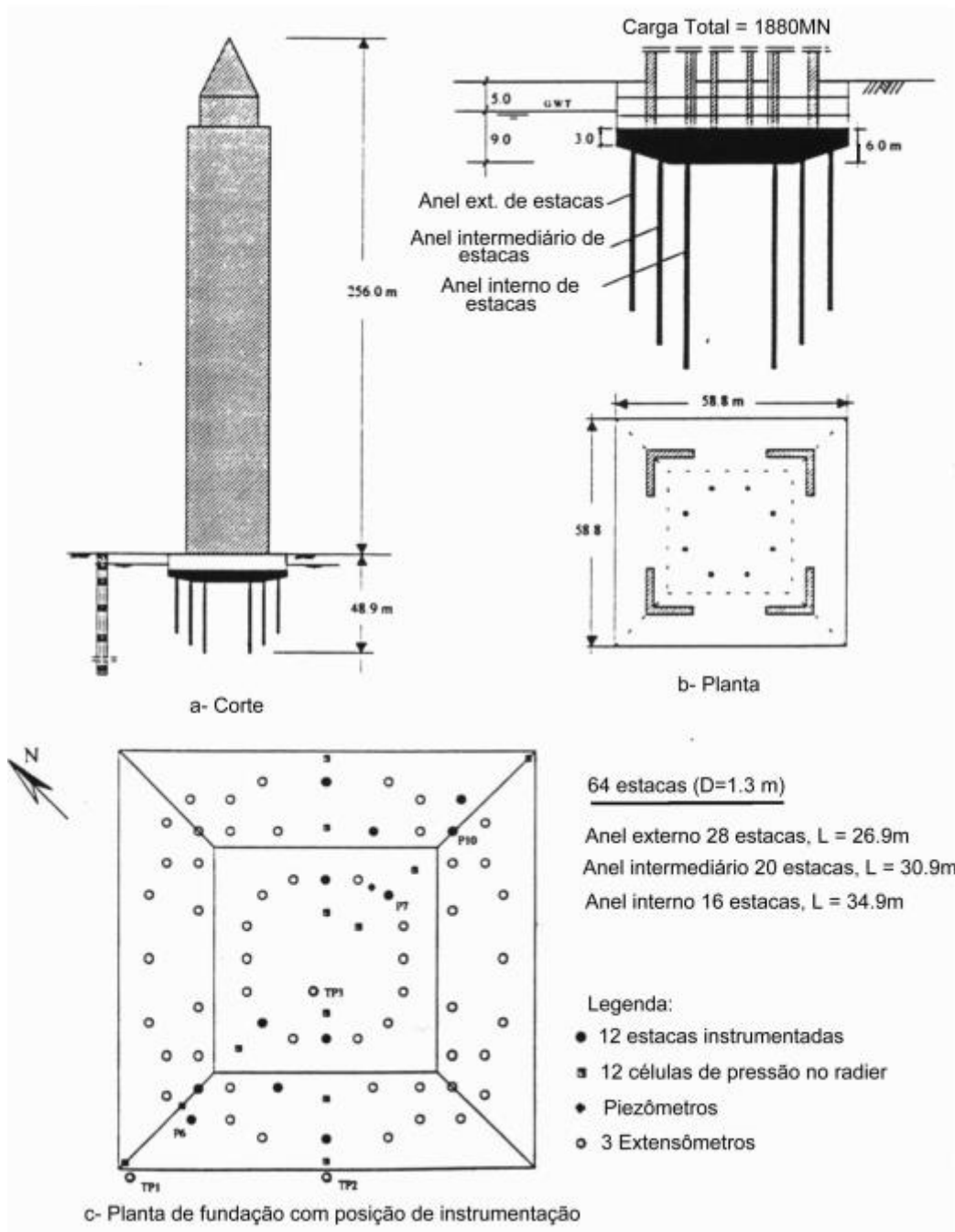
- Redução do recalque máximo em 55%;
- Redução do recalque diferencial em 60%;
- Redução dos momentos fletores no radier em 35%.

Randolph (1994) apud Sales (2000), fez duras críticas em relação à distribuição de estacas ao longo do radier, em sua análise algumas estacas dispostas no centro da radier teria ajudado a suavizar os recalques diferenciais. A Figura 2.7 ilustra detalhadamente a fundação do edifício Messeturm.

El-Mossalamy & Franke (1997) analisaram a instrumentação da fundação constando alguns fatos interessantes:

- Foi mobilizada toda a capacidade de carga das estacas, sendo que o atrito lateral ao longo do fuste foi mobilizado de baixo para cima, comportamento inverso ao de uma estaca isolada.
 - As estacas absorveram 60% da carga total, contra 55% dos estimados.
 - As interações do sistema de fundação aumentaram a capacidade de carga das estacas individualmente entre 10 a 20%, tornando o comportamento destas estacas menos rígido quando comparado à estaca isolada.
 - As estacas externas inicialmente absorveram maiores cargas, com o aumento da carga, chegando à mobilização máxima das estacas, os valores das cargas em cada estaca ficaram bem próximos.

Figura 2.7 – Esquema de Fundações em radier estaqueado do Ed. Messeturm.



Fonte: (modificado – EL-MOSSALAMY & FRANKE, 1997).

2.4 PROJETO DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Poulos (2001) analisando as fundações estaqueadas identificou os principais pontos para projeto de um radier estaqueado, sendo eles:

- Determinação da capacidade de carga do sistema;
- Recalque máximo admissível;
- Recalque diferencial máximo admissível;
- Esforço de cisalhamento e flexão para o projeto estrutural do radier;
- Esforços admissíveis de compressão, cisalhamento e flexão na estaca para seu dimensionamento estrutural.

Burland et al. (1977), criou um novo conceito para estacas as “estacas redutoras de recalque” diferenciando-as das estacas utilizadas para o aumento da capacidade do sistema, tratando-as como elementos redutores de recalque do sistema.

2.4.1 Etapas do projeto de fundações estaqueadas

Devido ao grande numero de interações entre sapata-solo-estacas a previsão do comportamento de um radier estaqueado se torna muito complexa (SALES, 2000).

Para um projeto mais eficiente Poulos (1994b) propôs dividir o projeto em dois estágios:

- Estágio preliminar – consiste na verificação da viabilidade do uso de radier estaqueado e na utilização dos métodos simplificados a fim de definir a quantidade de estacas necessárias para satisfazer os recalques máximos.
- Estágio avançado – consiste na otimização da locação das estacas utilizando métodos avançados, computacionais aonde se obtêm o detalhamento completo da fundação como recalques, momentos e esforços cisalhantes.

2.4.2 Concepções de projeto

Randolph (1994) agrupou as diferentes propostas de projeto de radier estaqueado em três diferentes categorias:

a) Método convencional

As fundações são projetadas como grupo de estacas, aonde o radier suporta uma pequena parte da carga do sistema. As estacas são projetadas para que não se atinja a mobilização total das estacas individualmente, elevado fator de segurança.

b) “Creep Piling”

Neste método as estacas são projetadas para absorver uma carga relativa entre 70 e 80% de sua capacidade de carga ultima, gerando uma deformação plástica, “creep”, no solo circunvizinho as estacas. A quantidade de estacas é dimensionada para que a pressão no solo, sob o radier, não ultrapasse a pressão de pré-adensamento da argila.

O sistema de fundação é dimensionado como um radier e são associadas estacas como “elementos redutores de recalque”, as estacas são distribuídas de forma uniforme e espaçadas sob o radier.

Hansbo (1993) em seu trabalho comparou o desempenho de dois edifícios similares, onde o primeiro (House 1) utilizou o método convencional para o projeto, utilizando 211 estacas sob o radier, o segundo (House 2), utilizou o conceito de “creep piling” para o projeto do radier estaqueado reduzindo o número de estacas para 104. A Fig. 2.8 compara os recalques de ambos os casos através de isolinhas e pelo gráfico recalque x tempo, podendo perceber que o acréscimo de recalque da House 2 foi pequeno se comparado a uma redução de aproximadamente 50% no número de estacas.

Figura 2.8 – Comparação do desempenho de duas fundações similares.



Fonte: (modificado – HANSBO, 1993).

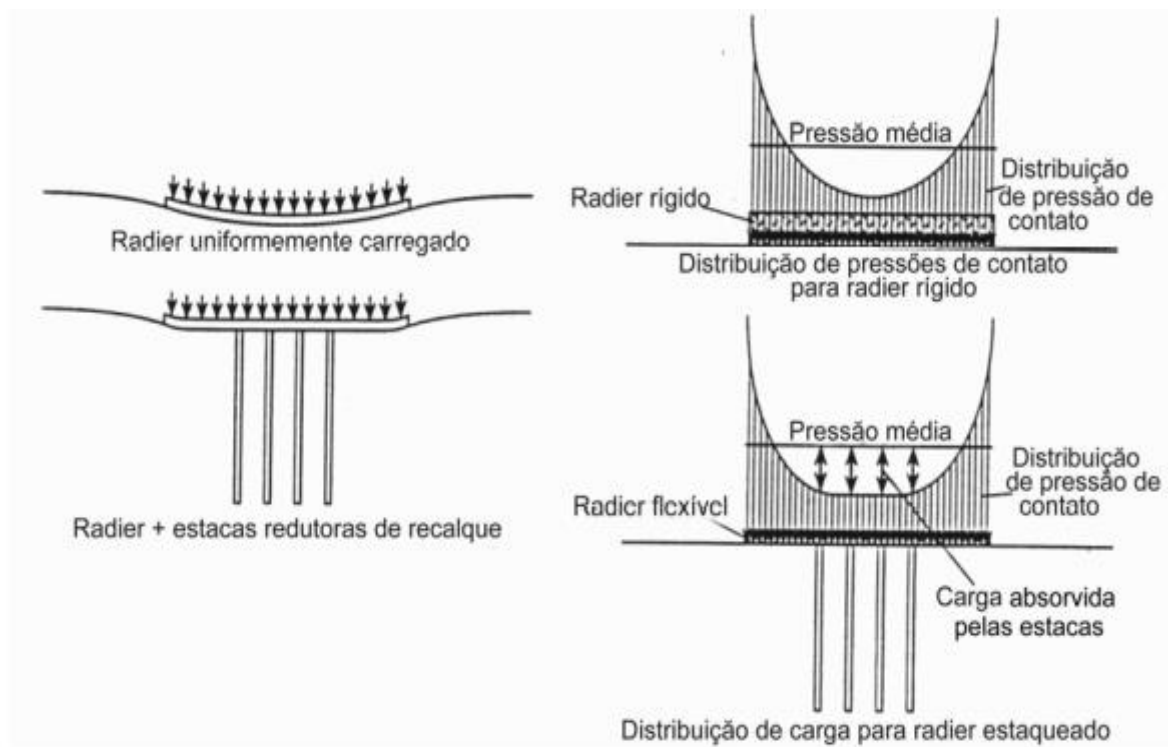
Hansbo (1993) demonstrou que o emprego do “creep piling” gera uma fundação enxuta porem com desempenho semelhante a uma fundação projetada pelo método convencional.

c) Controle de Recalque Diferencial

O método do controle de recalque diferencial consiste na ideia de reduzir os recalques diferenciais do sistema posicionando estrategicamente as estacas sobre o radier, diferenciando então do “creep piling” aonde as estacas são associadas ao sistema a fim de diminuir o recalque total médio do sistema.

Na Figura 2.9, Randolph (1994) apresenta o conceito do método do controle de recalque diferencial.

Figura 2.9 – Controle do recalque diferencial.

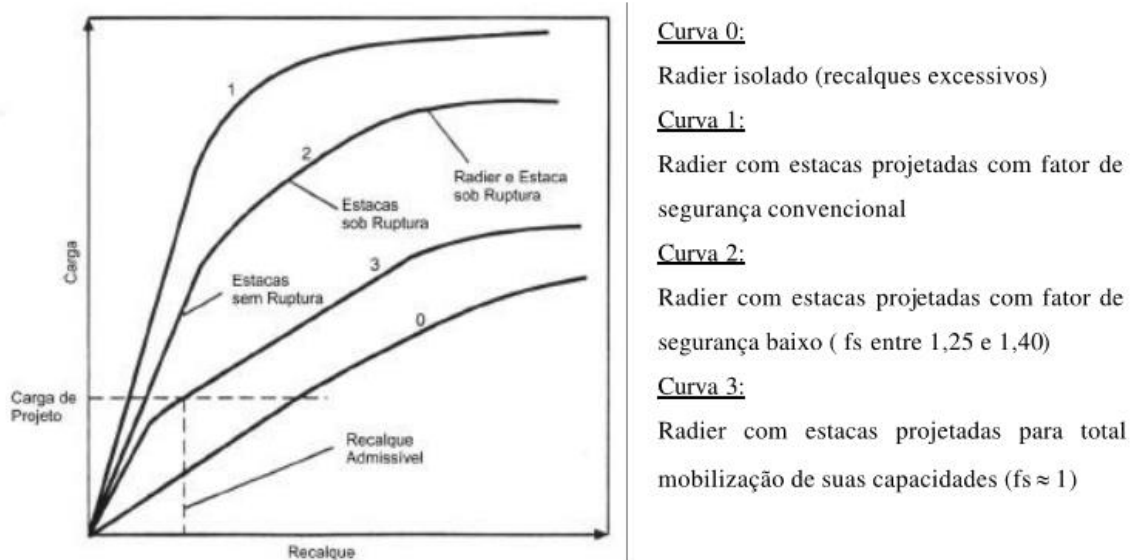


Fonte: (modificado – RANDOLPH, 1994).

Poulos (1998) menciona em seu trabalho a existência de uma versão extrema de “creep piling”, na qual considera que para algumas estacas foi mobilizada toda sua capacidade de carga, mantendo os fatores de segurança contra ruptura da fundação. Este autor denomina como “radier melhorado por estacas” (*Pile-Enhanced Raft*) este tipo de fundação.

Poulos (1998) reconhece as vantagens no emprego de estacas como “elementos redutores de recalque”, admitindo que as mesmas possam elevar a capacidade de carga última do sistema de fundação (radier estaqueado). A Figura 2.10 ilustra este conceito.

Figura 2.10 – Curva carga x recalque para radier estaqueado empregando diversos métodos de projeto.



Fonte: (modificado – POULOS, 1994b).

A curva 1 representa o método convencional de projeto de um radier estaqueado, baixos valores de recalque alinhado ao alto coeficiente de segurança devido ao grande número de estacas. A curva 0 representa um radier isolado, possuindo grandes recalques impossibilitando o emprego da mesma. As curvas 2 e 3 representam o método “creep piling” porém na curva 3 as foi considerado a mobilização total das cargas nas estacas como sugerido por Poulos (1998).

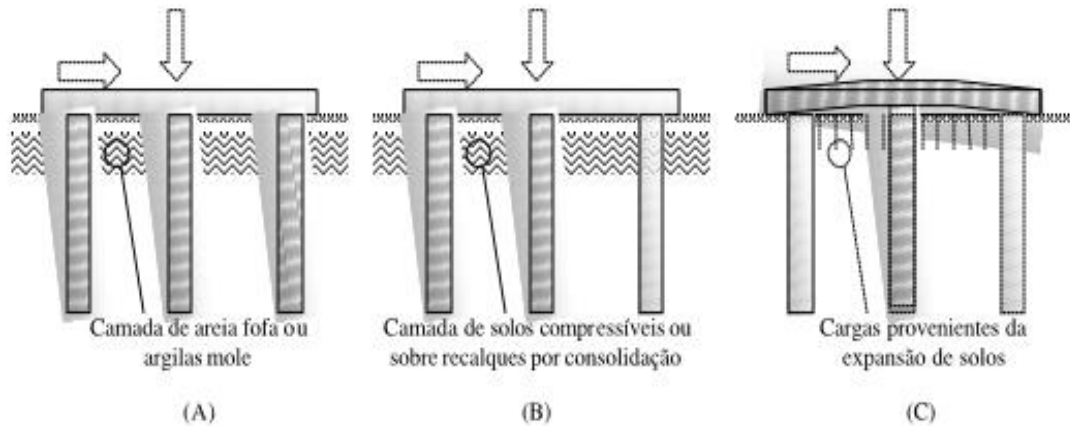
2.4.3 Situações favoráveis e desfavoráveis para o uso de fundações em radier estaqueado

Antes de se projetar uma fundação do tipo radier estaqueado é necessário que o projetista conheça quais as condições favoráveis para o uso da mesma. O emprego mais eficaz de fundações em radier estaqueado se dá quando a capacidade de carga do radier por si só é suficiente, porém seus recalques excedem os valores admissíveis, sendo assim, são empregadas estacas como redutores de recalque (BEZERRA, 2003). Poulos (1991) analisou diversos perfis de solo e classificou como favoráveis para o uso de radier estaqueado os seguintes tipos:

- Perfis de solos consistindo de argilas relativamente rígidas;
- Perfis de solo consistindo de areias relativamente densas.
- Poulos (1991) descreve alguns perfis de solo que são desfavoráveis para o emprego de fundações em radier:
 - Perfis de solo que contenham argilas moles próximas à superfície do terreno;
 - Perfis de solo contendo areias fofas próximas a superfície;
 - Perfis de solo contendo camadas compressíveis em profundidade relativamente rasa;
 - Perfis de solo que se apresentam efeitos sobre os recalques por consolidação;
 - Perfis de solos sujeitos a movimentos de expansão devido a causas externas.

