

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,  
ARQUITETURA E URBANISMO.

ESTUDO DO COMPORTAMENTO CARGA VS RECALQUE  
DE ESTACAS RAIZ CARREGADAS À COMPRESSÃO.

Jean Rodrigo Garcia

Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

Dissertação de Mestrado apresentada à  
Comissão de pós-graduação da Faculdade de  
Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo  
da Universidade Estadual de Campinas,  
como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Mestre em Engenharia Civil, na  
área de concentração de Geotecnia.

~~Aviso~~ que essa é a versão definitiva da  
dissertação/tese.

Prof. Dr.

Matricula 28296-9 - 02106106

Campinas, SP  
Abril de 2006

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E  
URBANISMO.

ESTUDO DO COMPORTAMENTO CARGA VS RECALQUE  
DE ESTACAS RAIZ CARREGADAS À COMPRESSÃO.

Jean Rodrigo Garcia

Campinas, SP  
Abril de 2006

UNIDADE BC  
Nº CHAMADA: \_\_\_\_\_  
T/UNICAMP G165e  
V. \_\_\_\_\_ EX. \_\_\_\_\_  
TOMBO BCCL 74249  
PROC 16-145-01  
C \_\_\_\_\_ D X  
PREÇO 1,00  
DATA 19-03-01  
BIB-ID 416324

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

G165e Garcia, Jean Rodrigo  
Estudo do comportamento carga VS recalque de  
estacas raiz carregadas à compressão / Jean Rodrigo  
Garcia.--Campinas, SP: [s.n.], 2006.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de  
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo.

1. Fundações (Engenharia). 2. Mecânica do solo. 3.  
Prova de carga. 4. Recalque de estruturas. 5. Previsão.  
6. Carga axial. I. Albuquerque, Paulo José Rocha de. II.  
Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de  
Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Study of the load vs settlement behavior of root piles submitted to  
compression efforts.

Palavras-chave em Inglês: Foundation (Engineering). Soil Mechanics. Load test.  
Settlement. Forecasting. Axial load.

Área de concentração: Mestre em Engenharia Civil

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Paulo José Rocha de Albuquerque, Miriam Gonçalves Miguel e  
Enivaldo Minette

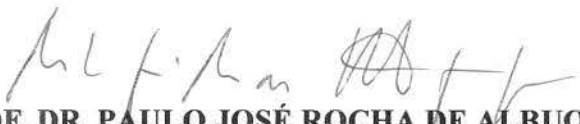
Data da defesa: 07/04/2006

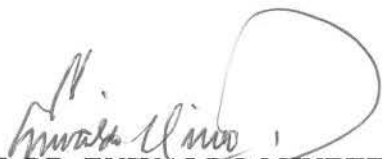
**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO CARGA VS RECALQUE DE ESTACAS RAIZ  
CARREGADAS À COMPRESSÃO**

**JEAN RODRIGO GARCIA**

**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**

  
**PROF. DR. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE**  
Presidente-Orientador – FEC-UNICAMP

  
**PROF. DR. ENIVALDO MINETTE**  
UFV

  
**PROFA. DRA. MIRIAM GONÇALVES MIGUEL**  
FEC-UNICAMP

**Campinas, 07 de abril de 2006**

200746225



À Deus pela percepção que  
me faz entender e superar as  
dificuldades da vida.

---

À minha família pelo amparo  
solicito para que mais uma  
etapa fosse concluída.

---

## **AGRADECIMENTOS**

---

Ao Professor Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, pelos ensinamentos, confiança, compreensão e amizade, ao longo do desenvolvimento do trabalho.

Ao professor Dr. David de Carvalho pelo apoio incondicional no desenvolver do trabalho.

Aos amigos e parceiros de profissão: Rogério C. R. Nogueira, Rogério Ortega, João A. Paschoalin Filho, Lóris Zucco, Elieser Laister (Votorantim Cimentos), Alexandre Vaz de Lima, Michel Rodrigues de Almeida e outros que contribuíram de alguma forma na realização deste trabalho.

Aos Técnicos do laboratório de mecânica dos solos da Engenharia Civil, Cipriano, Edson, Mayer e Reinaldo, pelo apoio solidário em todos os momentos.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq.

---

## Sumário

---

|                                                                      |     |
|----------------------------------------------------------------------|-----|
| LISTA DE FIGURAS .....                                               | I   |
| LISTA DE SÍMBOLOS.....                                               | VI  |
| LISTA DE TABELAS .....                                               | IX  |
| RESUMO.....                                                          | XI  |
| ABSTRACT.....                                                        | XII |
| 1 INTRODUÇÃO .....                                                   | 1   |
| 2 OBJETIVOS.....                                                     | 3   |
| 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....                                         | 4   |
| 3.1 <i>Estacas Raiz</i> .....                                        | 4   |
| 3.1.1 Origem e evolução.....                                         | 4   |
| 3.1.2 Estacas raiz: definição e processo executivo .....             | 5   |
| 3.1.3 Diferença entre estacas raiz e micro-estacas.....              | 7   |
| 3.2 <i>Prova de Carga Estática Instrumentada</i> .....               | 8   |
| 3.2.1 Carregamento estático.....                                     | 8   |
| 3.2.2 Instrumentação em profundidade .....                           | 9   |
| 3.2.2.1 Princípio de funcionamento .....                             | 10  |
| 3.3 <i>Capacidade de Carga Estática (<math>Q_{rup}</math>)</i> ..... | 11  |
| 3.4 <i>Extrapolação da Curva Carga vs Recalque</i> .....             | 13  |
| 3.4.1 Critério de VAN DER VEEN (1953) (modificado por Aoki) .....    | 14  |
| 3.4.2 Método da Norma (NBR - 6122 / 1996).....                       | 14  |
| 3.4.3 Método de DAVISSON (1973).....                                 | 15  |
| 3.4.4 Método de CHIN (1970).....                                     | 16  |

|         |                                                                           |    |
|---------|---------------------------------------------------------------------------|----|
| 3.4.5   | Método de DÉCOURT (1995).....                                             | 18 |
| 3.5     | <i>Previsão de recalque de estacas sob carga à compressão axial</i> ..... | 19 |
| 3.5.1   | Implicações da Interação Estaca-Solo .....                                | 20 |
| 3.5.2   | Modelo de Transferência de Carga.....                                     | 21 |
| 3.5.2.1 | Solução de MINDLIN (1936).....                                            | 22 |
| 3.5.3   | Fatores que influenciam no recalque de estacas isoladas .....             | 22 |
| 3.6     | <i>Estimativa de parâmetros e do estado de tensões</i> .....              | 26 |
| 3.6.1   | Parâmetros dos Solos.....                                                 | 27 |
| 3.6.2   | Módulo de Elasticidade .....                                              | 28 |
| 3.6.2.1 | Ensaio Pressiométrico.....                                                | 30 |
| 3.6.2.2 | Pressiômetro Autoperfurante.....                                          | 38 |
| 3.6.2.3 | Ensaio CPT (“Cone Penetration Test”).....                                 | 40 |
| 3.6.2.4 | Ensaio Dilatométrico - DMT (“Dilatometer Test of Marchetti”).....         | 44 |
| 3.7     | <i>Métodos de previsão de recalque</i> .....                              | 46 |
| 3.7.1   | Métodos Teóricos .....                                                    | 46 |
| 3.7.1.1 | Método de POULOS & DAVIS (1980).....                                      | 46 |
| 3.7.1.2 | Método de VÉSIC (1969, 1975a).....                                        | 50 |
| 3.7.1.3 | Método de AOKI & LOPES (1975).....                                        | 52 |
| 3.7.1.4 | Método de RANDOLPH & WROTH (1978) .....                                   | 56 |
| 3.7.1.5 | Método de VERBRUGGE (1986).....                                           | 60 |
| 3.7.1.6 | Método da CURVA “t-z” (modificado por PANDO et. al, 2004). .....          | 63 |
| 3.7.1.7 | Método de CASTELLI & MOTTA (2003).....                                    | 68 |
| 3.7.1.8 | Método de DÉCOURT (1995). .....                                           | 73 |
| 4       | MATERIAL E MÉTODOS .....                                                  | 76 |

|         |                                                                                                |                                      |
|---------|------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| 4.1     | <i>Campo Experimental</i> .....                                                                | 76                                   |
| 4.1.1   | Localização e aspectos gerais.....                                                             | 76                                   |
| 4.1.2   | Ensaio de caracterização do subsolo.....                                                       | 79                                   |
| 4.1.2.1 | Ensaio SPT com medidas de torque.....                                                          | 79                                   |
| 4.1.2.2 | Ensaio de Cone - CPT.....                                                                      | 82                                   |
| 4.1.2.3 | Ensaio Dilatométrico - DMT.....                                                                | 85                                   |
| 4.1.2.4 | Ensaio Pressiométrico - PMT.....                                                               | 87                                   |
| 4.1.2.5 | Ensaio de laboratório.....                                                                     | 88                                   |
| 4.2     | <i>Estacas Ensaçadas</i> .....                                                                 | 93                                   |
| 4.2.1   | Características gerais das estacas ensaiadas.....                                              | 93                                   |
| 4.2.2   | Processo Executivo.....                                                                        | 94                                   |
| 4.2.3   | Características da argamassa.....                                                              | 94                                   |
| 4.2.4   | Armadura da estaca.....                                                                        | 95                                   |
| 4.2.5   | Golpes de pressão.....                                                                         | 96                                   |
| 4.2.6   | Instrumentação.....                                                                            | 97                                   |
| 4.2.6.1 | Instalação da instrumentação.....                                                              | 97                                   |
| 4.3     | <i>Prova de Carga</i> .....                                                                    | 98                                   |
| 4.4     | <i>Conceito de Ruptura</i> .....                                                               | <b>Erro! Indicador não definido.</b> |
| 5       | APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA.....                               | 98                                   |
| 5.1     | <i>Estaca raiz "A" (<math>L = 23m</math> e <math>\phi = 0,31m</math>)</i> .....                | 99                                   |
| 5.2     | <i>Estaca raiz "B" (<math>L = 12m</math> e <math>\phi = 41\text{ cm}</math>)</i> .....         | 106                                  |
| 6       | ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DE PREVISÃO.....                                            | 114                                  |
| 6.1     | <i>Averiguação da Curva Carga vs Recalque</i> .....                                            | 114                                  |
| 6.1.1   | <i>Estaca raiz "A" (<math>L = 23\text{ m}</math> e <math>\phi = 31\text{ cm}</math>)</i> ..... | 114                                  |

|       |                                                                                                              |     |
|-------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 6.1.2 | Estaca raiz “B” ( $L = 12\text{ m}$ e $\phi = 41\text{ cm}$ )                                                | 118 |
| 6.2   | <i>Métodos para Prever o Recalque e a Curva Carga vs Recalque</i>                                            | 122 |
| 6.2.1 | Estaca raiz “A” ( $L = 23\text{ m}$ e $\phi = 31\text{ cm}$ )                                                | 123 |
| 6.2.2 | Estaca raiz “B” ( $L = 12\text{ m}$ e $\phi = 41\text{ cm}$ )                                                | 129 |
| 6.3   | <i>Análise comparativa dos resultados reais e métodos com aqueles de extrapolação da prova de carga</i>      | 135 |
| 6.3.1 | Estacas raiz “A” ( $\phi = 31\text{ mm}$ e $L = 23\text{ m}$ )                                               | 136 |
| 6.3.2 | Estacas raiz “B” ( $\phi = 41\text{ mm}$ e $L = 12\text{ m}$ )                                               | 138 |
| 6.4   | <i>Avaliação entre os resultados reais e os métodos de previsão do recalque e da curva carga vs recalque</i> | 139 |
| 6.4.1 | Estaca raiz “A” ( $\phi = 31\text{ mm}$ e $L = 23\text{ m}$ )                                                | 140 |
| 6.4.2 | Estaca raiz “B” ( $\phi = 41\text{ mm}$ e $L = 12\text{ m}$ )                                                | 142 |
| 7     | CONSIDERAÇÕES FINAIS                                                                                         | 144 |
| 8     | CONCLUSÕES                                                                                                   | 146 |
| 9     | ANEXO A                                                                                                      | 148 |
| 10    | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS                                                                                   | 152 |

## Lista de Figuras

---

|                                                                                                                                                                    |           |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <i>Figura 3.1. Reforço de fundações com estacas raiz.....</i>                                                                                                      | <i>4</i>  |
| <i>Figura 3.2. Fases de execução das estacas raiz.....</i>                                                                                                         | <i>6</i>  |
| <i>Figura 3.3. Limite de ruptura de acordo com Davisson.....</i>                                                                                                   | <i>15</i> |
| <i>Figura 3.4. Carga de ruptura de acordo com Chin (apud FELLENIUS, 1980).....</i>                                                                                 | <i>17</i> |
| <i>Figura 3.5. Solução de Mindlin (1936) para força vertical F no interior do semi-espaço homogêneo.....</i>                                                       | <i>22</i> |
| <i>Figura 3.6. Influência dos parâmetros adimensionais <math>L/d</math> e <math>K</math> no recalque de estacas isoladas em solo homogêneo (Poulos, 1989).....</i> | <i>24</i> |
| <i>Figura 3.7. Razão entre os recalques de estacas de ponta e flutuante em solo homogêneo (Poulos, 1989).....</i>                                                  | <i>25</i> |
| <i>Figura 3.8. Distribuição das tensões cisalhantes ao longo do fuste da estaca (Poulos, 1989).....</i>                                                            | <i>25</i> |
| <i>Figura 3.9. Módulos de elasticidade.....</i>                                                                                                                    | <i>28</i> |
| <i>Figura 3.10. Considerações sobre o módulo de elasticidade.....</i>                                                                                              | <i>29</i> |
| <i>Figura 3.11. Modelo do ensaio pressiométrico.....</i>                                                                                                           | <i>31</i> |
| <i>Figura 3.12. Representação de curva típica obtida em um ensaio pressiométrico.....</i>                                                                          | <i>32</i> |
| <i>Figura 3.13. Módulo de elasticidade vs deformação volumétrica específica para um solo.....</i>                                                                  | <i>34</i> |
| <i>Figura 3.14. Ilustração esquemática da determinação do volume da cavidade no ensaio pressiométrico.....</i>                                                     | <i>34</i> |
| <i>Figura 3.15. Curva típica obtida no ensaio pressiométrico auto-perfurante.....</i>                                                                              | <i>40</i> |
| <i>Figura 3.16. Ábaco para classificação do tipo de solo sedimentar (ROBERTSON &amp; CAMPANELLA, 1983).....</i>                                                    | <i>41</i> |