Devido à baixa resistência do solo nos dois primeiros casos o radier irá apresentar baixa capacidade de carga e rigidez. No terceiro caso, devido ao recalque oriundo da camada compressível do solo, o radier pode perder sua parcela de contribuição na rigidez final do sistema. Os dois últimos casos podem resultar na perda do contato entre o solo e o radier devido ao recalque por consolidação, recalque oriundo da saída de água ou contração de um solo argiloso ativo, essa perda resultaria em um acréscimo de tensões nas estacas (BEZERRA, 2003). A Figura 2.8 representa algumas das situações desfavoráveis citadas por Poulos (1991).

Figura 2.11 – Algumas situações desfavoráveis ao uso de fundações em radier estaqueado.



Fonte: (BEZERRA, 2003).

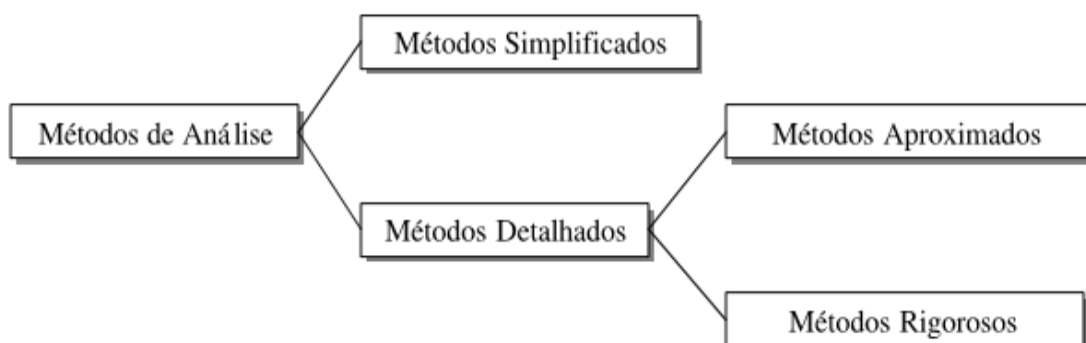
2.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Para uma melhor análise Poulos (2001) dividiu os métodos em dois grupos, sendo eles:

- Métodos Simplificados ou Preliminares;
- Métodos Detalhados ou Avançados.

Bezerra (2003) propôs uma subdivisão em dois grupos dos métodos avançados, métodos aproximados e métodos rigorosos a fim de manter um maior rigor nas análises (Figura 2.9).

Figura 2.12 – Classificação dos métodos de análise de radier estaqueado.



Fonte: (BEZERRA, 2003).

2.5.1 Métodos simplificados

As aplicações dos métodos simplificados fornecem uma rápida caracterização da fundação (quantidade, diâmetros e comprimentos das estacas) podendo possuir boa precisão, tornando-se uma ferramenta muito importante para o dimensionamento de fundações em radier estaqueado. Por possuírem algumas limitações os métodos simplificados necessitam de uma análise criteriosa e cuidadosa (BEZERRA, 2003).

Podemos dividir os métodos simplificados em três categorias:

- Correlações empíricas;
- Métodos das fundações equivalentes;
- Métodos baseados na Teoria da Elasticidade.

2.5.1.1 Correlações empíricas

Métodos empíricos geralmente são baseados na correlação de dados obtidos através de ensaios laboratoriais ou de campo, esses métodos são bastante utilizados devido a sua praticidade e possuem boa confiabilidade se empregados em condições similares as empregadas na elaboração das correlações empíricas (BEZERRA, 2003).

a) Capacidade de Suporte:

Kishida & Meyerhof (1965) propuseram um método para estimar a capacidade de carga de uma “fundação estaqueada” descrita pela equação:

$$Q_t = Q_g + Q_c \quad (2.5)$$

onde:

Q_t = capacidade de carga total da fundação;

Q_g = capacidade de carga do grupo de estacas;

Q_c = capacidade de carga do radier.

Os valores de Q_g e Q_c estão relacionados com a forma prevista de ruptura, que esta é função do espaçamento entre estacas.

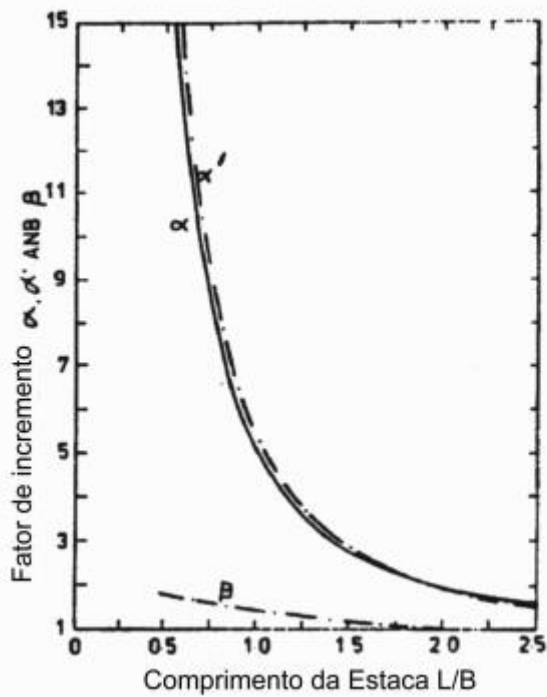
Segundo Akinmusuru (1973), tem-se:

$$Q_t = \alpha' Q_g + Q_c \quad (2.6)$$

onde:

α' = fator de aumento da capacidade de carga do grupo de estacas devido à interação radier-solo-estacas. (Fig 2.10):

Figura 2.13 – Fatores de incremento devido à interação bloco/estaca.



Fonte: (AKINMUSURU, 1980).

Liu et al. (1985), realizou diversos ensaios de campo observando a existência de fatores que influenciam na variação da resistência lateral e de ponta, propôs:

$$Q_t = N(n_s Q_s + n_b Q_b) + Q_c \quad (2.7)$$

onde:

N = número de estacas;

Q_s = capacidade de carga por atrito lateral de uma estaca isolada;

Q_b = capacidade de carga da ponta de uma estaca isolada;

η_s = fator de influência na carga do fuste devido às interações radier-solo-estaca;

η_b = fator de influência na carga da ponta devido às interações radier-solo-estaca;

Phung (1993), generalizou a proposta de Liu et al. (1985) considerando as diversas interações do sistema de fundação, propôs:

$$Q_t = N(n_{1s} n_{4s} Q_s + n_{1b} n_{4b} Q_b) + n_6 Q_c \quad (2.8)$$

onde:

η_{1s} = fator de influência no atrito lateral das estacas devido às interações estaca-solo-estaca;

η_{4s} = fator de influência no atrito lateral das estacas devido às interações radier-solo-radier;

η_{1b} = fator de influência na resistência de ponta devido às interações estaca-solo-estaca;

η_{4b} = fator de influência na resistência de ponta devido às interações estaca-solo-estaca;

η_6 = fator de influência na capacidade de carga do radier devido às interações radier-solo-estaca.

Os valores de “ α ” e “ η ” são expressos por ábacos criados com base nos ensaios realizado por cada autor, cada um deles foi calibrado em determinadas condições e para perfis específicos de solos, o uso dessas formulações devem ser feitas com cautela (SALES, 2000).

b) Recalque Médio:

É utilizada a correlação entre os recalques médios e as fundações do tipo radier estaqueado, mesmo não existindo nenhum tipo de correlação entre elas, baseado no fato que na fase inicial, ou seja, antes da mobilização completa do grupo de estacas, o grupo de estacas possui maior recalque, já que eles suportam a maior parcela da carga. Por simplicidade, as correlações são expressas em termo do Fator de Recalque (R_c), que é a razão entre o recalque do grupo de estacas e o recalque de uma estaca isolada (SALES, 2000). A seguir são apresentadas algumas das principais correlações:

Segundo Skempton (1953), o fator de recalque é dado pela expressão que considera a fundação como um bloco equivalente de largura B:

$$R_c = \left(\frac{4B + 9}{B + 12} \right)^2 \quad (2.9)$$

onde:

B = largura do grupo de estacas (em metros).

Para Meyerhof (1959), o número de linhas e a relação espaçamento e diâmetro devem ser consideradas.

$$R_c = \frac{c \left(5 - \frac{c}{3} \right)}{\left(1 + \frac{1}{n_r} \right)^2} \quad (2.10)$$

onde:

c = relação entre espaçamento e diâmetro da estaca (S/D);

n_r = número de linhas de estacas.

Vésic (1969) também sugeriu um fator de recalque simplificado:

$$R_c = \sqrt{\frac{B}{D}} \quad (2.11)$$

onde:

B = largura do grupo de estacas;

D = diâmetro das estacas.

Por outro lado, Randolph (1983) apud Fleming et al. (1985), propôs um fator simplesmente em função do número de estacas:

$$R_c = n^w \quad (2.12)$$

onde:

n = número de estacas;

w = expoente, geralmente entre 0,4 e 0,6 para a maioria dos grupos. O valor “0,5” vem sendo empregado por diversos autores, como Poulos (1993a).

Poulos & Davis (1980) utilizando o método dos elementos de contorno (MEC) analisaram as interações entre as estacas em um grupo de estacas. Através dessas análises diversos ábacos foram propostos para a determinação do R_c em função das variáveis mais importantes, módulo de elasticidade do solo e das estacas, tendo como principal variável os espaçamentos entre estacas.

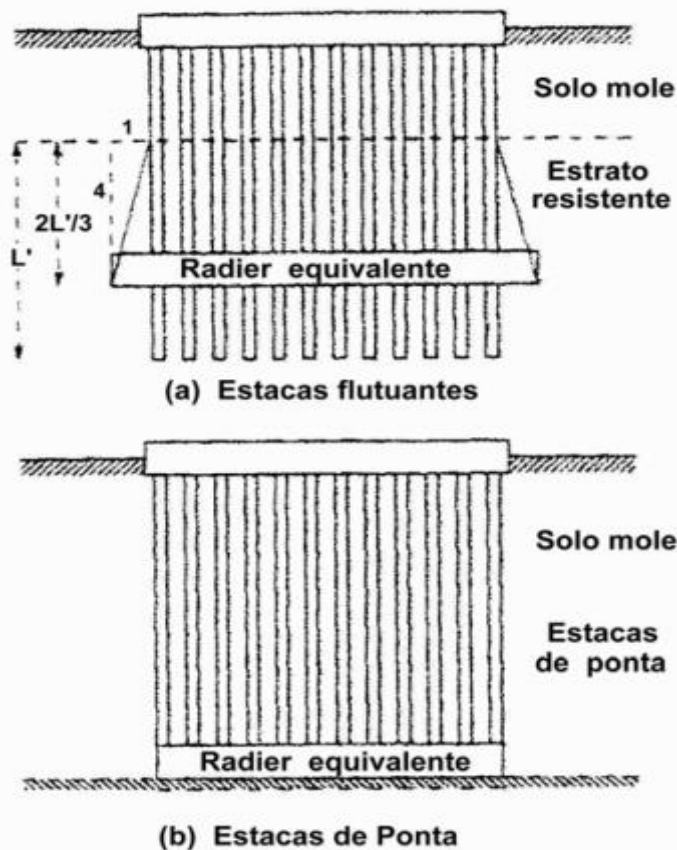
2.5.1.2 Métodos das fundações equivalentes

Alguns autores com a finalidade de simplificar as interações transformam o sistema de fundação em alguma fundação equivalente no qual é possível adotar alguma solução já existente, este tipo de método pode obter resultados mais precisos para certos tipos de solo (SALES, 2000). Entretanto Poulos (1993) relata: “*as imprecisões envolvidas no uso de métodos aproximados geralmente são menos significativas do que as incertezas envolvidas nas determinações dos parâmetros geotécnicos*”. Dos métodos existentes vale se destacar dois:

a) Radier Equivalente:

O método do radier primeiramente proposto por Terzaghi (1943) com finalidade de prever o recalque em um radier estaqueado consiste na substituição do grupo de estacas por um radier equivalente localizado acima da ponta das estacas, com uma distância de “1/3” do comprimento das estacas. Desta forma, as tensões adicionais no solo são determinadas pela Teoria da Elasticidade ou o método do espraimento de tensões na proporção “2:1” (vertical:horizontal). Randolph (1994) analisou os efeitos do comprimento do radier e propôs alterações no modelo de Terzaghi (1943) ilustrado pela Figura 2.11.

Figura 2.14 – Radier equivalente. (a) Estacas flutuantes; (b) Estacas de ponta.



Fonte: (modificado – RANDOLPH, 1994).

O recalque médio (W_{med}) da superfície do terreno é calculado pela seguinte equação:

$$W_{\text{med}} = W_{\text{rad}} + \Delta W \quad (2.13)$$

onde:

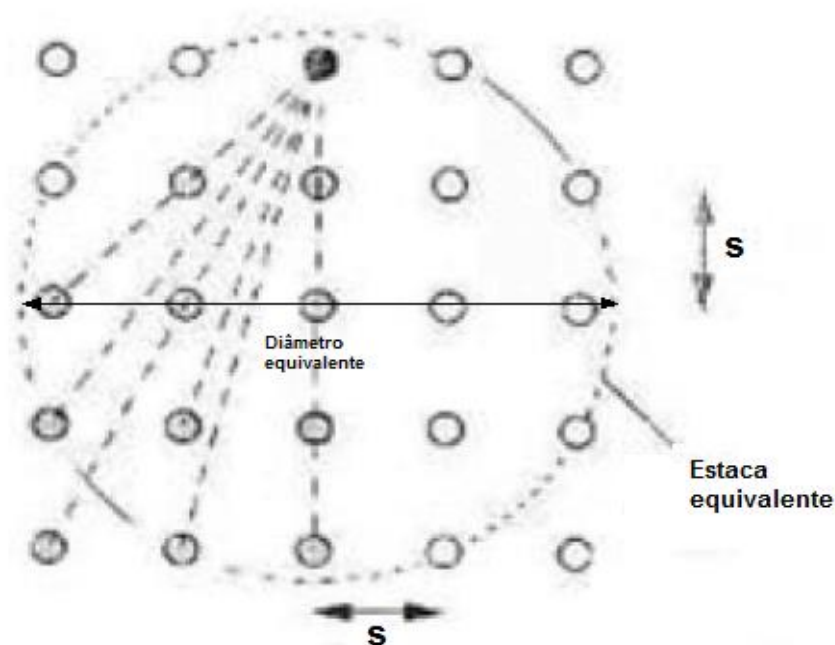
W_{rad} = recalque do radier considerado na profundidade equivalente;

ΔW = compressão elástica das estacas acima do nível do radier equivalente.

b) Método do Tubulão Equivalente

Nessa metodologia proposta por Poulos & Davis (1980) e modificada por Poulos (1993). Consiste na substituição do grupo de estacas por uma estaca “Tubulão” equivalente com diâmetro representado pela Fig.2.12

Figura 2.15 – Método do tubulão equivalente.



Fonte: (modificado – POULOS & DAVIS, 1980).

Para estacas predominantemente por atrito lateral (estacas flutuantes):

$$d_{eq} = 1,27\sqrt{A_G} \quad (2.14)$$

Para estacas predominantemente a carga na ponta:

$$d_{eq} = 1,13\sqrt{A_G} \quad (2.15)$$

onde:

A_G = área da figura plana circunscrita ao grupo de estacas.

O módulo elástico (E_{eq}) do “material” do tubulão corresponde a uma média ponderada dos módulos de elasticidade do solo (E_s) e das estacas (E_p):

$$E_{eq} = E_p \frac{A_p}{A_G} + E_s \left(1 - \frac{A_p}{A_G} \right) \quad (2.16)$$

onde:

A_p = soma das secções transversais de todas as estacas.

Após a aplicação do método do tubulão equivalente, transforma-se o radier estaqueado em uma única estaca, sendo possível agora utilizar alguma solução da literatura para a resolução de estacas isoladas, podemos citar alguns métodos: Randolph & Wroth (1978) ou Poulos & Davis (1980).

Poulos (1993) sugere que seja utilizada a teoria do tubulão equivalente para pequenos grupos de estacas (número de estacas menor que 16), porem Randolph (1994) realizou diversas interações para Teoria do tubulão equivalente comparando com resultado com métodos numéricos, obtendo resultados razoáveis para grupos com até 289 estacas, concluindo que o método do tubulão equivalente possuía uma tendência em superestimar os recalques.

2.5.1.3 Métodos baseados na teoria da elasticidade

a) Método de Poulos & Davis (1980)

Poulos (1968b) apresentou uma solução elástica para o recalque de uma estaca com bloco. Davis & Poulos (1972) incrementaram esta solução para o caso de um radier estaqueado, propondo diversos ábacos os quais foram reimpressos por Poulos & Davis, (1980), Fig. 2.12, para estimar o fator de recalque (R_G) de um radier estaqueado, definido por:

$$\delta = R_G \cdot P_G \cdot \delta_1 \quad (2.17)$$

$$R_G = R_c \overline{R_G} \quad (2.18)$$

onde:

δ = recalque do radier estaqueado;

δ_1 = recalque de uma estaca sem bloco sob carga unitária;

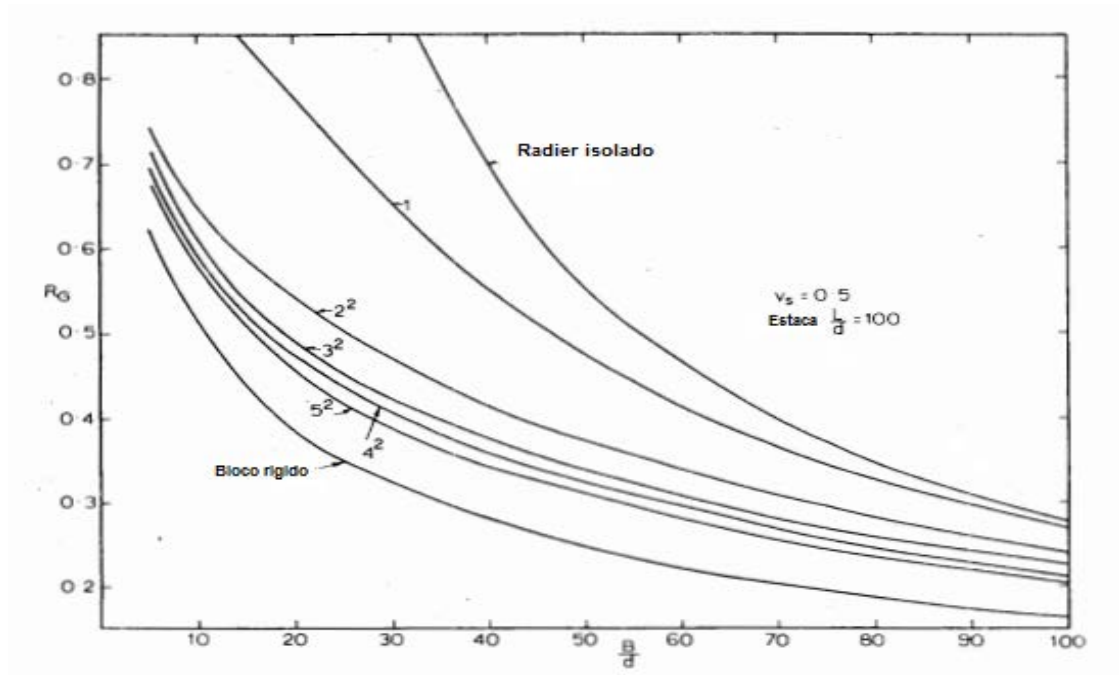
P_G = carga total atuante no radier estaqueado;

R_G = relação entre o recalque médio da fundação (radier estaqueado) e o recalque de uma estaca isolada, sem bloco, sob carga total atuante no grupo;

R_c = razão entre o recalque de uma estaca com bloco e outra similar sem bloco;

$\overline{R_G}$ = razão entre o recalque médio de uma fundação (radier estaqueado) e o recalque de uma estaca, com bloco, sob carga total atuante no grupo.

Figura 2.16 – Ábaco de Poulos & Davis para radier rígido $L/d = 100$.



Fonte: (modificado – POULOS & DAVIS, 1980).

Poulos & Davis consideram “bloco rígido” sendo um radier com infinitas estacas, “1”, “2²”, “3²”, “4²” e “5²” diferentes grupos de estacas.

Poulos & Davis (1980) consideram que no trecho OA do gráfico mostrado na Fig.2.13 o sistema de fundação se comporta de tal modo que as estacas absorvem toda carga do sistema até atingirem sua total mobilização, calculando os recalques pela Eq.2.17. No trecho AB, é considerado que toda a carga excedente de P_A (carga que leva a total mobilização do grupo de estacas) é suportada pelo radier, com o recalque agora sendo calculado pela Eq.2.18.

$$\delta_w = P_A R_G \delta_1 + 0,947 \frac{(P - P_A)(1 - \nu^2)}{B \cdot E} \quad (2.19)$$

onde:

P = carga atuante na estrutura;

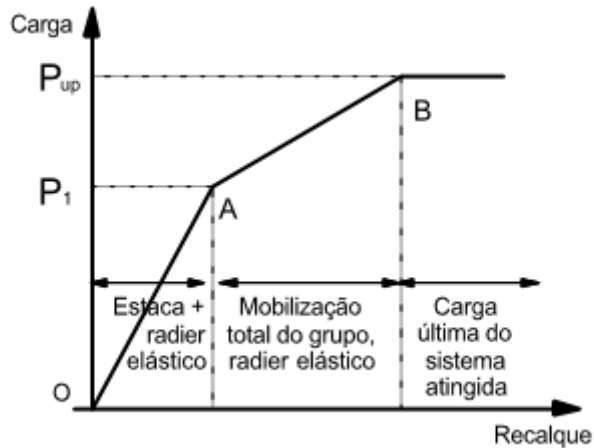
δ_w = recalque do radier estaqueado;

E = módulo de elasticidade do solo;

ν = coeficiente de poisson do solo;

B = largura da base do radier.

Figura 2.17 – Curva carga x recalque simplificada e suas equações.



Fonte: (POULOS, 1980).

Para uma melhor precisão da curva carga x recalque Poulos (1999) sugeriu que fosse considerada a rigidez do radier estaqueado e do radier isolado como uma função hiperbólica.

Poulos (1998) reformulou a teoria apresentada por Poulos & Davis (1980) para estimativa do comportamento carga x recalque de um radier estaqueado, aonde o conjunto de estacas seria totalmente mobilizado propondo as seguintes equações:

$$P_A = \frac{P}{\beta} \quad (2.20)$$

Para $P_t \leq P_A$

$$\delta = \frac{P_t}{K_{pr}} \quad (2.21)$$

Para $P_t > P_A$

$$\delta = \frac{P_1}{K_{pg}} + \frac{P_t - P_1}{K_r} \quad (2.22)$$

onde:

δ = recalque médio da fundação;

P_1 = carga no sistema que leva a mobilização total do grupo de estacas;

P_t = carga total atuante na fundação;

K_{pg} = rigidez do grupo de estacas;

K_r = rigidez do radier isolado;

β = parcela de carga aplicada no sistema absorvida grupo de estacas.

Pode ser utilizada a metodologia de Randolph & Wroth (1979) para o cálculo das variáveis K_{pg} , K_r e β .

b) Método de Randolph e Wroth

Após analisarem o comportamento de uma estaca isolada e considerando a teoria de Boussinesq para um semi-espaço elástico, Randolph & Wroth (1978) propuseram uma solução aproximada para o processo de transferência de carga de uma estaca isolada carregada axialmente, conforme ilustrada na Figura 2.13.

Este método permite a variação linear do módulo cisalhante (G) com a profundidade, A Eq.2.21 calcula a resposta de uma estaca isolada.

$$\frac{P_T}{G_L \cdot r \cdot W_t} = \frac{\frac{4n}{(1-\nu) \cdot \xi} + \rho \cdot \frac{2\pi \operatorname{tgh}(\mu L) L}{\zeta \mu L r_o}}{1 + \frac{1}{\pi \lambda (1-\nu) \xi} \frac{4n \operatorname{tgh}(\mu L) L}{\mu L r_o}} \quad (2.23)$$

Onde:

P_T = carga no topo da estaca;

W_t = recalque no topo da estaca;

G_L = módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z = L$;

L = comprimento da estaca;

r_o , r = raio da estaca;

$\eta = r_b/r_o$, r_b = raio da ponta da estaca;

ξ = parâmetro de rigidez da estaca expresso por: G_L/G_b , G_b = módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca;

ζ = parâmetro de transferência de carga expresso por: $\ln(r_m/r_o)$;

$\rho = \bar{G}/G_L$, \bar{G} = módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca;

$\lambda = E_p/G_L$, E_p = módulo de Young do material da estaca;

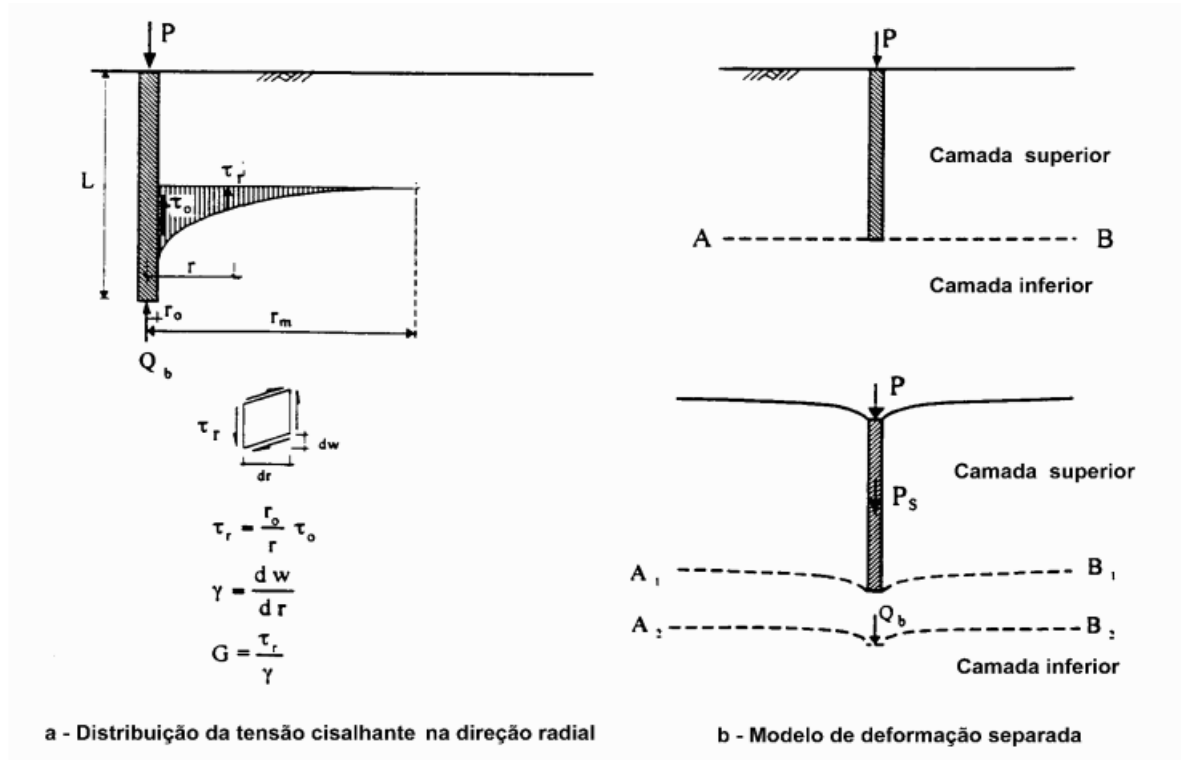
$r_m = L\{0,25 + \xi[2,5\rho(1 - \nu) - 0,25]\}$ = máximo raio de influência;

$$\mu L = \frac{L}{r_o} \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda}}$$

Reescrevendo a equação 2.22 em termo da rigidez da estaca (K_p) obtemos a Eq. 2.24.

$$k_p = \frac{P_T}{W_t} = G_L \cdot r_o \left[\frac{4n}{(1-\nu)\xi} + \rho \frac{2\pi \operatorname{tgh}(\mu L) L}{\zeta \mu L r_o} \right] \left[1 + \frac{1}{\pi \lambda (1-\nu)\xi} \frac{\operatorname{tgh}(\mu L) L}{\mu L r_o} \right] \quad (2.24)$$

Figura 2.18 – Processo de transferência de carga



Fonte: (modificado – RANDOLPH & WROTH, 1978).

Randolph & Wroth (1979) expandiram seu trabalho para um grupo de estacas, considerando as interações existentes no grupo de estacas, alterando os parâmetros de transferência de carga (ζ) e de rigidez da estaca (ξ) representados pelas Eq. 2.25 e Eq.2.26:

$$\zeta^* = n\zeta - \sum_{i=2}^n \ln\left(\frac{s_i}{r_0}\right) \quad (2.25)$$

$$\xi^* = 1 + \frac{2}{\pi} \sum_{i=2}^n \frac{r_b}{s_i} \quad (2.26)$$

onde:

S_i = espaçamento entre duas estacas;

n = numero de estacas.

A rigidez do grupo de estaca pode ser calculada utilizando os parâmetros (ζ^*) e (ξ^*) na Eq.(2.23).

Randolph (1983) propôs as seguintes equações para radier estaqueado:

$$\begin{Bmatrix} W_{p\text{g}} \\ W_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \alpha_{pr} \\ \frac{K_{p\text{g}}}{K_r} & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_{p\text{g}} \\ P_r \end{Bmatrix} \quad (2.27)$$

onde:

P_{pg} = carga absorvida pelo grupo de estacas;

P_r = carga absorvida pelo radier;

W_{pg} = recalque do grupo de estacas;

W_r = recalque do radier;

K_{pg} = rigidez do grupo de estacas;

K_r = rigidez do radier;

α_{pr} e α_{rp} = fatores de interação.

Pelo teorema da reciprocidade, tem-se a relação:

$$\alpha_{pr} = \alpha_{rp} \frac{K_r}{K_{pE}} \quad (2.28)$$

Igualando os recalques entre o radier e o grupo de estacas, a rigidez global do radier estaqueado (K_{pr}) pode ser expressa por:

$$K_{pr} = \frac{K_{pE} + (1 - 2\alpha_{rp})K_r}{1 - \alpha_{rp}^2 \left(\frac{K_r}{K_{pE}} \right)} \quad (2.29)$$

Randolph & Worth representaram a parcela da carga absorvida pelo radier pela seguinte equação:

$$\frac{P_r}{P_r + P_{pq}} = \frac{(1 - \alpha_{rp})K_r}{K_{pE} + K_r(1 - 2\alpha_{rp})} \quad (2.30)$$

Randolph (1983) propôs que “ α_{rp} ” poderia ser aproximado pela Eq. 2.29:

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln(r_c/r_0)}{\zeta} \quad (2.31)$$

onde:

r_c = raio do círculo de mesma área da parte do radier associado a cada estaca.

Segundo Randolph & Clancy (1994), o valor de “ α_{rp} ” poderia ser aproximado para “0,8”, para qualquer caso independente do comprimento, espaçamento e rigidez das estacas.

O método de Randolph e Wroth permite o cálculo do recalque “médio” de um radier estaqueado, para análise do recalque diferencial, Horikoshi & Randolph (1997) apresentam uma série de gráficos relacionando o recalque diferencial com o recalque médio.

c) Método de Sales

Sales (2000) propôs um método para a previsão do comportamento de um radier estaqueado semelhante ao método de Poulos (2000), que se difere ao considerar a influência da interação entre radier grupo de estacas no comportamento do sistema após a carga P_{up} (carga de mobilização total do grupo de estacas). Os recalques previstos nesta fazer são maiores do que os previstos pelo método de Poulos.