|              |                                                                                                                                                                                                                                                                                               |    |
|--------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 3.17. | (a) esquema analisado; (b) elemento da estaca.....                                                                                                                                                                                                                                            | 47 |
| Figura 3.18. | Parâmetros para cálculo do recalque de estaca compressível: (a) fator de deslocamento $I_0$ - camada finita ( $\nu=0,5$ ), (b) influência da compressibilidade da estaca, (c) camada de espessura finita do solo compressível, (d) coeficiente de Poisson do solo (POULOS & DAVIS, 1974)..... | 48 |
| Figura 3.19. | Parâmetros para cálculo do recalque de estaca em solo mais rijo: (a) condição $L/B = 75$ , (b) condição $L/B = 50$ , (c) condição $L/B = 25$ , (d) condição $L/B = 10$ e (e) condição $L/B = 5$ (POULOS & DAVIS, 1974).....                                                                   | 49 |
| Figura 3.20. | Distribuição de atrito.....                                                                                                                                                                                                                                                                   | 51 |
| Figura 3.21. | Dados geométricos da ponta da estaca.....                                                                                                                                                                                                                                                     | 52 |
| Figura 3.22. | Dados geométricos do fuste da estaca.....                                                                                                                                                                                                                                                     | 54 |
| Figura 3.23. | Procedimento para calcular o recalque no topo da estaca.....                                                                                                                                                                                                                                  | 55 |
| Figura 3.24. | Separação de efeitos devido ao fuste e à base da estaca (VELLOSO & LOPES, 2002).....                                                                                                                                                                                                          | 57 |
| Figura 3.25. | Tensões no elemento de solo para análise de recalque de estacas.....                                                                                                                                                                                                                          | 58 |
| Figura 3.26. | Modelo proposto para análise.....                                                                                                                                                                                                                                                             | 64 |
| Figura 3.27. | Modelo de cilindro concêntrico para análise de recalque de estacas (Adaptado de RANDOLPH & WROTH, 1978). ....                                                                                                                                                                                 | 65 |
| Figura 3.28. | Modelo de solução derivado para a previsão do recalque de uma estaca.....                                                                                                                                                                                                                     | 69 |
| Figura 3.29. | Determinação de $K_{st} \cdot D$ através de $f_s$ .....                                                                                                                                                                                                                                       | 73 |
| Figura 3.30. | Modelo proposto para representação da curva carga vs recalque para estacas de deslocamento. ....                                                                                                                                                                                              | 74 |
| Figura 3.31. | Modelo proposto para representação da curva carga vs recalque para estacas de não-deslocamento. ....                                                                                                                                                                                          | 75 |
| Figura 4.1.  | Mapa do Estado de São Paulo e localização da cidade em estudo.....                                                                                                                                                                                                                            | 76 |

|              |                                                                                                                                |            |
|--------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| Figura 4.2.  | <i>Estacas estudadas e ensaios de campo já realizados no campo experimental.....</i>                                           | <i>78</i>  |
| Figura 4.3.  | <i>Variações do <math>N_{SPT}</math> e <math>T_{res}</math> em profundidade.....</i>                                           | <i>82</i>  |
| Figura 4.4.  | <i>Variação do atrito lateral obtido no CPT pela profundidade. ....</i>                                                        | <i>84</i>  |
| Figura 4.5.  | <i>Variação da resistência de ponta obtida no CPT pela profundidade. ....</i>                                                  | <i>85</i>  |
| Figura 4.6.  | <i>Variação do <math>P_0</math> e <math>P_1</math> em profundidade.....</i>                                                    | <i>86</i>  |
| Figura 4.7.  | <i>Variação do <math>I_D</math> e <math>K_D</math> em profundidade.....</i>                                                    | <i>87</i>  |
| Figura 4.8.  | <i>Módulo de cisalhamento inicial em profundidade (FONTAINE, 2004).....</i>                                                    | <i>88</i>  |
| Figura 4.9.  | <i>Distribuição Granulométrica (CARVALHO et al., 2004).....</i>                                                                | <i>89</i>  |
| Figura 4.10. | <i>Valores de limites de Atterberg (CARVALHO et al., 2004).....</i>                                                            | <i>90</i>  |
| Figura 4.11. | <i>Índices Físicos obtidos para o Campo Experimental (CARVALHO et al., 2004).....</i>                                          | <i>91</i>  |
| Figura 4.12. | <i>Resistência à compressão, obtidos até 16m (CARVALHO et al., 2004).....</i>                                                  | <i>92</i>  |
| Figura 4.13. | <i>Parâmetros de resistência totais obtidos em ensaios triaxiais, adensado não-drenado (C.U.) (CARVALHO et al., 2004).....</i> | <i>92</i>  |
| Figura 5.1.  | <i>Curva carga vs recalque (estaca A) .....</i>                                                                                | <i>100</i> |
| Figura 5.2.  | <i>Gráfico de carga vs deformação (estaca A).....</i>                                                                          | <i>101</i> |
| Figura 5.3.  | <i>Verificação da carga dissipada em profundidade através da instrumentação.....</i>                                           | <i>103</i> |
| Figura 5.4.  | <i>Gráfico de dissipação para a carga de trabalho (<math>Q_{trab}</math>).....</i>                                             | <i>103</i> |
| Figura 5.5.  | <i>Atrito lateral unitário médio em função do deslocamento médio. ....</i>                                                     | <i>104</i> |
| Figura 5.6.  | <i>Resistência de ponta conforme Segunda Lei de Cambeftort.....</i>                                                            | <i>105</i> |
| Figura 5.7.  | <i>Gráficos dos atritos para as diversas cargas - estaca "A".....</i>                                                          | <i>106</i> |
| Figura 5.8.  | <i>Curva carga vs recalque da estaca de 12 metros.....</i>                                                                     | <i>108</i> |

|              |                                                                               |     |
|--------------|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.9.  | Verificação da carga dissipada em profundidade através da instrumentação..... | 110 |
| Figura 5.10. | Gráfico de dissipação para a carga de trabalho ( $Q_{trab}$ ).....            | 110 |
| Figura 5.11. | Saturação do atrito lateral conforme Primeira Lei de Cambeftort.....          | 111 |
| Figura 5.12. | Resistência de ponta conforme Segunda Lei de Cambeftort.....                  | 112 |
| Figura 5.13. | Gráficos dos atritos para as diversas cargas - estaca "B" .....               | 113 |
| Figura 6.1.  | Crítério de Van Der Veen (modificado por Aoki) - Estaca "A" .....             | 115 |
| Figura 6.2.  | Método da Norma (NBR - 6122 / 1996) - Estaca "A" .....                        | 116 |
| Figura 6.3.  | Método de Chin (1970) - Estaca "A" .....                                      | 116 |
| Figura 6.4.  | Método de Davisson (1973) - Estaca "A" .....                                  | 117 |
| Figura 6.5.  | Método de Décourt (1995) - Estaca "A" .....                                   | 118 |
| Figura 6.6.  | Crítério de Van Der Veen (modificado por Aoki) - Estaca "B" .....             | 119 |
| Figura 6.7.  | Método da Norma (NBR - 6122 / 1994) - Estaca "B" .....                        | 120 |
| Figura 6.8.  | Método de Chin (1970) - Estaca "B" .....                                      | 120 |
| Figura 6.9.  | Método de Davisson (1973) - Estaca "B" .....                                  | 121 |
| Figura 6.10. | Método de Décourt (1995) - Estaca "B" .....                                   | 122 |
| Figura 6.11. | Método de Poulos & Davis (1980) - Estaca "A" .....                            | 123 |
| Figura 6.12. | Método de Vésic (1969, 1975a) - Estaca "A" .....                              | 124 |
| Figura 6.13. | Aoki & Lopes (1975) - Estaca "A" .....                                        | 125 |
| Figura 6.14. | Randolph & Wroth (1978) - Estaca "A" .....                                    | 125 |
| Figura 6.15. | Método de Décourt (1995) - Estaca "A" .....                                   | 126 |
| Figura 6.16. | Método de Verbrugge (1986) - Estaca "A" .....                                 | 127 |
| Figura 6.17. | Método da curva 't-z' - modificado por Pando et. al (2004) - Estaca "A" ..... | 128 |
| Figura 6.18. | Método de Castelli & Motta (2003) - Estaca "A" .....                          | 129 |
| Figura 6.19. | Método de Poulos & Davis (1980) - Estaca "B" .....                            | 130 |