O método de Sales (2000) pode ser resumido pelos seguintes tópicos:

- Antes da total mobilização do grupo de estacas, onde a carga aplicada no sistema (P_t) é menor ou igual a carga última do grupo de estacas (P_a):

$$\delta = \frac{P_t}{K_{pr}} \text{ para } P \leq P_a \quad (2.32)$$

onde:

$$P_a = \frac{P_{up}}{\beta} \quad (2.33)$$

onde:

β = parcela de carga absorvida pelo grupo de estacas.

$$\beta = 1 - \frac{(1 - \alpha_{rp})K_r}{K_{pg} + (1 - 2\alpha_{rp})K_r} \quad (2.34)$$

Os fatores K_r , K_{pg} , α_{rp} já foram apresentados no método de Poulos.

- Após a carga P ultrapassar o valor de P_a :

$$\delta = RG \frac{(P - F_m P_{up})}{K_r} \quad (2.35)$$

$$RG = \frac{K_r}{(1 - \beta)K_{pr}} \quad (2.34)$$

onde:

F_m = fator de mobilização da capacidade de carga última da fundação (Burland, 1995).

Burland (1995) em seu estudo obtém o fator F_m através da retroanálise de provas de carga em estacas no local da fundação. Burland estimou o valor de F_m igual a 0,9 para argila de Londres.

2.5.2 Métodos detalhados

Na última década a evolução computacional proporcionou o emprego de diversos métodos numéricos, os Métodos dos Elementos Finitos (MEF), Método dos Elementos de Contorno (MEC) e o Método de Diferenças Finitas (MDF) (Zhang, 2000). A utilização dos métodos numéricos permite uma melhor representação do comportamento dos sistemas de fundação, considerando fenômenos antes simplificados como a não linearidade do solo e a total interação entre os elementos estaca-solo-radier. Devido ao alto grau de complexidade e do grande número de interações consideradas o principal limitador para o emprego desses métodos são o tempo de discretização e obtenção da solução (BEZERRA, 2003).

Segundo Bezerra (2003) com a evolução dos métodos detalhados surgiu a necessidade de se obter os parâmetros do solo com um alto nível de precisão. Diante disto, estão sendo propostas, por alguns autores, a reformulação dos ensaios de campos e laboratoriais a fim de obter resultados mais precisos e conseqüentemente empregados nos métodos avançados para análises de problemas geotécnicos.

Os métodos avançados estão divididos em dois grupos:

- Métodos Aproximados – São aqueles que resultam da aproximação do sistema empregando o conceito das molas de Winker e considerando as interações (radier-radier, estaca-estaca, radier-estaca, estaca-radier) de forma aproximada (BEZERRA, 2003).
- Métodos Avançados – São aqueles que resultam do emprego de métodos numéricos complexos para expressar as inúmeras interações do sistema, podemos mencionar os principais métodos numéricos, Método dos Elementos de Contorno (MEC), Método dos Elementos

Finitos (MEF), Teoria da Camada Finita e Métodos Híbridos que consiste no emprego de dois ou mais métodos (BEZERRA, 2003).

3 CAMPO EXPERIMENTAL DA UnB

Os ensaios realizados por Sales (2000) no campo experimental do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília (UnB) serão apresentados e retroanalisados para comparação com a previsão da curva carga x recalque com base nos métodos simplificados.

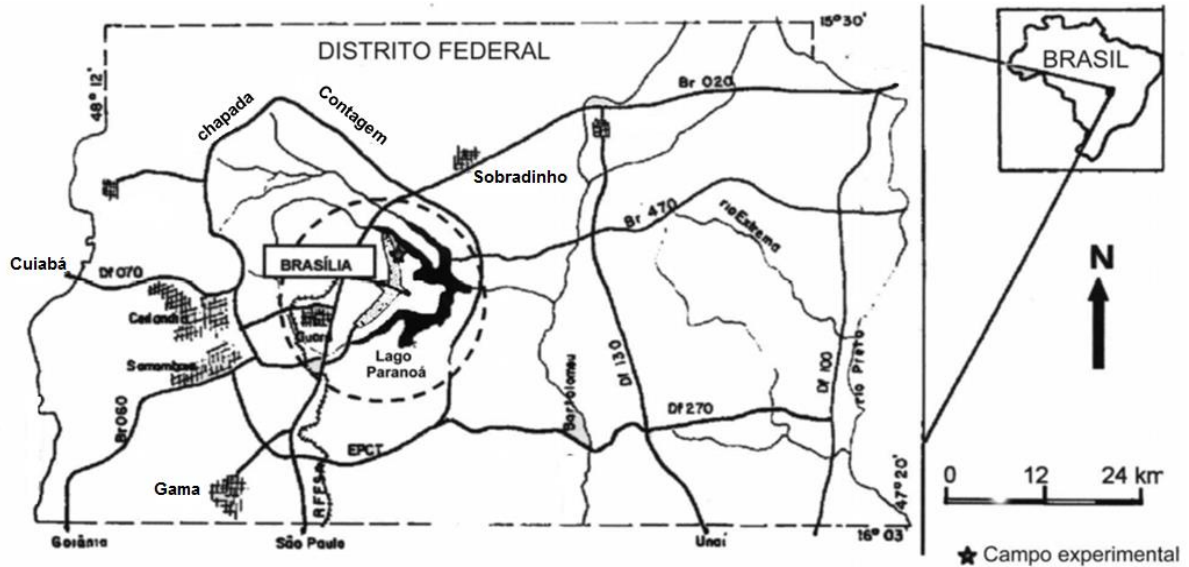
3.1 DESCRIÇÃO DO SOLO LOCAL

Neste capítulo serão descritas apenas as características do solo local referente ao comportamento geotécnico e mecânico no entorno do sistema de fundação. Uma descrição mais detalhada da geologia e geotecnia do local podem ser encontradas nos trabalhos de Blanco (1995), Araki (1997), entre outros.

3.1.1 Localização geográfica

O campo experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília “UnB” localizado na cidade de Brasília, esta situado no centro da unidade federativa do Distrito Federal que possui uma área de 5814 km², definidas pelas coordenadas latitudinais 47⁰20’W e 48⁰15’W e pelas longitudinais 15⁰30’S e 16⁰03’S, conforme Fig.3.1.

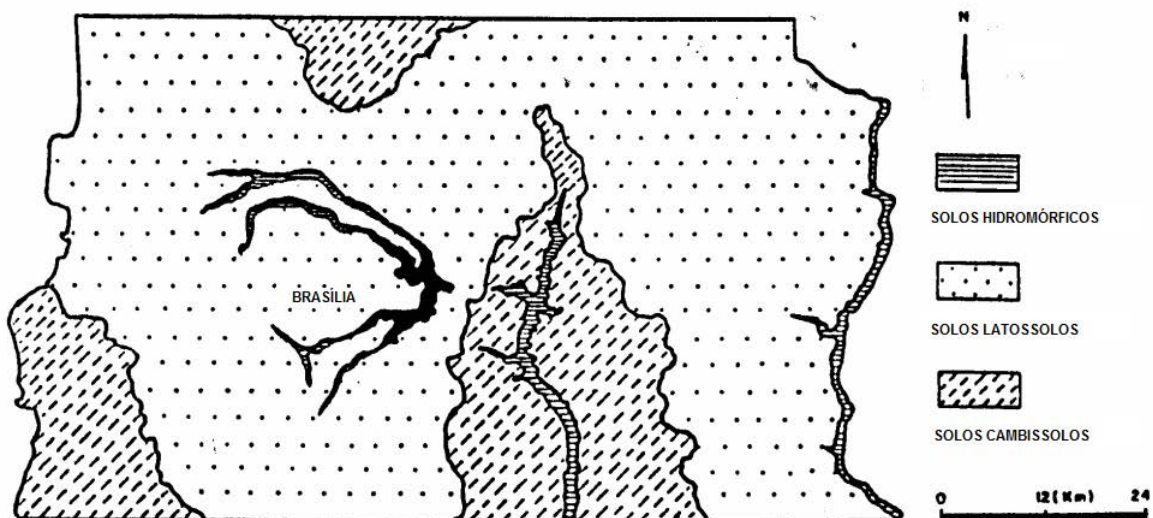
Figura 3.1 – Mapa geográfico do Distrito Federal.



Fonte: (modificado – SALES, 2000).

Segundo Blanco (1995) a geomorfologia do Planalto Central possui algumas peculiaridades devido às características climáticas, geológicas e antrópicas. Grande parte do Distrito Federal consiste em chapadas com predominante relevo residual e de aplainamento, com topografia plana e levemente ondulada. O solo de cobertura é composto por lateritas e latossolos. A Fig.3.2. Representa a distribuição dos solos superficiais no Distrito Federal.

Figura 3.2 – Mapa dos solos do Distrito Federal.

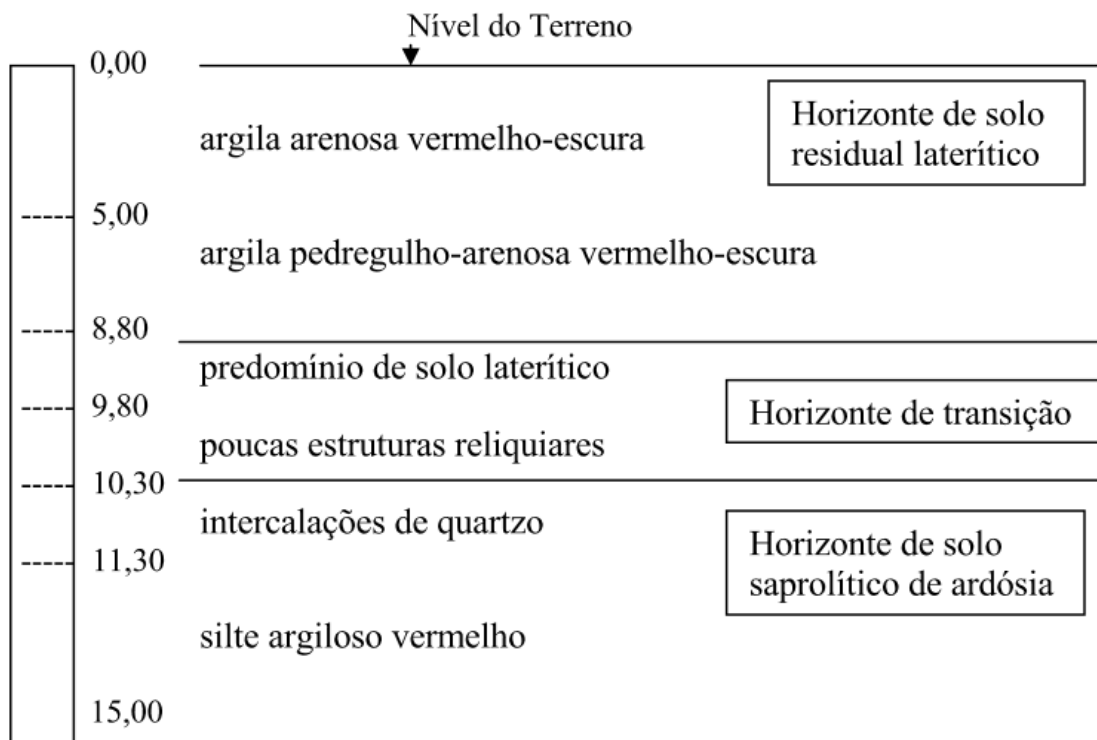


Fonte: (modificado – MORTARI, 1994).

O Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB vem analisando o comportamento de fundações profundas executadas sobre solos colapsíveis e não saturados de Brasília. A partir de 1995 diversos estudos sobre fundações mistas foram realizados a fim da melhor compreensão do comportamento dos diferentes sistemas de fundação sobre solos colapsíveis predominantes no Distrito Federal (BEZERRA, 2003).

No campo experimental da UnB foram confeccionadas diversas provas de carga sobre diferentes tipos de fundações: fundações profundas e mistas (radier estaqueado). As propriedades geotécnicas foram obtidas através de ensaios de campo, utilizando o Dilatômetro de Marchetti (DMT), Pressiômetro de Ménard (PMT) e sondagem à percussão (SPT). Amostras retiradas em blocos foram ensaiadas em laboratório para complementação dos dados geotécnicos, entre eles, ensaios de caracterização de solo, consolidação, ensaios triaxiais K_0 e CK_0D , os quais auxiliaram na modelagem da interação solo sistemas de fundações (BEZERRA,2003). Podemos expressar o perfil geotécnico do campo experimental da UnB pela Fig.3.3.

Figura 3.3 – Descrição das camadas de solo do campo experimental da UnB.



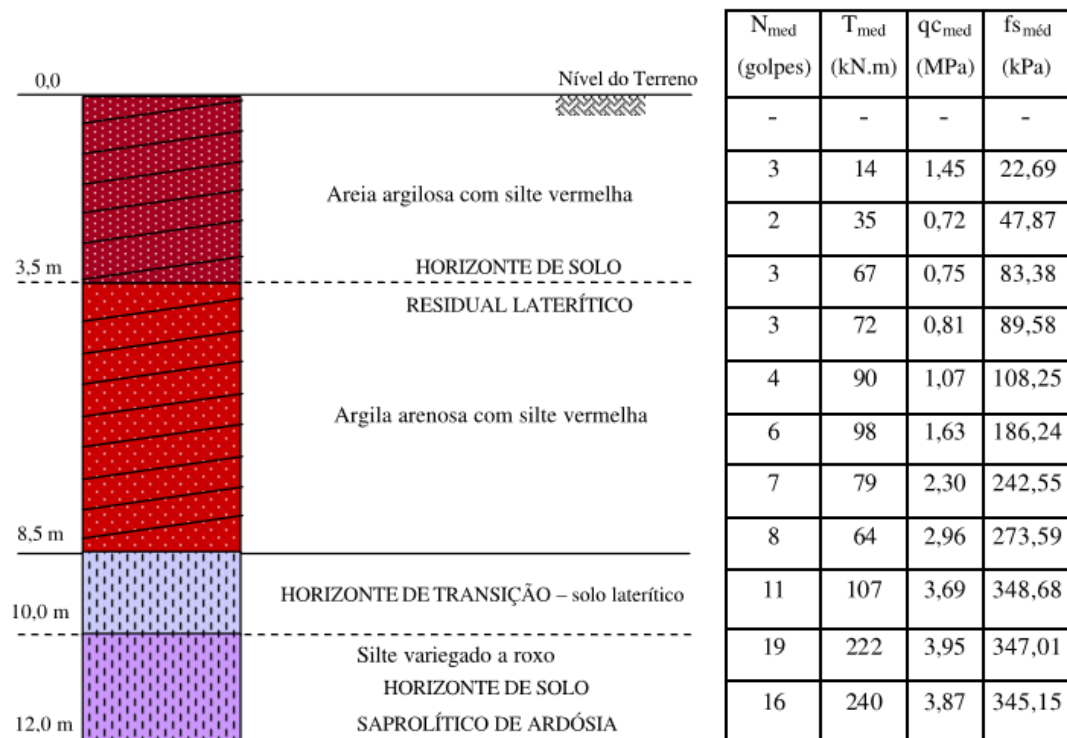
Fonte: (SALES, 2000).

O perfil de solo representado pela Fig.3.3. Consiste de uma típica argila porosa, não saturada e tropical de Brasília. Esta argila apresenta comportamento colapsível quando inundada ou por alterações do seu estado de tensões.

3.1.2 Propriedades geotécnicas

Mota (2003) realizou um grande estudo de caracterização e determinação dos parâmetros geotécnicos do solo local. Em seu trabalho foram realizados diversos ensaios de campo tradicionais (SPT) e avançados (PMT, CPT, DMT e outros), além de ensaios laboratoriais. A Figura 3.4 apresenta os resultados dos ensaios SPT com medição de torque e os valores da resistência de ponta e atrito lateral obtidos pelo CPT.

Figura 3.4 - Perfil de solo característico do campo experimental da UnB.

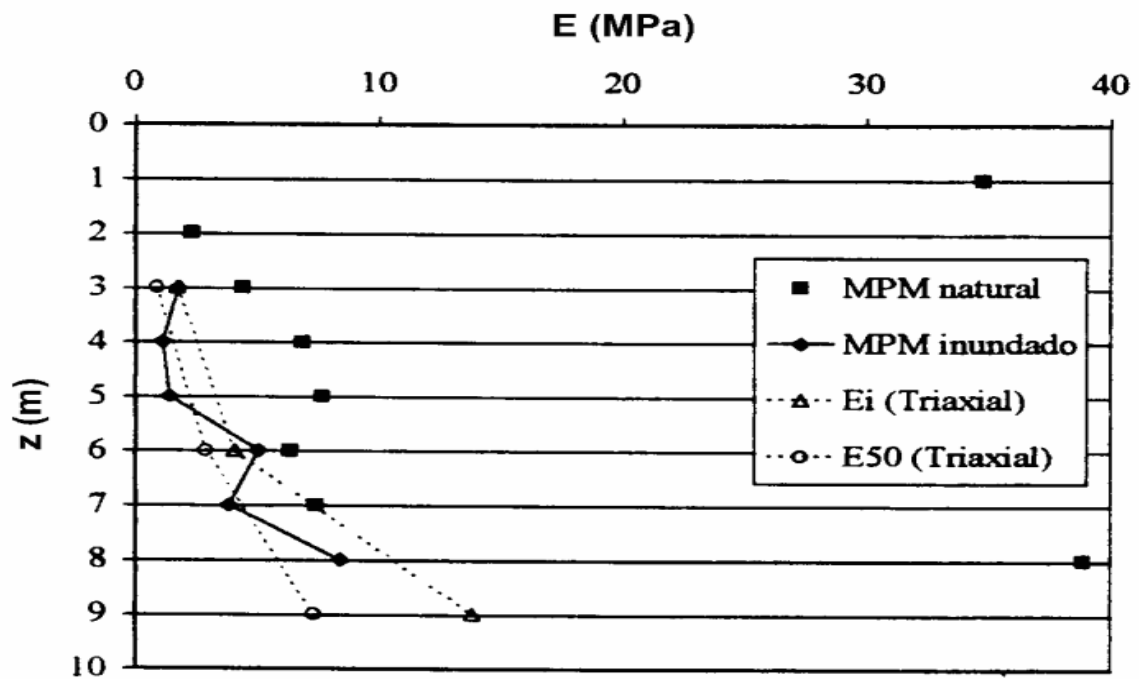


Obs: N_{med} = valor médio do número de golpes; T_{med} = torque médio medido; q_{Cmed} = resistência de ponta média obtida do CPT; f_{smed} = resistência lateral média obtida do CPT.

Fonte: (MOTA, 2003).

Vecchi et al. (2000) estimou os valores do módulo de Young (E) utilizando o Pressiômetro (PMT) e os comparou com valores obtidos através de ensaios triaxiais considerando dois níveis de deformação (inicial e 50% do valor de ruptura). A Fig.3.5. ilustra os resultados dos ensaios.

Figura 3.5 – Variação do Módulo de Young (E) inferido dos ensaios pressiométricos.



Fonte: (VECCHI et al., 2000).

Na Fig.3.5. pode se observar um elevado valor de E a 1m de profundidade, este se deve provavelmente pela interferência da camada superficial de cascalho laterizado, esse valor decai significativamente a 2m de profundidade e ocorre um aumento do módulo de elasticidade com a profundidade.

O solo local foi classificado como uma argila arenosa colapsível com parcelas de silte, possuindo altos índices de vazios e coeficiente de colapso. Segundo Bezerra (2003) o solo de Brasília apresenta altos valores de coeficiente de permeabilidade se comparado com outros solos argilosos. A Figura 3.6 apresenta as faixas de valores dos parâmetros geotécnicos provenientes de ensaios laboratoriais realizados com diversas amostras do solo local (Sales, 2000).

Figura 3.6 – Parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília.

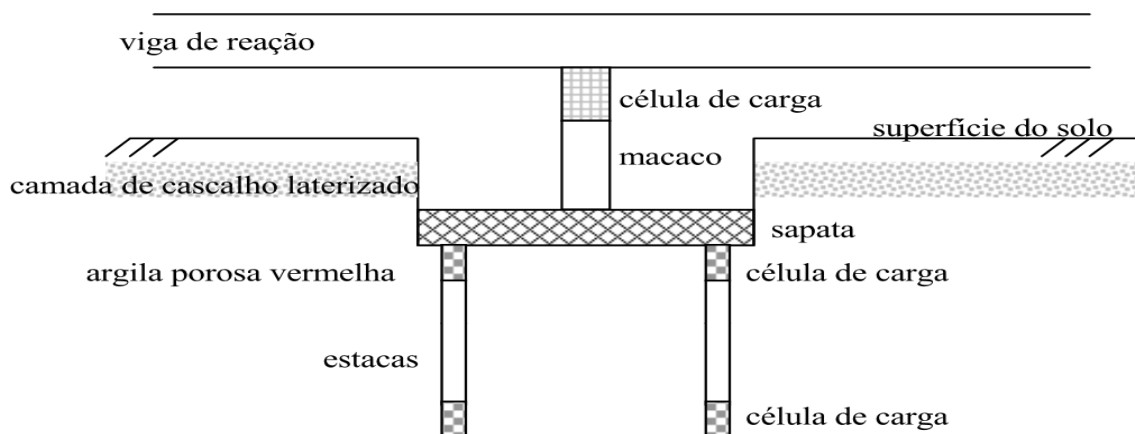
Parâmetro	Unidade	Faixa de Valores
Areia	%	12-27
Silte	%	8-36
Argila	%	35-76
Peso específico	kN/m ³	14-19
Teor de umidade natural (w)	%	20-34
Grau de saturação (S)	%	50-86
Índice de vazios (e)	--	1.0-2.0
Limite de Liquidez (LL)	%	25-78
Limite de Plasticidade (LP)	%	20-34
Índice de Plasticidade (IP)	%	5-44
Coesão efetiva (c)	kPa	10-34
Ângulo de atrito (ϕ)	°	26-34
Módulo de Young	MPa	2-14
Coefficiente de empuxo no repouso (K_o)	--	0.44-0.54
Coefficiente de permeabilidade (k)	cm/s	10 ⁻⁶ -10 ⁻³

Fonte: (modificado – ARAKI,1997 e PALOCCI, 1998).

3.2 PROVAS DE CARGA

Sales (2000) realizou em seu trabalho nove provas de carga das quais seis foram realizadas na umidade natural e outras três após um período de inundação de 48 horas. A figura 3.7 representa um esquema das provas de carga.

Figura 3.7 – Corte esquemático das provas de carga.



Fonte: (SALES, 2000).

Sales (2000) enumerou de I a IX as provas de carga:

Solo natural:

- (I) Sapata isolada;
- (II) Estaca isolada;
- (III) Sapata sobre uma estaca já testada;
- (IV) Grupo de quatro estacas
- (V) Sapata sobre quatro estacas já testadas;
- (VI) Sapata sobre quatro estacas virgens.

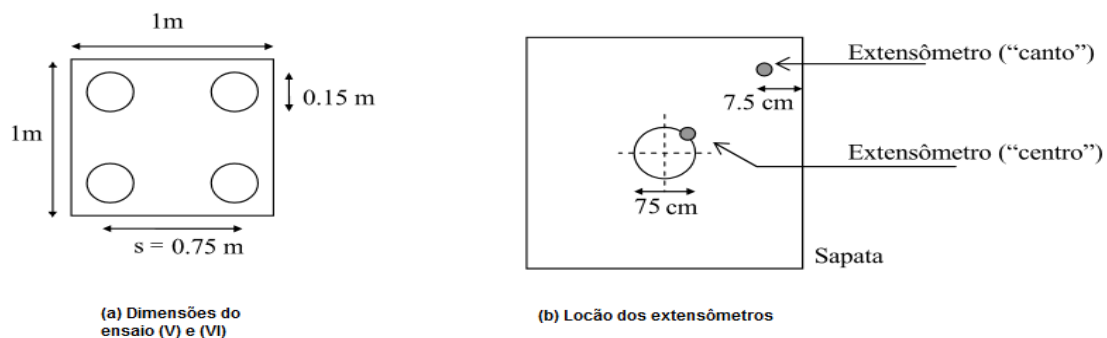
Solo inundado:

- (VII) Sapata isolada;
- (VIII) Estaca isolada;
- (IX) Sapata sobre uma estaca já testada.

Para o presente trabalho serão analisadas as provas de carga (V) e (VI) em ambos os ensaios a sapata não estava consolidada junto ao grupo de estacas.

No ensaio (VI), sapata sobre quatro estacas virgens, o solo e as estacas não haviam sido carregados anteriormente. O teste (V), sapata sobre quatro estacas já testadas, foi realizado no mesmo local que o ensaio (IV), grupo de quatro estacas, os recalques foram medidos sobre a sapata. As dimensões da sapata estão ilustradas na Figura 3.8(a).

Figura 3.8 – Dimensões dos elementos de fundação e locação dos Extensômetros.



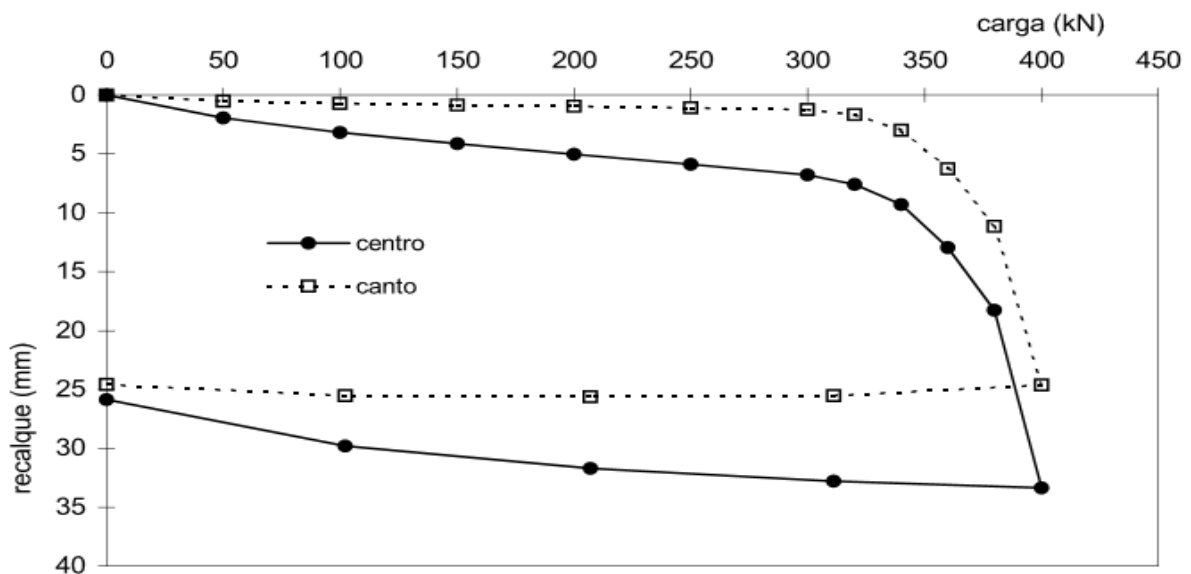
Fonte: (modificado – SALES, 2000).

Em ambos os ensaios foi acrescentado uma placa de aço centrada, sobre a sapata, de diâmetro 75 cm a fim de melhor distribuir as cargas como mostra a Figura 3.8(b).

3.2.1 Sapata sobre quatro estacas já testadas (V)

A sapata do grupo de quatro estacas, teste (IV) já ensaiada, foi realocada para garantir o perfeito contato entre o solo e a sapata. A Figura 3.9 apresenta as curvas carga x recalque do ensaio.

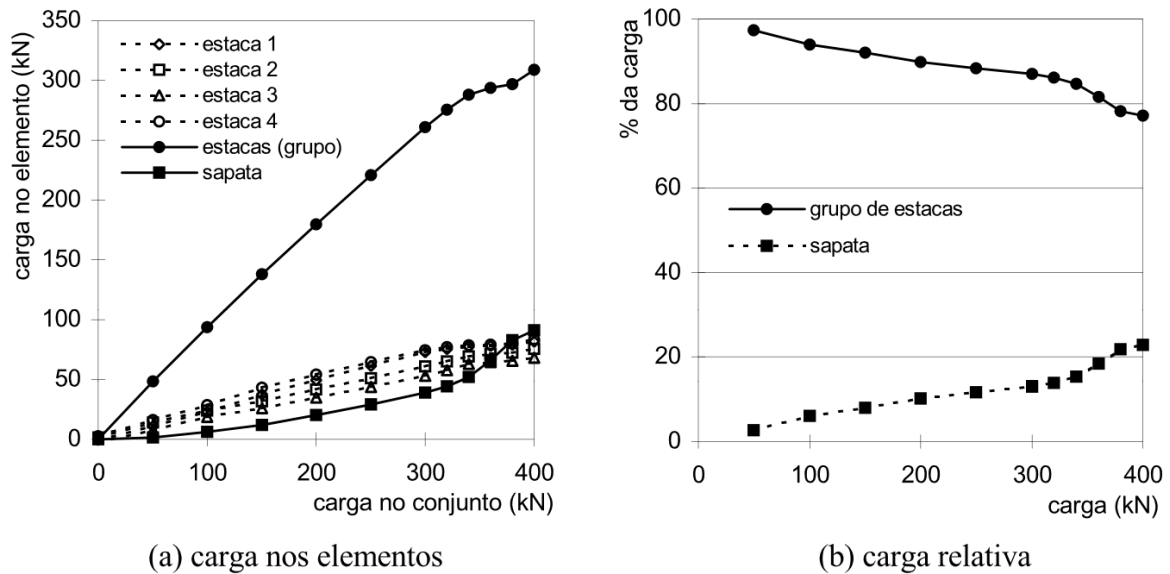
Figura 3.9 – Prova de carga em uma sapata sobre quatro estacas.



Fonte: (SALES, 2000).

O teste foi interrompido com carga aplicada de 400 kN, com o recalque ultrapassando a faixa dos 30mm (20% do diâmetro da estaca) evidenciando a proximidade da completa ruptura do solo. Após os 300 kN nota-se que a sapata começar a receber mais carga indicando a proximidade da mobilização total do grupo de estacas. A Figura 3.10 mostra a distribuição das cargas entre a sapata e o grupo de estacas. Antes da completa mobilização do grupo de estacas as estacas absorveram grande parte da carga aplicada, cerca de 85 a 96%, nota-se uma diferença na distribuição de carga entre as estacas.

Figura 3.10 – Distribuição de carga entre os elementos de fundação.



Fonte: (SALES, 2000).

Sales (2000) constatou que a capacidade média de cada estaca não foi alterada, sendo de aproximadamente 75 kN. A Figura 3.11 apresenta todos os valores medidos pela prova de carga.

Figura 3.11 – Resultados da prova de carga da sapata sobre quatro estacas.

Carga (kN)	Recalque (mm) Centro	Recalque (mm) Canto	Carga Estaca 1	Carga Estaca 2	Carga Estaca 3	Carga Estaca 4	Carga na Sapata
0	0,000	0,000	-1,160	1,380	-2,592	2,401	-0,029
50	1,930	0,540	11,122	13,920	7,629	16,027	1,303
100	3,165	0,730	22,790	23,940	18,738	28,420	6,112
150	4,150	0,860	37,256	31,680	25,922	43,279	11,863
200	5,010	0,945	49,265	41,460	34,810	54,245	20,221
250	5,875	1,071	61,206	51,300	43,845	64,367	29,282
300	6,805	1,250	72,806	60,780	53,103	74,294	39,016
320	7,595	1,665	75,740	65,040	57,843	77,084	44,292
340	9,315	2,990	77,446	69,120	62,880	78,512	52,043
360	12,975	6,240	78,265	71,340	64,731	79,355	66,309
380	18,275	11,140	79,015	72,420	65,694	80,004	82,866
400	33,355	24,620	81,608	75,300	68,435	83,443	91,214
311	32,785	25,545	67,825	64,020	54,733	68,974	55,449
207	31,675	25,600	45,853	46,440	38,661	49,183	26,862
102	29,785	25,520	23,609	24,600	18,220	27,641	7,930
0	25,875	24,575	1,569	1,740	-1,703	0,908	-2,514

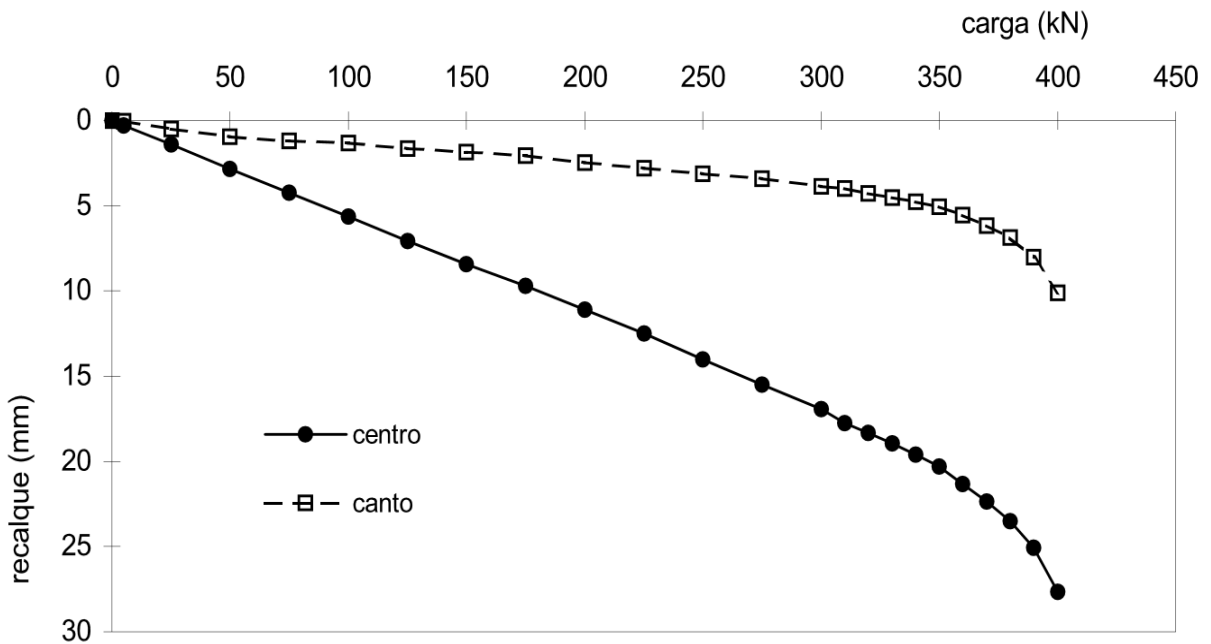
Fonte: (SALES, 2000).