|              |                                                                               |     |
|--------------|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 6.20. | Método de Vésic (1969, 1975a) - Estaca "B" .....                              | 131 |
| Figura 6.21. | Aoki & Lopes (1975) - Estaca "B" .....                                        | 131 |
| Figura 6.22. | Randolph & Wroth (1978) - Estaca "B" .....                                    | 132 |
| Figura 6.23. | Método de Décourt (1995) - Estaca "B" .....                                   | 133 |
| Figura 6.24. | Método de Verbrugge (1986) - Estaca "B" .....                                 | 133 |
| Figura 6.25. | Método da curva 't-z' - modificado por Pando et. al (2004) - Estaca "B" ..... | 134 |
| Figura 6.26. | Método de Castelli & Motta (2003) - Estaca "B" .....                          | 135 |
| Figura 6.27. | Comparação entre cargas de ruptura - Estimada vs Real (Estaca "A") .....      | 137 |
| Figura 6.28. | Comparação entre cargas de ruptura - Estimada vs Real (Estaca "B") .....      | 138 |
| Figura 6.29. | Comparação entre os recalques previstos e reais (Estaca "A") .....            | 141 |
| Figura 6.30. | Recalque obtido através da curva carga vs recalque - Estimado vs Real .....   | 142 |

## Lista de Símbolos

---

$Q_{rup}$  - carga de ruptura;  
 $Q_{trab}$  - carga de trabalho;  
 $\Delta$  - recalque;  
 $\sigma$  - tensão de deformação;  
 $\tau$  - tensão de cisalhamento no fuste;  
 $\rho$  - massa específica do solo;  
 $\gamma_s$  - peso específico do solo;  
 $\nu$  - coeficiente de Poisson;  
 $\mu$  - micro ( $10^{-6}$ );  
 $\varepsilon$  - strain;  
 $\phi^\circ$  - ângulo de atrito do solo;  
 $\delta$  - ângulo de atrito entre solo-estaca;  
 $\alpha$  - Coeficiente de correção do  $f_{SPT-T}$ ;  
 $\sigma'_v$  - Tensão vertical efetiva média ao longo do fuste da estaca (kPa);  
 $\sigma_{ad}$  - Tensão de pré-adensamento (kPa);  
 $\phi$  - diâmetro da estaca;  
 $a_f$  - coeficiente em função do tipo de estaca (PHILIPPONAT, 1978);  
 $r_l$  - fator de influência do deslocamento vertical devido a uma carga (Poulos & Davis, 1968);  
 $\phi_t$  - Diâmetro interno do tubo galvanizado (mm);  
 $\tau_{max}$  - Tensão de cisalhamento máxima no fuste (kPa);  
 $\alpha_s$  - coeficiente em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1978);  
 $\alpha_{ss}$  - fator de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste;  
 $\sigma_z$  - tensão vertical (kPa);  
 $A$  - área da secção transversal da estaca ( $m^2$ );

$A_l$  - área lateral da estaca (m<sup>2</sup>);  
 $A_p$  - área da ponta da estaca (m<sup>2</sup>);  
 $c$  - coesão do solo (kPa);  
 $C_a$  - adesão estaca / solo (kPa);  
 $C_c$  - índice de compressão;  
 $C_f$  - coeficiente para cálculo de recalque (VÉSIC, 1977);  
 $C_p$  - coeficiente para cálculo de recalque (VÉSIC, 1977);  
 $E$  - estaca escavada;  
 $e$  - índice de vazios do solo;  
 $E_c$  - módulo de elasticidade da estaca (kPa);  
 $E_e$  - módulo de elasticidade da estaca (GPa);  
 $E_n$  - módulo de elasticidade da nata de cimento (kPa);  
 $f_c$  - atrito lateral local (CPT);  
 $f_{c28}$  - resistência à compressão do concreto aos 28 dias (MPa);  
 $f_{ck}$  - resistência à compressão característica do concreto (MPa);  
 $f_s$  - atrito lateral unitário (kPa);  
 $f_u$  - atrito unitário na ruptura (kPa);  
 $G$  - módulo de cisalhamento do solo (kPa);  
 $G_0$  - módulo de cisalhamento inicial do solo (kPa);  
 $h$  - profundidade da camada semi-infinita (m);  
 $IP$  - índice de plasticidade (%);  
 $K$  - rigidez da estaca como peça estrutural;  
 $L$  - comprimento da estaca embutida no solo (m);  
 $n$  - porosidade do solo (%);  
 $N_c$  - fator de capacidade de carga (Terzaghi);  
 $N_c$  - fator de Terzaghi;  
 $N_c$  - média do número de golpes do SPT, 0,5m acima e abaixo da ponta da Estaca;  
 $N_{qi}$  - fator de capacidade de carga (Terzaghi);  
 $N_{SPT}$  - número de golpes do SPT;  
 $N_p$  - número de golpes médios do SPT, imediatamente acima e abaixo da ponta da estaca;  
 $R^2$  - coeficiente de correlação estatístico;

$r$  - raio da estaca (m)

$R_l$  - parcela de resistência por atrito lateral (kN)

$S$  - deslocamento total da estaca (mm)

$S_\infty$  - deslocamento da estaca em um meio semi-infinito (mm)

$S_e$  - deslocamento devido ao encurtamento elástico da estaca (mm)

$T_{\max}$  - torque máximo do SPT (kgf.m);

$T_{\text{res}}$  - torque residual do SPT (kgf.m);

$w$  - umidade natural do solo (%);

$y_1$  - deslocamento necessário para esgotar a resistência por atrito numa dada secção da estaca (mm);

$\Delta_{sB}$  - acréscimo do recalque da ponta da estaca ;

$\Delta Q$  - incremento de carga;

$Q_{uu}$  - carga correspondente a um valor de rigidez nulo;

$\infty$  - infinito;

$R$  - rigidez de uma fundação;

$S$  - recalque.

LCPC - Method of Laboratoire Central des Ponts et Chaussees (Método do Laboratório Central de Pontes e Pavimentos).