3.2.2 Sapata sobre quatro estacas virgens (VI)

Foi realizado também, o teste em uma sapata apoiada no solo e em um grupo de quatro estacas virgens. Para garantir esta condição, Sales (2000) realizou cuidadosamente a escavação da vala. Devido a danos sofridos pela sapata, Sales (2000) optou por utilizar a mesma de forma invertida, antiga face superior foi colocada para baixo, em relação ao teste anterior, sapata sobre quatro estacas já testadas, a fim de minimizar os erros. Tal escolha acarretou em maiores recalques devido a maior flexibilidade da região central de carregamento.

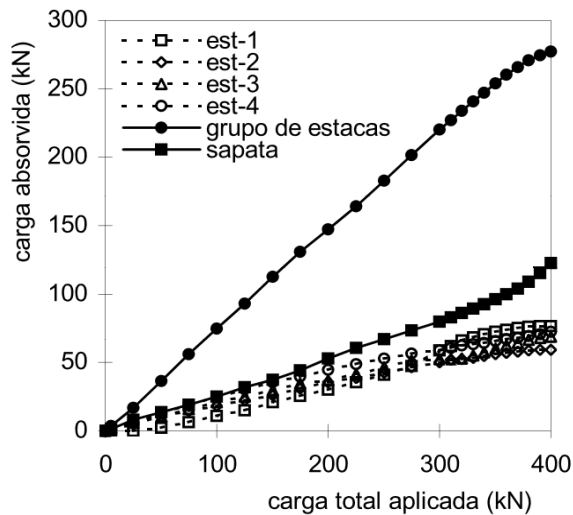
A Figura 3.12 representa a curva carga x recalque da prova de carga.

Figura 3.12 – Carga x recalque sapata sobre quatro estacas virgens.

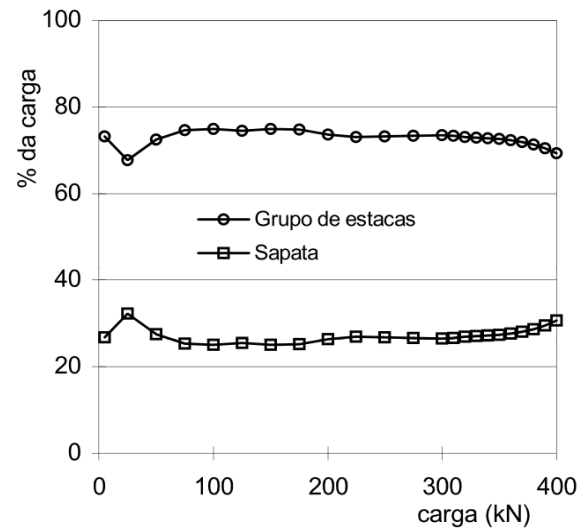


Fonte: (SALES, 2000).

A grande diferença entre os recalques de centro e canto esta relacionada com a inversão da sapata. O grupo de estacas absorveu menos carga se comparado com o teste anterior, valor entre 70 e 75%, devido o fato de as estacas pré-ensaiadas apresentarem comportamento mais rígido. A Figura 3.13 mostra a distribuição de carga entre os elementos do sistema de fundação. Figura 3.13 – Distribuição de carga entre os elementos de uma sapata sobre quatro estacas virgens.



(a) parcela de carga nos elementos



(b) distribuição relativa de carga

Fonte: (SALES, 2000).

Novamente o teste foi finalizado com carga de 400 kN evidenciando grande proximidade com a ruptura total do solo de fundação, a capacidade média de cada estaca do grupo foi de aproximadamente 75 kN. A Figura 3.14 mostra os resultados da prova de carga.

Figura 3.14 – Resultados da prova de carga da sapata sobre quatro estacas virgens.

Carga (kN)	Recalque Centro (mm)	Recalque Canto (mm)	Estaca 1 carga (kN)	Estaca 2 carga (kN)	Estaca 3 carga (kN)	Estaca 4 carga (kN)	Carga Sapata
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,060	0,290	0,068	0,300	2,445	0,844	1,343
25	0,510	1,410	0,000	4,800	6,112	6,034	8,053
50	0,930	2,820	2,320	10,500	10,653	12,783	13,744
75	1,180	4,230	6,346	14,580	15,805	19,271	18,998
100	1,330	5,640	10,917	18,360	20,869	24,786	25,067
125	1,650	7,050	14,875	22,560	24,974	30,626	31,965
150	1,860	8,425	20,948	26,160	29,689	35,622	37,581
175	2,040	9,690	25,315	31,140	34,666	39,775	44,104
200	2,485	11,085	30,228	35,520	37,024	44,512	52,717
225	2,775	12,505	35,345	38,940	41,390	48,664	60,661
250	3,105	14,025	41,077	42,480	46,367	52,947	67,129
275	3,425	15,510	47,491	46,320	51,344	56,580	73,264
300	3,865	16,925	58,954	50,220	52,479	58,657	79,690
310	3,990	17,740	62,161	51,840	52,654	60,538	82,806
320	4,290	18,335	66,051	52,560	52,741	62,355	86,293
330	4,515	18,950	68,507	53,520	55,186	63,393	89,393
340	4,775	19,600	70,486	54,780	57,631	64,367	92,736
350	5,035	20,285	72,328	55,860	60,076	65,664	96,071
360	5,545	21,335	73,966	57,060	62,434	66,897	99,643
370	6,165	22,365	75,262	58,080	64,355	68,130	104,173
380	6,845	23,495	76,354	58,680	66,363	69,493	109,110
390	7,995	25,070	76,422	59,220	68,110	70,855	115,393
400	10,105	27,660	76,695	59,160	68,983	72,413	122,749
0			0,068	1,500	-2,532	-1,168	2,132

Fonte: (SALES, 2000).

4 PREVISÃO DA CURVA CARGA RECALQUE DE RADIER ESTAQUEADO UTILIZANDO UMA PLANILHA EXCEL

Para o presente trabalho foi desenvolvido uma planilha em Excel para auxiliar na análise preliminar de projeto de fundação mista (radier estaqueado). Para o desenvolvimento da planilha foi escolhido três dos principais métodos simplificados de dimensionamento de radier estaqueado Poulos & Davis (1980), Poulos (1989) e Sales (2000).

A validação da planilha se dá pela comparação entre os resultados obtidos pelos métodos simplificados e as provas de carga realizadas por Sales (2000). Os dados utilizados no preenchimento das planilhas são oriundos dos ensaios mencionados no capítulo anterior.

4.1 PARÂMETROS DE ENTRADA

A utilização de três métodos distintos gera um número relativamente grande de dados de entrada, porém a precisão de cada um deles influencia no resultado final. Para melhor organização os dados de entrada foram divididos em dois grupos: dimensões e propriedades dos elementos de fundação e parâmetros geotécnicos.

Os parâmetros geotécnicos como, módulo de elasticidade do solo (E_s) e coeficiente de poisson do solo (ν_s) foram obtidos através da retroanálise dos experimentos de campo. As dimensões dos elementos de fundação foram definidas através do estudo de caso, radier sobre quatro estacas, as demais propriedades foram obtidas através das interpretações dos ábacos impressos por Poulos & Davis (1980), Burland (1995) e Sales (2000).

A Figura 4.1 mostra um resumo dos parâmetros de entrada.

Figura 4.1 – Resumo dos parâmetros de entrada.

dimensões e propriedades dos elementos de fundação					parâmetros geotécnicos		
I_0	0,075	B	1	m	E_s	10,4	Mpa
R_{xt}	1,13	D	1	m	ν_s	0,35	
R_{xt}	0,882	C	0,4	m			
R_v	0,948	L	3,75	m			
RG	0,492	d	0,15	m			
Fm	0,875	E_p	15000	Mpa			
Nh	1,111	vr	0,2				

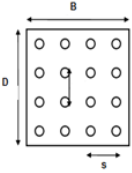
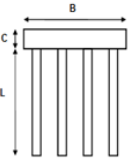
Fonte: Autoria própria

Através da linearização dos ensaios pressiométricos de Vecchi et al. (2000) foi adotado o valor de 4 Mpa para o módulo de elasticidade do solo (E_s) a 4m de profundidade, Sales (2000) após retroanálise das provas de carga sugeriu considerar o Módulo de elasticidade do Solo natural como 10,4 Mpa.

A Figura 4.2 mostra o layout da pagina de entrada de dados da planilha de calculo.

Figura 4.2 – Layout pagina de entrada.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	Dados iniciais													
2														
3														
4	SOLO			ESTACA			RADIER							
5	vs	0,35		Ep	15000	[Mpa]	vr	0,2	-					
6	Gb	7407,407	[kN/m ²]	vp	0,2	-	B	1	[m]					
7				d	0,15	[m]	D	1	[m]					
8				rp	0,075	[m]	C	0,4	[m]					
9				L	5	[m]	S1	0,75	[m]					
10				Peult	75	[KN]	S2	0,75	[m]					
11				N	4	-	S3	1,0606	[m]					
12				Nh	1,111	-	S4		[m]					
13							S5		[m]					
14							S6		[m]					
15							S7		[m]					
16							S8		[m]					
17							S9		[m]					
18							S10		[m]					
19	Es (variavel em função da profundidade)			unidade			S11		[m]					
20	coeficiente angular			0	[Mpa]		S12		[m]					
21	coeficiente linear			10,4	[Mpa]		S13		[m]					
22	I ₀			0,075			S14		[m]					
23	R _k			1,13			S15		[m]					
24	R _h			0,882			S16		[m]					
25	R _v			0,948										
26	RG			0,492										
27	Fm			0,889										
28														

Fonte: Autoria própria

4.2 MÉTODOS UTILIZADOS.

Os métodos de Poulos & Davis (1980), Poulos (1998) e Sales (2000) para previsão da curva carga x recalque de um radier estaqueado são baseados na teoria da elasticidade e diferem um dos outros baseado nas considerações sobre alguns comportamentos como: calculo do recalque do grupo de estacas baseado na rigidez do grupo, capacidade ultima do grupo de estacas e a influência do grupo de estacas após a carga atuante ultrapassar a carga ultima do grupo de estacas. Ambos os métodos empregam o conceito de rigidez, K_r , K_{pg} e K_{pr} para o calculo desses fatores foi adotado a método de Randolph (1994).

4.2.1 Randolph 1994

O método empregado para a previsão do recalque se baseia nos coeficientes de rigidez, foi adotada uma mesma metodologia. A planilha auxiliar para o cálculo desses coeficientes de rigidez, utilizando o método de Randolph (1994), é apresentado na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Planilha Auxiliar.

Auxiliar			Planilha auxiliar
GI	[kN/m ²]	3851,852	$G_L = \frac{E_s}{2(1+\nu)}$, profundidade $Z = L$.
\bar{G}	[kN/m ²]	3851,852	$\bar{G} = \frac{E_s}{2(1+\nu)}$, valor médio $Z = L/2$.
Es1 (ESTACA)	[Mpa]	10400,000	$E_s(\text{estaca}) = a \cdot Z + b$, profundidade $Z = \frac{2}{3}L$.
Es2 (RADIÉR)	[Mpa]	10400,000	$E_s(\text{radiér}) = a \cdot Z + b$, profundidade $Z = \frac{1}{2}B$.
λ	-	3894,231	$\lambda = \frac{E_p}{G_L}$
ρ	-	1,000	$\rho = \frac{\bar{G}}{G_L}$
rm	[m]	14,471	$r_m = L\{0,25 + \xi[2,5\rho(1-\nu) - 0,25]\}$
n	-	1,000	$n = \frac{r}{r_p}$
rm/r0	-	192,949	$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)$
ζ	-	5,262	$\xi = \frac{G_L}{G_b}$
ξ	-	1,923	$\zeta^* = n\zeta - \sum_{i=2}^n \ln\left(\frac{s_i}{r_0}\right)$
ζ^*	-	13,795	$\xi^* = 1 + \frac{2}{\pi} \sum_{i=2}^n \frac{r_b}{s_i}$
ξ^*	-	2,255	$\mu L = \frac{L}{r_0} \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda}}$
μL	-	0,659	$K_{pg} = N \cdot G_L \cdot r_0 \left[\frac{4n}{(1-\nu)\xi^* + \rho \frac{2\pi \operatorname{tgh}(\mu L) L}{\zeta^* \mu L r_0}} \right]$
tagh(μL)	-	0,577	$1 + \frac{1}{\pi \lambda} \frac{4n}{(1-\nu)\xi^* \mu L r_0}$
Kpg	[kN/m]	33479,273	$K_r = \frac{BE_s}{0,947(1-\nu_s^2)} N_h$
Kr	[kN/m]	13904,337	$K_{pr} = \frac{K_{pg} + (1 - 2\alpha_{rp})K_r}{1 - \alpha_{rp}^2 \left(\frac{K_r}{K_{pg}} \right)}$
Kpr	[kN/m]	34236,796	$\beta = 1 - \frac{(1 - \alpha_{rp})K_r}{K_{pg} + (1 - 2\alpha_{rp})K_r}$
β	[%]	0,889	

Fonte: Autoria própria

Os valores apresentados da Figura 4.3 foram calculados utilizando os parâmetros de entrada do estudo de caso.

4.2.2 Poulos & Davis 1980

Baseado na formulação de Poulos & Davis (1980) citada no capítulo 2 e nos dados calculados pela planilha auxiliar, a planilha Poulos & Davis calcula os recalques do radier estaqueado para carga total variando de 0 a 400kN. A figura 4.4 mostra estrutura da planilha.

Figura 4.4 – Planilha Poulos & Davis.

Auxiliar		
I		0,070862526
ρ_1	[m]	4,54247E-05
Pult	[kN]	300
Kr	[kN/m]	13904,33728
Recalque Poulos & Davis (1980)		
Recalque	[m]	[mm]
δ_1	0,000000	0,000000
δ_2	0,000112	0,111745
δ_3	0,000223	0,223490
δ_4	0,000335	0,335234
δ_5	0,000447	0,446979
δ_6	0,000559	0,558724
δ_7	0,000670	0,670469
δ_8	0,000782	0,782213
δ_9	0,000894	0,893958
δ_{10}	0,001006	1,005703
δ_{11}	0,001117	1,117448
δ_{12}	0,001229	1,229192
δ_{13}	0,001341	1,340937
δ_{14}	0,001453	1,452682
δ_{15}	0,001564	1,564427
δ_{16}	0,001676	1,676171
δ_{17}	0,001788	1,787916
δ_{18}	0,001900	1,899661
δ_{19}	0,002011	2,011406
δ_{20}	0,002123	2,123150
δ_{21}	0,002235	2,234895
δ_{22}	0,002347	2,346640
δ_{23}	0,002458	2,458385
δ_{24}	0,002570	2,570129
δ_{25}	0,002682	2,681874
δ_{26}	0,002794	2,793619
δ_{27}	0,002905	2,905364
δ_{28}	0,003017	3,017108
δ_{29}	0,003129	3,128853
δ_{30}	0,003241	3,240598

Planilha auxiliar
$\rho_1 = \frac{P \cdot I}{dE_s}$
$I = I_0 R_K R_h R_v$
$P_{ult} = P_{eult} N$
$K_r = \frac{BE_s}{0,947(1 - v_s^2)} N_h$
Planilha de carga x recalque
Para $P \leq P_{ult}$ temos:
$\delta = P \cdot R_G \cdot \rho_1$
Para $P > P_{ult}$ temos:
$\delta = P \cdot R_G \cdot \rho_1 + \frac{(P - P_{ult})}{K_r}$

Fonte: Autoria própria

Foi adotado para montagem da planilha a carga atuante variando em 5 kN de 0 a 400kN, a terceira coluna da Planilha Recalque Poulos & Davis (1980) expressa o recalque do radier estaqueado em milímetros e a segunda em metros.

4.2.3 Poulos 2000

Baseado na formulação de Poulos (2000) citada no capítulo 2 e nos dados calculados pela planilha auxiliar a planilha Poulos calcula os recalques do radier estaqueado para carga total variando em 5kN de 0 a 400kN. A figura 4.5 mostra a planilha Poulos.

Figura 4.5 – Planilha Poulos

Auxiliar		
Pult	[KN]	337,32
Recalque Poulos (1998)		
Recalque	[m]	[mm]
δ1	0,000000	0,000
δ2	0,000146	0,146
δ3	0,000292	0,292
δ4	0,000438	0,438
δ5	0,000584	0,584
δ6	0,000730	0,730
δ7	0,000876	0,876
δ8	0,001022	1,022
δ9	0,001168	1,168
δ10	0,001314	1,314
δ11	0,001460	1,460
δ12	0,001606	1,606
δ13	0,001753	1,753
δ14	0,001899	1,899
δ15	0,002045	2,045
δ16	0,002191	2,191
δ17	0,002337	2,337
δ18	0,002483	2,483
δ19	0,002629	2,629
δ20	0,002775	2,775
δ21	0,002921	2,921
δ22	0,003067	3,067
δ23	0,003213	3,213
δ24	0,003359	3,359
δ25	0,003505	3,505
δ26	0,003651	3,651
δ27	0,003797	3,797
δ28	0,003943	3,943
δ29	0,004089	4,089
δ30	0,004235	4,235
δ31	0,004381	4,381
δ32	0,004527	4,527

Planilha auxiliar

$$P_{ult} = \frac{P_{eult}N}{\beta}$$

Planilha de carga x recalque

Para $P \leq P_{ult}$ temos:

$$\delta = \frac{P}{K_{pr}}$$

Para $P > P_{ult}$ temos:

$$\delta = \frac{P}{K_{pr}} + \frac{(P - P_{ult})}{K_r}$$

Fonte: Autoria própria

4.2.4 Sales 2000

Sales (2000) calcula os recalques do radier estaqueado para carga total variando em 5kN de 0 a 400kN, sendo adotado com P_{ult} o valor de P_{ult} da planilha Poulos uma vez que os dois são calculados da mesma maneira. A figura 4.6 mostra a planilha Sales.

Figura 4.6 – Planilha Sales

Auxiliar		
RG	[kN/m]	3,6710
Recalque Sales (2000)		
Recalque	[m]	[mm]
δ1	0,000000	0,0000
δ2	0,000146	0,1460
δ3	0,000292	0,2921
δ4	0,000438	0,4381
δ5	0,000584	0,5842
δ6	0,000730	0,7302
δ7	0,000876	0,8763
δ8	0,001022	1,0223
δ9	0,001168	1,1683
δ10	0,001314	1,3144
δ11	0,001460	1,4604
δ12	0,001606	1,6065
δ13	0,001753	1,7525
δ14	0,001899	1,8985
δ15	0,002045	2,0446
δ16	0,002191	2,1906
δ17	0,002337	2,3367
δ18	0,002483	2,4827
δ19	0,002629	2,6288
δ20	0,002775	2,7748
δ21	0,002921	2,9208
δ22	0,003067	3,0669
δ23	0,003213	3,2129
δ24	0,003359	3,3590
δ25	0,003505	3,5050
δ26	0,003651	3,6510
δ27	0,003797	3,7971
δ28	0,003943	3,9431
δ29	0,004089	4,0892
δ30	0,004235	4,2352

Planilha auxiliar

$$R_G = \frac{K_r}{(1 - \beta)K_{pr}}$$

Planilha de carga x recalque

Para $P \leq P_{ult}$ temos:

$$\delta = \frac{P}{K_{pr}}$$

Para $P > P_{ult}$ temos:

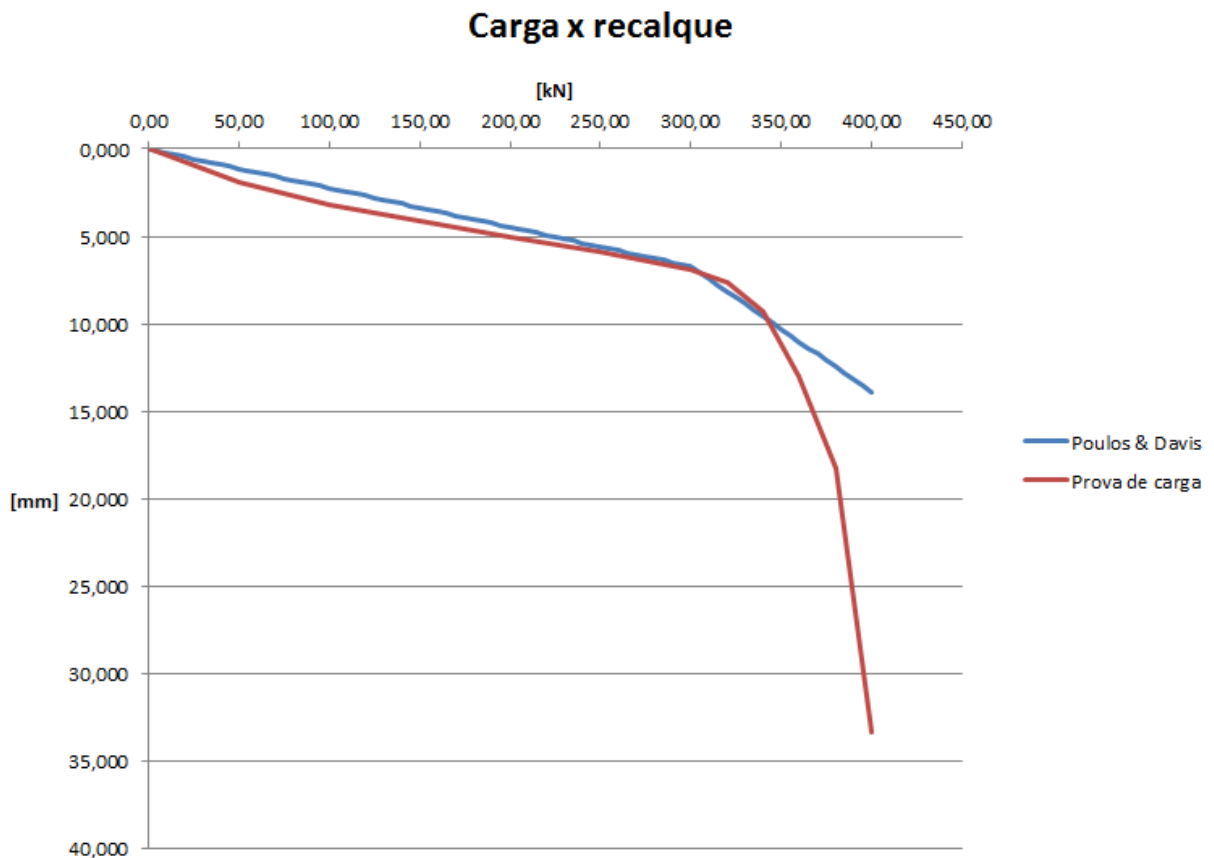
$$\delta = R_G \frac{(P - F_m P_{ult})}{K_r}$$

Fonte: Autoria própria

4.3 RESULTADOS

A previsão da curva carga x recalque para cada método, para a faixa de carga atuante variando em 5kN de 0 a 400 kN, foi comparada com o resultado da prova de carga realizado por Sales (2000) a fim de medir a precisão de cada método, foram utilizados os valores dos recalques de centro, uma vez que estes possuem maiores valores. As Figuras 4.7, 4.8 e 4.9 representam essa comparação.

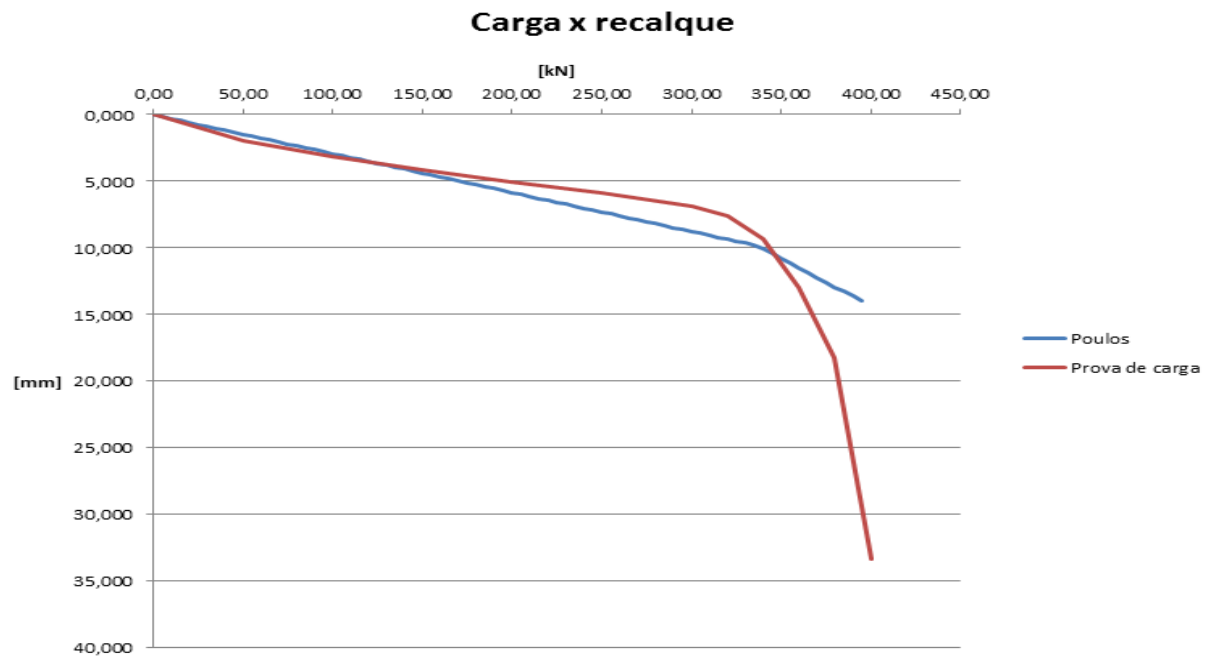
Figura 4.7 – Curva carga x recalque Poulos & Davis 1980.



Fonte: Autoria própria

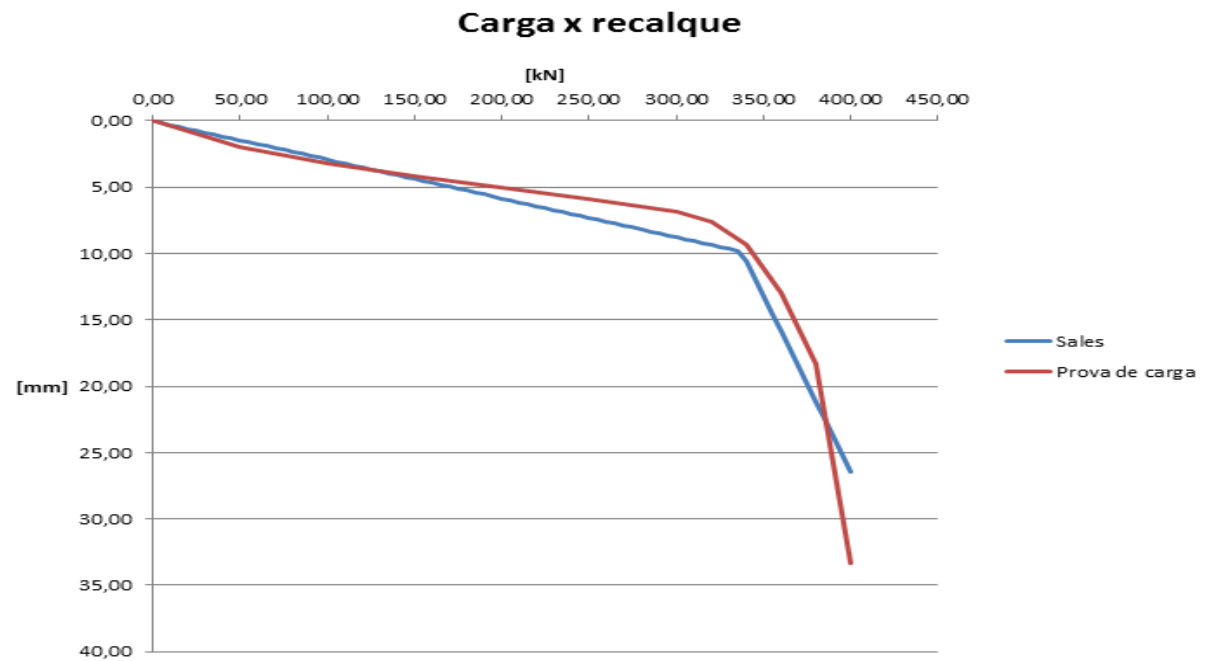
Ao analisar as provas de carga foi constatada ruptura do solo de fundação com carga atuante por volta de 360 kN, para análise da precisão será considerado apenas os resultados medidos até carga atuante no valor de 380 kN. A tabela com os valores dos recalques de cada método está disponível no Apêndice A.

Figura 4.8 – Curva carga recalque Poulos 1998.



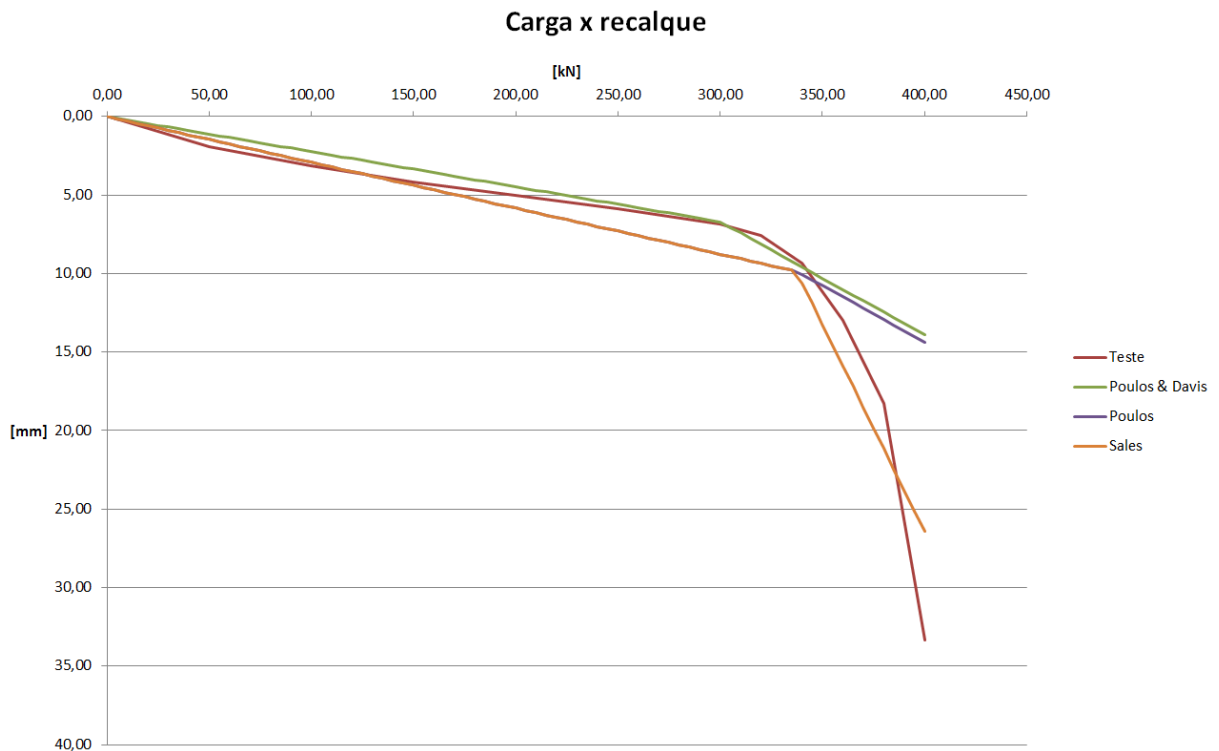
Fonte: Autoria própria

Figura 4.8 – Curva carga recalque Sales 2000.