## Lista de Tabelas

---

|                                                                                                                                                                |           |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <i>Tabela 3.1. Pontos notáveis da curva carga vs recalque de estacas de deslocamento.....</i>                                                                  | <i>20</i> |
| <i>Tabela 3.2. Valor do Coeficiente de Buisman (modificado de BARATA, 1970).....</i>                                                                           | <i>30</i> |
| <i>Tabela 3.3. Correlações entre módulo pressiométrico e <math>N_{SPT}</math> (ROCHA FILHO, 1989).....</i>                                                     | <i>36</i> |
| <i>Tabela 3.4. Correlações entre o módulo pressiométrico e o <math>N_{SPT}</math> para solos residuais. ....</i>                                               | <i>37</i> |
| <i>Tabela 3.5. Correlações entre o módulo pressiométrico e o <math>N_{SPT}</math> para areias (apud ROCHA FILHO, 1989).....</i>                                | <i>37</i> |
| <i>Tabela 3.6. Valores do módulo pressiométrico de acordo com o tipo de solo. ....</i>                                                                         | <i>38</i> |
| <i>Tabela 3.7. Coeficientes da correlação entre o módulo de elasticidade <math>E</math> e <math>q_c</math> (FONSECA, 1996).....</i>                            | <i>43</i> |
| <i>Tabela 3.8. Relação entre tipo de solo e o parâmetro <math>I_d</math> (SCHMERTMANN, 1988).....</i>                                                          | <i>44</i> |
| <i>Tabela 3.9. Valores de <math>C_p</math>.....</i>                                                                                                            | <i>51</i> |
| <i>Tabela 3.10. Valores de <math>\xi</math>.....</i>                                                                                                           | <i>54</i> |
| <i>Tabela 3.11. Valores de <math>\eta</math> (adaptada de LOPES et al., 1993).....</i>                                                                         | <i>60</i> |
| <i>Tabela 3.12. Determinação de recalques nos pontos em consideração.....</i>                                                                                  | <i>74</i> |
| <i>Tabela 4.1. Influência das propriedades de solos granulares na resistência à penetração.....</i>                                                            | <i>79</i> |
| <i>Tabela 4.2. Valores de <math>N_{SPT}</math>, <math>T_{m\acute{a}x}</math> e <math>T_{res}</math>. (CARVALHO et al., 2004). ....</i>                         | <i>81</i> |
| <i>Tabela 4.3. Valores de <math>f_s</math> (kPa) e <math>q_c</math> (MPa) (CARVALHO et al., 2004).....</i>                                                     | <i>83</i> |
| <i>Tabela 4.4. Valores de <math>P_0</math>, <math>P_1</math>, <math>I_D</math> e <math>K_D</math> do Dilatômetro de Marchetti (CARVALHO et al., 2004).....</i> | <i>85</i> |
| <i>Tabela 4.5. Valores do módulo de elasticidade e Cisalhamento do solo (FONTAINE, 2004).....</i>                                                              | <i>87</i> |
| <i>Tabela 4.6. Índices físicos (CARVALHO et al., 2004).....</i>                                                                                                | <i>90</i> |



|              |                                                                                        |     |
|--------------|----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 4.7.  | Valores obtidos na curva de Compactação .....                                          | 93  |
| Tabela 4.8.  | Características geométricas das estacas.....                                           | 93  |
| Tabela 4.9.  | Dados técnicos considerados.....                                                       | 94  |
| Tabela 4.10. | Consumo de material por “Traço” .....                                                  | 94  |
| Tabela 4.11. | Resultados dos ensaios à compressão dos corpos de provas (a 89 dias).....              | 95  |
| Tabela 4.12. | Dimensionamento da armadura da estaca .....                                            | 96  |
| Tabela 4.13. | Níveis de leitura da instrumentação.....                                               | 98  |
| Tabela 5.1.  | Resultados obtidos através da prova de carga (Estaca “A”).....                         | 99  |
| Tabela 5.2.  | Valores obtidos através da instrumentação instalada em vários níveis (estaca “A”)..... | 101 |
| Tabela 5.3.  | Resultados obtidos através da prova de carga (Estaca “B”).....                         | 107 |
| Tabela 5.4.  | Valores da carga em cada nível instrumentado (kN) .....                                | 109 |
| Tabela 6.1.  | Características e resultados obtidos para as estacas “A” e “B”.....                    | 136 |
| Tabela 6.2.  | Características de carga e recalque, reais e estimados (Estaca “A”).....               | 136 |
| Tabela 6.3.  | Características de carga e recalque, reais e estimados (Estaca “B”).....               | 138 |
| Tabela 6.4.  | Previsão da Capacidade de carga e recalque associado. ....                             | 139 |
| Tabela 6.5.  | Resumo dos resultados aferidos. ....                                                   | 140 |
| Tabela 6.6.  | Resumo dos resultados previstos e estimados.....                                       | 142 |
| Tabela 9.1.  | Valores de $I$ dependendo do diâmetro da estaca .....                                  | 148 |
| Tabela 9.2.  | Valores de $K$ dependendo da condição do solo .....                                    | 148 |
| Tabela 9.3.  | Valores de $\alpha_p$ .....                                                            | 150 |
| Tabela 9.4.  | Valores de $\alpha_s$ .....                                                            | 150 |
| Tabela 9.5.  | Valores de $\alpha_f$ .....                                                            | 151 |

## Resumo

---

Nesta pesquisa analisa-se o comportamento da curva carga vs recalque de estaca isolada carregada à compressão, através do emprego de métodos de previsão. Foram ensaiadas duas estacas raiz, uma com 23m de comprimento e 31cm de diâmetro, e outra com 12m de comprimento e 41cm de diâmetro, no intuito de atribuir o comportamento da interação solo-estaca, a um ou outro fator característico do elemento de fundação. Para isso, foram realizadas provas de carga do tipo lenta. O subsolo local é composto por solo proveniente de diabásio, constituído basicamente de duas camadas, a primeira de argila silto-arenosa (0 a 6,5m de profundidade) e a segunda de silte argilo-arenoso (6,5-23m de profundidade), ambas as camadas são predominantes da região de Campinas (SP) e de grande parte das regiões sul e sudeste do Brasil.

A prova de carga foi instrumentada de maneira a se obter os dados do mecanismo de transferência de carga e de deslocamento em profundidade. Dessa forma, obteve-se o valor da carga de ruptura, bem como, da respectiva carga admissível ( $Q_{adm}$ ), através da completa solicitação por atrito lateral e por resistência de ponta, apresentados pela interação do sistema solo-estaca, ou convencionando-se uma ruptura em função de um recalque limite ou ainda de critérios de ruptura física, como o método da rigidez (Décourt), Chin e outros.

De maneira geral, analisa-se, de maneira crítica, os métodos de previsão de recalque e de curva carga vs recalque, comparando os resultados reais com os previstos, através dos métodos teóricos e empíricos para o recalque do elemento fundação quando submetido à carga admissível estimada ( $Q_{adm}$ ) e para a curva carga vs recalque. Dessa forma, pretende-se chegar a algum entendimento sobre a interação solo-estrutura e seu modelo de transferência de carga para o solo.

## Abstract

---

In this research, the behavior of the curve load versus settlement of loaded isolated pile to the compression is analyzed, through forecast methods. Two root piles had been assayed, one with 23m of length and 31 cm of diameter, and the other with length of 12 m and 41 cm of diameter, in order to attribute the behavior of the interaction ground-pile to one or another characteristic factor of the foundation element. For this, load tests of the slow type had been carried out. The local subsoil is composed of ground of diabásio, consisting basically of two layers: the first one of silt-sandy clay (6,5m - 23m of depth) and second silt clay-sandy (6,5 - 23m of depth), both layers are predominant in the region of Campinas (SP) and in a great part of the southern and southeastern regions of Brazil.

The load test was instrumented to get the data of the mechanism of transference of load and displacement in depth. Thus, the value of the rupture load was obtained, as well as the respective permissible load ( $Q_{adm}$ ), through the complete request for lateral attrition and tip resistance, presented by the interaction of the ground-pile system or stipulating a rupture related to a stress limit or still of criteria of physical rupture, as the method of the rigidity (Décourt), Chin and others.

In general, the methods of forecast of settlement and curve load versus stresses are analysed in a critical way, by comparing the real results with the foreseen ones, through theoretical by empirical methods for the settlement of the foundation element when submitted to the esteemed permissible load ( $Q_{adm}$ ) and for the curve load versus settlement. Therefore, there is the intention to come to an agreement about the ground-structure interaction and its model of load transference to the ground.

# 1 Introdução

---

As estacas do tipo raiz surgiram na década de 1950 quando o engenheiro italiano, Fernando Lizzi, em Nápoles, Itália, desenvolveu um processo inédito de confecção de estacas injetadas, denominado de estaca raiz (“Pile Radice”).

Devido ao processo diferenciado de execução, esse tipo de estaca possibilita obter algumas vantagens em relação aos demais processos de escavação existentes, dependendo das condições locais e das peculiaridades do solo em que será executada. Por apresentar eficácia no desempenho como elemento de fundação, as estacas raiz ou injetadas possuem grande aplicabilidade nas obras geotécnicas, tais como: estabilização de encostas, paredes de contenção para proteção de escavações, reforço de fundações, fundação de estruturas “off-shore”, fundação de máquinas, além de muitas outras.

Segundo **SODRÉ (1994)**, a utilização de estacas injetadas faz-se necessário, principalmente, em grandes centros urbanos, no qual têm-se muitas restrições para instalação de estacas, tais como:

- Locais de difíceis condições de acesso por equipamentos de grandes dimensões.
- Vibrações causadas pelo equipamento de instalação da estaca que possam causar danos às construções vizinhas;
- Restrições de barulho quando instaladas próximas a hospitais, escolas, etc...

O emprego de estacas injetadas se faz cada vez mais freqüente, por atender às restrições(supra mencionadas), e dentre as estacas injetadas, a estaca raiz é a que apresenta menor relação custo/carga. Isto porque, é a que necessita de equipamentos mais simples, de execução simplificada e, portanto, de mais fácil controle e rapidez na instalação (**CABRAL, 1986**).

O emprego de tal técnica, embora recente no Brasil, tem sido bastante explorada nos últimos anos pelas empresas de fundações e pelas instituições de pesquisa, através de estudo sobre a técnica de execução e previsão do comportamento desta estaca. Espera-se que o estudo mais detalhado de previsão e controle dos recalques resultantes dos efeitos dos carregamentos na interação do sistema solo-estrutura, sejam melhor compreendidos, podendo-se comparar os resultados do caso particular com os métodos teóricos e

empíricos de previsão de recalques. Dessa forma, melhor se poderá compreender os detalhes intervenientes no desempenho das estacas raiz, os quais estejam, porventura, influenciando o comportamento da curva carga vs recalque e, assim, contribuir no elenco dos trabalhos mais representativos e qualitativos existentes na literatura.

## 2 Objetivos

---

Os objetivos deste trabalho partem da necessidade de melhor compreender as possíveis causas que distanciam as previsões teóricas dos resultados práticos, iniciando com a determinação dos itens abaixo:

- Previsão da curva carga vs recalque das estacas raiz;
- Verificação da carga de ruptura do elemento de fundação;
- Previsão do recalque para carga de trabalho prevista;
- Comparação do recalque associado às cargas de trabalho, estimado e real;
- Análise do comportamento das parcelas de resistência de ponta e do atrito lateral.

Assim, através de comparações entre as determinações práticas e de previsão, pretende-se estabelecer as vantagens da previsão do comportamento, da carga de ruptura e do recalque para a carga admissível obtidos para este tipo de fundação em particular.

### 3 Revisão Bibliográfica

---

#### 3.1 Estacas Raiz

##### 3.1.1 Origem e evolução

O pioneirismo do procedimento de execução de estacas escavadas injetadas surgiu na primeira metade da década do ano de 1950 por **LIZZI (1970)**, na Itália, sendo denominado pelo autor como “*pali radice*” (estaca raiz). Primeiramente, este modelo de estaca foi utilizado como reforço de fundação e melhoramento de solos moles, idealizando-se, dessa forma em, criar com as mesmas um reticulado de estacas inclinadas em várias direções de modo a obter blocos de “solo armado”, com processo de dimensionamento semelhante aos casos de fundações diretas (figura 3.1).

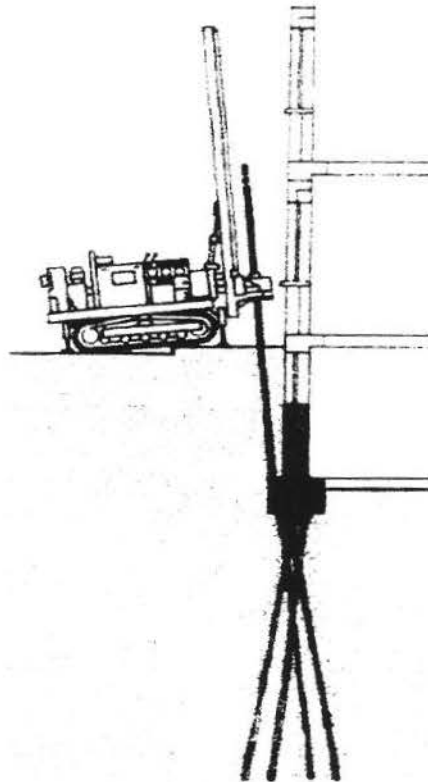


Figura 3.1. Reforço de fundações com estacas raiz

A partir da década de setenta, já expirada a patente, passou a ser usada e comercializada por diversas empresas não só como reforço de fundação e melhoramento do solo, mas também como nova técnica de fundação, com a concepção de elemento estrutural individual, empregando-se diâmetros entre 10 e 20 cm e armaduras constituídas por uma ou mais barras em forma de feixe com espaçador (quando o diâmetro do fuste  $\leq$  15 cm) (PRESA & POUSADA, 2004).

No Brasil a estaca raiz foi introduzida a partir de meados da década de setenta e, atualmente, são aplicadas tanto em reforço de fundação como em obras novas.

Através das atualizações e correções das denominações existentes, verifica-se que “estacas raiz” é reservada para fundações que se aplicam injeções de ar comprimido no topo da estaca imediatamente após a moldagem do fuste com argamassa de cimento e concomitantemente com a remoção do revestimento e quando usam-se baixas pressões ( $< 0,5$  MPa).

### 3.1.2 Estacas raiz: definição e processo executivo

É uma estaca de pequeno diâmetro concretada *in loco*, cuja perfuração é realizada por rotação ou rotopercussão, em direção vertical ou inclinada. Essa perfuração se processa com um tubo de revestimento e o material escavado é eliminado continuamente, por uma corrente fluida (água, lama bentonítica ou ar) que, introduzida através do tubo, reflui pelo espaço entre o tubo e o terreno. Completada a perfuração, coloca-se a armadura ao longo da estaca, concretando-se à medida que o tubo de perfuração é retirado (Figura 3.2).

A argamassa é constituída de areia e cimento, sendo acrescida ou não de aditivos fluidificantes adequados para cada caso. A concretagem é feita através de um tubo de injeção introduzido até o fundo da futura estaca, por onde é injetada a argamassa, dosada com 600 kg de cimento por metro cúbico de areia, com relação água/cimento de 0,4 a 0,6.

Durante o processo de ancoragem o furo permanece revestido. Quando o tubo de perfuração está posto é montado um tampão em sua extremidade superior e se extrai a coluna de perfuração aplicando-se, ao mesmo tempo, golpes de ar comprimido.



Assim, a composição e a consistência do aglomerado que é utilizado na fabricação da argamassa, a armação longitudinal, o processo de perfuração e o emprego de ar comprimido na concretagem, em conjunto, concorrem para conferir à estaca uma adequada resistência estrutural e ótima aderência ao terreno, o que garante uma elevada capacidade de carga.