Fonte: Autoria própria

Figura 4.9 – Comparação dos resultados



Poulos & Davis (1980) consideram o recalque na parte inicial, antes da carga atuante ultrapassar a carga última do grupo de estacas, como sendo a relação entre o recalque de uma estaca sob carga unitária e R_G , relação entre o recalque da fundação e o recalque de uma única estaca, essas considerações explicam o comportamento mais rígido, menor recalque, se comparado com o método de Poulos (2000) e Sales (2000) que trabalham com a rigidez do radier estaqueado.

Sales (2000) considera para o cálculo do recalque na segunda parte, após a carga atuante ultrapassar a carga última do grupo de estacas, que as interações entre radier e grupo de estacas são mantidas, a fim de diminuir a rigidez do grupo Sales (2000) introduz o fator R_G , sendo a relação entre o recalque do radier estaqueado e recalque de uma sapata isolada, com essas considerações Sales (2000) descreve um comportamento mais preciso.

5 CONCLUSÃO

Para o presente trabalho foram apresentadas algumas das metodologias para dimensionamento de radier estaqueado presentes na literatura, após longa análise foram escolhidos três métodos para a construção de uma planilha de cálculo em Excel. Esses métodos foram pré-selecionados utilizando a mesma metodologia de Sales (2000).

Para uma análise preliminar os métodos simplificados mostraram possuir boa precisão mesmo desconsiderando algumas interações, como forças verticais, momentos e linearizando comportamentos hiperbólicos, a fim de simplificar os cálculos. Todos os métodos analisados representaram com razoável precisão a curva carga-recalque, sendo que, o que melhor expressou o comportamento da curva carga x recalque foi o método desenvolvido por Sales (2000). Na montagem e calibração da planilha pode-se notar a importância e a sensibilidade dos parâmetros de entrada, uma vez que, esses dados influenciam diretamente na precisão do método. Devido à falta de provas de carga para radier estaqueado em solo saturado, não foi possível testar a precisão dos outros métodos.

Por enquanto a planilha se mostrou eficiente e prática para fins acadêmicos, uma vez que, a mesma necessita ser testada para outros casos. No entanto, é possível sua utilização para estudos preliminares de radier estaqueados do ponto de vista de comportamento, mais não de valores.

REFERÊNCIAS

AKINMUSRUR, J.O. **The Influence of a Pile Cap on a Bearing Capacity of Piles in Sand.** 1973. 342 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica – Fundação de Estaca) – Universidade da Zaria, Nigéria, 1973. Disponível em: < <https://web.njit.edu/~khera/Courses/.../Piles/PileExmplSolu.pdf>> Acesso em 14 abril 2015.

ARAKI M.S. **Aspectos relacionados as propriedades de solos colapsíveis do Distrito Federal.** 1997. 132 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Brasília, Brasília, 1997. Disponível em: <www.geotecnia.unb.br/downloads/dissertacoes/040-1997.pdf> Acesso em 23 fevereiro 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6112:** Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010. Disponível em: <<http://docente.ifrn.edu.br/valtencirgomes/disciplinas/construcao-de-edificios/nbr-06122-1996-projeto-e-execucao-de-fundacoes>> Acesso em 2 maio 2015.

BEZERRA, J.E. **Estudo do Comportamento de Fundações em Radier Estaqueado: Conceitos e Aplicações.** 2003. 193f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Publicação n° G.DM-104/03) – Universidade de Brasília, Brasília, 2003. Disponível em: <www.geotecnia.unb.br/downloads/dissertacoes/104-2003.pdf> Acesso em 08 agosto 2015.

BLANCO, S.B. **Aspectos de Geologia de Engenharia da Escavação do Metrô de Brasília – Trecho Asa Sul.** 1995. 92 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental) Universidade de Brasília, Brasília, 1995. Disponível em: <[geotecnia.unb.br/downloads/dissertacoes/018-1995.pdf](http://www.geotecnia.unb.br/downloads/dissertacoes/018-1995.pdf)> Acesso em 20 abril 2015.

DÉCOURT, L & QUARESMA, A. R. **Como calcular a capacidade de carga limite de uma estaca.** A construção, São Paulo, 1982. Disponível em: <www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF06-CapCargaProf-por-meio-SPT-2009.pdf> Acesso em 17 setembro 2015.

JARDIM, N.A. **Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Machetti**. 1998. 45 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental) Universidade de Brasília. Brasil, Brasília, 1998. Disponível em: <<http://www.geotecnia.unb.br/downloads/dissertacoes/054-1998.pdf>> Acesso em 10 setembro 2015.

MENDONÇA, A.V. **Análise da Interação Placa-Estaca-Solo via Combinação do Método dos Elementos Finitos com o Método dos Elementos de Contorno**. 1997. 134 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica – Interação Placa-Estaca-Solo) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee22_01.pdf> Acesso em 14 outubro 2015.

MORTARI, D. **Caracterização Geotécnica e Análise do Processo Evolutivo das Erosões no Distrito Federal**. 1994. 200 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental Universidade de Brasília, Brasília, 1994. Disponível em: <<http://www.geotecnia.unb.br/downloads/dissertacoes/10-1994.pdf>> Acesso em 02 agosto 2015.

MOTA, N.M.B. **Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação**. 2003. 335 f. Tese (Doutorado em Geotécnica) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003. Disponível em: <www.geotecnia.unb.br/downloads/teses/013A-2003.pdf> Acesso em 14 agosto 2015.

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTÉCNICA, IV, 2000, São Paulo. **Avaliação da capacidade de carga de fundações profundas assentes no solo poros de Brasília-DF via ensaios de cone (CPT)**. São Paulo: SEFE, 2000. 283 f. Disponível em: <<http://www.geotecnia.unb.br/downloads/teses/051-2007.pdf>> Acesso em 10 agosto 2015.

PALOCCHI, A. **Ensaio de Laboratório em Amostras Indeformadas do Campo Experimental da UnB**. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Univesidade de Brasília, Brasília, 1998. Disponível em: <www.geotecnia.unb.br/downloads/dissertacoes/091A-2002.pdf> Acesso em 01 maio 2015.

PHUNG, D.L. **Footings With Settlement-Reducing Piles in Non-Cohesive Soil**. 1993. 179 f. Tese (Pós-Doutorado em Geotécnica) Universidade de Tecnologia, Gothenburg, Sweden, 1993. Disponível em: <http://www.academia.edu/9914868/FOOTING_WITH_SETTLEMENT-REDUCING_PILES_IN_NON-COHESSIVE_SOIL> Acesso em 02 setembro 2015.

SALES, M. M., CUNHA, R.P. & JARDIM, N.A. **Analysis of piled footing tests on a tropical porous clay**. XI Panamerican Conf. On Soil Mech. and Geot. Eng., Foz do Iguaçu, Brasil. Vol. 3. 1999. Disponível em: <www.geotecnia.unb.br/gpfees/publica.php> Acesso em 14 novembro 2015.

SALES, M. M. **Análise do comportamento de Sapatas Estaqueadas**. 2000. 229 f. Tese (Doutorado em Geotécnica) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2000. Disponível em: <geotecnia.unb.br/downloads/teses/002-2000.pdf> Acesso em 14 novembro 2015.

SKEMPTON, A.W. **Discussion contribution: piles and pile foundations, settlement of pile foundations**. Proc. 3rd ICSMFE, Zurich. Suíça, 1953. Disponível em: <<https://books.google.com.br/books?isbn=1614994641>> Acesso em 03 outubro 2016.

TEIXEIRA, A.H. **Projeto e execução de fundações – SEFE III – Anais Vol 1 – São Paulo/SP**. Brasil, 1996. Disponível em: <revistas.cua.ufmt.br/index.php/revistapanoramica/article/view/430/80> Acesso em 11 novembro 2015.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. Jhon Wiley and Sons, New York, 1943. Disponível em: <onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/9780470172766.../pdf> Acesso em 04 novembro 2015.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. Jonh Wiley and Sons, New York. EUA, 1967. Disponível em: <https://books.google.co.in/books?id=bAwVvO71FXoC&printsec=frontcover&hl=pt-R&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false> Acesso em 15 setembro 2015.

APÊNDICE A – Tabela Resumo

P [kN]	δ (Poulos & Davis) [mm]	δ (Poulos) [mm]	δ (Sales) [mm]	Prova de carga [mm]
0,00	0,000	0,000	0,00	0,00
5,00	0,112	0,146	0,15	
10,00	0,223	0,292	0,29	
15,00	0,335	0,438	0,44	
20,00	0,447	0,584	0,58	
25,00	0,559	0,730	0,73	
30,00	0,670	0,876	0,88	
35,00	0,782	1,022	1,02	
40,00	0,894	1,168	1,17	
45,00	1,006	1,314	1,31	
50,00	1,117	1,460	1,46	1,93
55,00	1,229	1,606	1,61	
60,00	1,341	1,753	1,75	
65,00	1,453	1,899	1,90	
70,00	1,564	2,045	2,04	
75,00	1,676	2,191	2,19	
80,00	1,788	2,337	2,34	
85,00	1,900	2,483	2,48	
90,00	2,011	2,629	2,63	
95,00	2,123	2,775	2,77	
100,00	2,235	2,921	2,92	3,17
105,00	2,347	3,067	3,07	
110,00	2,458	3,213	3,21	
115,00	2,570	3,359	3,36	
120,00	2,682	3,505	3,51	
125,00	2,794	3,651	3,65	
130,00	2,905	3,797	3,80	
135,00	3,017	3,943	3,94	
140,00	3,129	4,089	4,09	
145,00	3,241	4,235	4,24	
150,00	3,352	4,381	4,38	4,15
155,00	3,464	4,527	4,53	
160,00	3,576	4,673	4,67	
165,00	3,688	4,819	4,82	
170,00	3,799	4,965	4,97	
175,00	3,911	5,111	5,11	
180,00	4,023	5,258	5,26	
185,00	4,135	5,404	5,40	

190,00	4,246	5,550	5,55	
195,00	4,358	5,696	5,70	
200,00	4,470	5,842	5,84	5,01
205,00	4,582	5,988	5,99	
210,00	4,693	6,134	6,13	
215,00	4,805	6,280	6,28	
220,00	4,917	6,426	6,43	
225,00	5,029	6,572	6,57	
230,00	5,140	6,718	6,72	
235,00	5,252	6,864	6,86	
240,00	5,364	7,010	7,01	
245,00	5,475	7,156	7,16	
250,00	5,587	7,302	7,30	5,875
255,00	5,699	7,448	7,45	
260,00	5,811	7,594	7,59	
265,00	5,922	7,740	7,74	
270,00	6,034	7,886	7,89	
275,00	6,146	8,032	8,03	
280,00	6,258	8,178	8,18	
285,00	6,369	8,324	8,32	
290,00	6,481	8,470	8,47	
295,00	6,593	8,616	8,62	
300,00	6,705	8,763	8,76	6,875
305,00	7,064	8,909	8,91	
310,00	7,424	9,055	9,05	
315,00	7,783	9,201	9,20	
320,00	8,143	9,347	9,35	7,595
325,00	8,503	9,493	9,49	
330,00	8,862	9,639	9,64	
335,00	9,222	9,785	9,78	
340,00	9,581	10,045	10,59	9,315
345,00	9,941	10,405	11,91	
350,00	10,301	10,765	13,23	
355,00	10,660	11,124	14,55	
360,00	11,020	11,484	15,87	12,975
365,00	11,379	11,843	17,19	
370,00	11,739	12,203	18,51	
375,00	12,099	12,563	19,83	
380,00	12,458	12,922	21,15	18,275
385,00	12,818	13,282	22,47	
390,00	13,177	13,641	23,79	
395,00	13,537	14,001	25,11	
400,00	13,897	14,361	26,43	33,355

APÊNDICE B – Memorial de Cálculo

Dados de entrada

Para o solo temos:

$$v_s = 0.35;$$

$$E_s = 10.4 \text{ Mpa.}$$

Para estaca temos:

$$E_p = 15000 \text{ Mpa;}$$

$$v_p = 0.2;$$

$$d = 0.15 \text{ m;}$$

$$r_p = 0.075 \text{ m;}$$

$$L = 5\text{m}$$

$$P_{\text{eult}} = 75 \text{ kN;}$$

$$N = 4.$$

Para o radier temos:

$$v_r = 0.2;$$

$$B = 1 \text{ m;}$$

$$D = 1 \text{ m;}$$

$$C = 1\text{m;}$$

$$S_1 = 0.75 \text{ m;}$$

$$S_2 = 0.75 \text{ m;}$$

$$S_3 = 1.0606 \text{ m;}$$

$$N_h = 1.111.$$

Dados retirados dos ábacos presentes em Poulos 1980:

$$I_0 = 0.075$$

$$R_k = 1.13$$

$$R_h = 0.882$$

$$R_v = 0.948$$

$$R_G = 0.492$$

Dados provenientes da retroanálise das provas de carga de Sales (2000):

$$F_m = 0.889.$$

Planilha Auxiliar

$$G_L = \frac{10400}{2 * (1 + 0.35)} = 3851,85.$$

$$\bar{G} = \frac{10400}{2 * (1 + 0.35)} = 3581,85.$$

$$\lambda = \frac{15000000}{3851.85} = 3894,23.$$

$$\rho = \frac{3851.85}{3851.85} = 1.$$

$$\xi = \frac{3851.85}{7407.407} = 1,92.$$

$$r_m = 5\{0.25 + 1.92[2.5 * 1(1 - 0.35) - 0.25]\} = 14,47.$$

$$n = \frac{0.075}{0.075} = 1.$$

$$\zeta = \ln\left(\frac{14.47}{0.075}\right) = 5,26.$$

$$\zeta^* = 4 * 5.26 - \sum_{i=2}^4 \ln \frac{S_i}{0.075} = 13,8.$$

$$\xi^* = 1 + \frac{2}{\pi} \sum_{i=2}^4 \frac{0.075}{S_i} = 2,25.$$

$$\mu_L = \frac{5}{0.075} * \sqrt{\frac{2}{5.26 * 3894,23}} = 0.66.$$

$$K_{pg} = 4 * 3851,85 * 0.075 * \left[\frac{\frac{4 * 1}{(1 - 0.35) * 2.25} + \frac{1 * 2 * \pi * \operatorname{tgh}(0.66) * 5}{13.8 * 0.66 * 0.075}}{1 + \frac{4}{\pi * 3894.23 * (1 - 0.35) * 2.25} * \frac{\operatorname{tgh}(0.66) * 5}{0.66 * 0.075}} \right] = 33479,27.$$

$$K_r = \frac{1 * 10400}{0.947 * (1 - 0.35^2)} * 1.111 = 13904,34.$$

$$K_{pr} = \frac{33479,27 + (1 - 2 * 0.8) * 13904,34}{1 - 0.8^2 \left(\frac{13904,34}{33479,27}\right)} = 34236.80.$$

$$\beta = 1 - \frac{(1 - 0.8) * 13904,34}{33479,27 + (1 - 2 * 0,8) * 13904,34} = 88.94\%.$$

Poulos & Davis

$$P_{ult} = 4 * 0.75 = 300.$$

$$I = 0.075 * 1.13 * 0.882 * 0.948 = 0.0708.$$

Para $P \leq P_{ult}$

$$\delta = 0.0708 * 0.492 * P$$

Para $P > P_{ul}$

$$\delta = 300 * 0.0708 * 0.492 + \frac{(P - 300)}{13904,337}$$

Poulos

$$P_{ult} = \frac{75 * 4}{0.8894} = 337,24$$

Para $P \leq P_{ult}$

$$\delta = \frac{P}{34236,8}$$

Para $P > P_{ul}$

$$\delta = \frac{337,24}{34236,8} + \frac{(P - 337,24)}{13904,27}$$

Sales

$$R_G = \frac{13904,34}{(1 - 0,8894) * 34236,8} = 3,671$$

Para $P \leq P_{ult}$

$$\delta = \frac{P}{34236,8}$$

Para $P > P_{ul}$

$$\delta = 3,671 * \frac{(P - 0,889 * 337,24)}{13904,8}$$