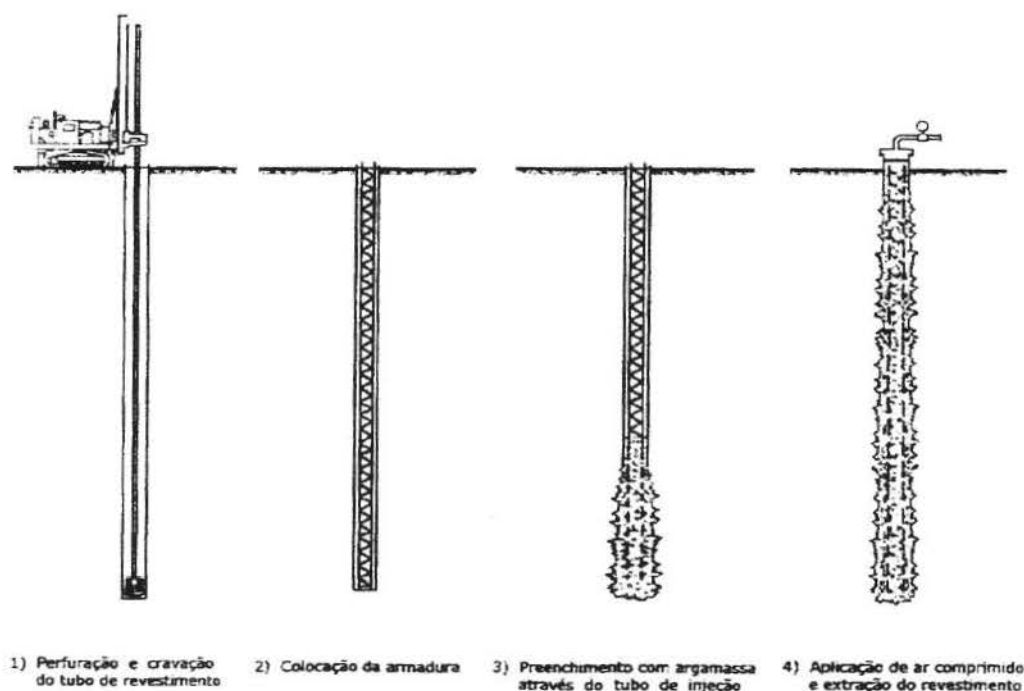


Figura 3.2. *Fases de execução das estacas raiz*

O processo executivo das estacas raiz pode ser resumido da seguinte forma:

A execução do furo, por rotação de coroa com auxílio de circulação de água, que é introduzida pelo interior da perfuratriz e retorna à superfície entre a face externa do tubo de perfuração e a face interna do tubo de revestimento (ou parede do furo nos trechos sem revestimento); os tubos vão sendo emendados por rosca à medida que a perfuração avança;

Colocação da armadura, após concluída a perfuração e realizada a limpeza do furo por circulação, de água é colocada a armadura (barras longitudinais com estribos - confecção tipo “gaiola”) ou com “pastilhas”, para garantir o cobrimento;

Preenchimento com argamassa, após a colocação da armadura é feita a injeção da argamassa através do tubo de injeção (de aço ou PVC rígido), de baixo para cima até que

a argamassa extravase na superfície, garantindo a retirada da água ou eventual resto da lama para fora;

Aplicação de pressão de ar comprimido, durante a extração do revestimento e após ter completado o preenchimento com argamassa, faz-se o rosqueamento do tampão metálico na extremidade superior do revestimento e, em seguida, aplicam-se os golpes de pressão de ar.

### 3.1.3 Diferença entre estacas raiz e micro-estacas

Sob a denominação genérica de estacas injetadas ou estacas escavadas injetadas englobam-se diversas variantes de estacas moldadas *in loco* mediante injeção de calda ou argamassa de cimento que podem ser englobadas em dois tipos de sistemas distintos: a) estacas raiz e b) microestacas (Pressoancoragens).

As principais diferenças entre estacas injetadas e as demais são:

- Podem ser executadas com maiores inclinações (0 a 90°);
- Possuem maior densidade de armadura que as outras estacas de concreto;
- Sua carga admissível ( $Q_{rup}/F.S.$ ) resulta basicamente da parcela resistente de atrito lateral.

As vantagens do modelo executivo de estacas injetadas, no caso, estacas raiz, para execução e acessibilidade, são:

- em áreas de dimensões reduzidas;
- em locais de difícil acesso;
- em solos com presença de matacões, rocha ou concreto;
- em solos onde existem “cavernas” ou “vazios”;
- em reforços de fundações;
- para contenção lateral de escavações;
- em locais onde haja necessidade de ausência de ruídos ou de vibrações;
- quando são expressivos os esforços horizontais transmitidos pela estrutura às estacas de fundação (muros de arrimo, pontes, carga de vento, etc.);

- quando existe esforço de tração a solicitar o topo das estacas (ancoragem de lajes de subpressão, pontes rolantes, torres de linha de transmissão, etc.).

Apesar de várias vantagens, sua utilização pode ser inviabilizada pelo seu custo relativamente elevado.

Segundo **PRESA & POUSADA (2004)**, com equipamentos de pequeno porte usados em condições difíceis de reforço de fundação, alcançaram-se produtividades da ordem de 10 a 30m / turno, enquanto que, com equipamentos de grande capacidade pode-se atingir excelentes produtividades de até 50 a 100m / turno.

## 3.2 Prova de Carga Instrumentada

### 3.2.1 Carregamento estático

A **NBR 12.131/91** cita que: “...na execução da prova de carga, a estaca é carregada até a ruptura ou, ao menos, até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho. A critério do projetista o ensaio pode ser realizado”:

- Com carregamento lento;
- Com carregamento rápido.

“Os recalques correspondentes a estes dois tipos de ensaios podem ser diferentes e sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado.”

O ensaio de carregamento lento seria mais vantajoso em relação à acurácia dos resultados, pois para cada estágio de carga, aguarda-se a estabilização dos recalques.

A **NBR 12.131/91** estabelece que o ensaio de carregamento lento consiste em seguir as seguintes prescrições:

O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:

- A carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para estaca ensaiada;
- Em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30 minutos;

- Em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, fazendo-se leituras decorridos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 min;
- A estabilização dos carregamentos é determinada através da avaliação do desempenho da curva tempo vs deslocamento, sendo admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos  $t$  e  $t/2$  correspondem a, no máximo, 5% do deslocamento ocorrido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual, até o tempo “ $t$ ”);
- Não sendo atingida a ruptura da estaca, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento;
- O descarregamento deve ser feito em, no mínimo, quatro estágios. Cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos. O tempo mínimo de cada estágio é de 15 min;
- Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até sua estabilização.

### 3.2.2 Instrumentação em profundidade

A utilização de instrumentação ao longo do fuste de estacas possibilita a medida, em cada estágio do carregamento, dos valores de resistência lateral e de ponta. Dessa forma, pode-se apurar com mais exatidão, como ocorre a dissipação da carga em profundidade na camada de solo. Para garantir a correta aquisição eletrônica dos dados, deve-se dispor de mão-de-obra técnica especializada na instalação da instrumentação e na aquisição dos dados obtidos.

Para obtenção dos valores reais de tensões e deformações, deve-se fazer uso das formulações teóricas existentes apresentadas por **COSTA NUNES & FERNANDES (1982)**. Embasados em suas observações, comentam a importância do uso da instrumentação em provas de carga, visando o conhecimento da mobilização na resistência de ponta e lateral. Segundo os autores, “A distribuição da carga transmitida por uma estaca ao solo circunvizinho, tanto pela resistência de ponta como lateral, constitui

um elemento decisivo para solução de problemas bastante difíceis numa formulação teórica rigorosa em mecânica dos solos”.

**ALBIERO (1993)**, durante abordagem do emprego de fundações no interior do Estado de São Paulo, recomenda o aumento do número de provas de carga instrumentadas em vários tipos de fundações.

Apesar de constatada a eficiência da instrumentação, através dos excelentes resultados quando da sua utilização em provas de carga, ainda é pouco empregada pelas empresas ligadas à Geotecnia, restringindo-se basicamente as instituições de pesquisa. Isso ocorre principalmente por se utilizar equipamento e materiais de alto custo que podem inviabilizar economicamente seu uso comercial.

### 3.2.2.1 Princípio de funcionamento

Segundo **ALBUQUERQUE (2001)**, o extensômetro elétrico de resistência é um elemento sensível que relaciona pequenas variações de dimensão com variações equivalentes em sua resistência elétrica. Associado a instrumentos especiais (transdutores), possibilita a medida de pressão, tensão, força e aceleração.

O princípio de funcionamento apresenta a deformação ( $\epsilon$ ) causada em determinada parte da secção transversal da estaca de área ( $A$ ) devido a um carregamento. Esta deformação é fornecida pelos extensômetros elétricos de resistência. Para chegar ao valor da força que proporcionou a respectiva deformação, faz-se o uso da Lei de Hooke apresentada na equação 1:

$$F = E_e \cdot \epsilon \cdot A \quad (1)$$

Em que:

$E_e$  - módulo de elasticidade da estaca;

$\epsilon$  - deformação associada à carga aplicada;

$A$  - área da secção transversal da estaca.

A ponte de Wheatstone (completa) é o circuito mais utilizado com extensômetros elétricos de resistência, tanto para medidas de deformações estáticas como dinâmicas. Este tipo de circuito permite eliminar, com facilidade, a influência da temperatura e flexão, desde que se faça a montagem adequada.

Os extensômetros elétricos são considerados uma ferramenta indispensável para aquisição precisa dos dados em prova de carga de estacas, principalmente por apresentar as seguintes características:

- Elevada precisão de medida;
- Eficiente resposta dinâmica;
- Linearidade constante;
- Pode ser utilizado imerso em água ou em atmosfera de gás corrosivo, desde que se faça o tratamento adequado;
- Possibilidade de se efetuar medidas à distância, etc.

Estas características fazem com que o extensômetro elétrico de resistência tenha ampla aplicação em estudos experimentais.

Os cuidados e a importância desta técnica podem ser compreendidos pelo fato de que, quando se instala a instrumentação na estaca, antes da concretagem, pode haver perda de 10 a 20% dos instrumentos (DYSLI, 1983). ALBUQUERQUE (2001) apresenta uma técnica para instrumentação e instalação de barras instrumentadas em fundações profundas que reduz para próximo de zero a perda da instrumentação.

Para obter sucesso na aquisição dos resultados, pela instrumentação durante a prova de carga é imprescindível que se tome os devidos cuidados na confecção e instalação dos extensômetros.

### 3.3 Capacidade de Carga Estática ( $Q_{rup}$ )

A capacidade de carga estática é a capacidade da fundação resistir, sob carregamento vertical, pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo do fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas sob sua ponta. Dessa forma, a capacidade de carga pode ser definida como sendo a soma das resistências lateral e de ponta da estaca.

A Norma **NBR 6122/96** define a carga admissível com sendo: “A carga sobre uma estaca ou tubulão isolado a qual provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento de fundação”. Portanto, deve-se analisar a

segurança em relação à perda da capacidade de carga e aos recalques sob as cargas de serviço.

Para o cálculo da capacidade de carga (estática) de uma estaca utilizam-se fórmulas, métodos estáticos, que baseiam na mobilização de toda a resistência ao cisalhamento estática do solo. Os métodos podem ser subdivididos em:

- Métodos racionais ou teóricos: são aqueles que utilizam soluções de capacidade de carga e parâmetros do solo;
- Métodos semi-empíricos: são aqueles que se baseiam em ensaios *in situ* de penetração (SPT, CPT, SPT-T, DMT e PMT).

Pode-se, com base em métodos empíricos que consideram a classificação das camadas atravessadas pela estaca ou tubulão, determinar a capacidade dos mesmos.

Segundo **ALONSO (1989)**, a capacidade de carga de uma estaca é obtida como o menor dos dois valores, entre:

- Resistência estrutural do material da estaca; e
- Resistência do solo que lhe dá suporte (elemento de fundação).

Segundo **DE BEER (1988)** existem dois tipos de ruptura, a física e a convencional. A primeira pode ser definida como o limite da razão entre o acréscimo do recalque da ponta da estaca ( $\Delta s_B$ ) pelo incremento de carga ( $\Delta Q$ ), tendendo ao infinito.

$$Q_{uu} = Q \text{ para } \Delta s_B / \Delta Q = \infty$$

A ruptura convencional  $Q_{uc}$  é definida como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta (ou do topo) da estaca de 10% de seu diâmetro, no caso de estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argila, e de 30 % de seu diâmetro, no caso de estacas escavadas em solos granulares.

**DÉCOURT (1996a)** propôs definir a ruptura física de fundações em geral com base no conceito de rigidez. Define-se rigidez de uma fundação ( $R$ ), a relação entre a carga a ela aplicada e o recalque produzido pela aplicação dessa carga. Define-se ruptura física ( $Q_{uu}$ ) como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nulo.

$$Q_{uu} = \text{limite de } Q \text{ quando } s \rightarrow \infty \text{ e, portanto } R = Q / s \rightarrow 0$$



### 3.4 Extrapolação da Curva Carga vs Recalque

A forma da curva carga vs recalque, segundo **CORRÊA (1988)**, será o resultado da interação solo-estaca, tanto do atrito lateral quanto da ponta, e se constitui na medida final do comportamento da estaca. Nesta curva carga vs recalque, pode-se reconhecer três fases distintas: a primeira reflete certa proporcionalidade entre cargas e recalques; a segunda corresponde a uma deformação visco-plástico em que a velocidade de carregamento exerce grande influência sobre os recalques; e a terceira corresponde à definição da carga de ruptura.

Segundo **DECÓURT (1998)**, as verificações experimentais de capacidade de carga apresentam resultados em termos de gráficos carga vs recalque, onde a inexistência de condições claras de ruptura na curva carga vs recalque mostra-se ser a regra geral.

Sobre a definição da carga de ruptura, **CORRÊA (1988)** cita que na maior parte dos casos não existe um colapso visível da fundação e não se caracteriza uma carga de pico (o aumento da carga  $P$  provoca aumento progressivo dos recalques não caracterizando uma carga de ruptura bem definida).

Como as provas de carga, geralmente, não são levadas até a ruptura física, surge a necessidade de limitar um valor de carga para o uso da fundação. Deste modo, inúmeros especialistas desenvolveram métodos de extrapolação da curva carga vs recalque para provas de carga interrompidas antes da ruptura do sistema de fundação, impossibilitando obter a carga limite que a fundação resiste.

Com base nos conceitos para determinação da curva carga vs recalque de estacas, alguns critérios foram propostos no intuito de predizer o comportamento da curva característica da interação solo-estrutura, ou de simular curvas a partir de determinado ponto, que por alguma razão, não se pôde chegar à carga de ruptura. Dentre os vários critérios existentes na literatura, ressalta-se: **NBR 6122 / 1996**, **VAN DER VEEN (1953)**, **CHIN (1970)**, **DAVISSON (1973)**, **VERBRUGGE (1986)** E **DECÓURT (1995)**.



### 3.4.1 Critério de VAN DER VEEN (1953) (modificado por Aoki)

O método proposto pelo autor é uma representação da curva carga vs recalque, dada pela seguinte expressão:

$$Q = Q_u \cdot (1 - e^{-\alpha S}) \quad (2)$$

onde:

$Q$  = carga aplicada no topo da estaca (kN);

$Q_u$  = carga última correspondente à assíntota vertical da curva (kN);

$S$  = deslocamento correspondente à carga  $Q$  (mm);

$\alpha$  = coeficiente que define a forma da curva.

A equação 2 foi reescrita por Nelson Aoki resultando na equação 3:

$$\sigma_i = \sigma_r \cdot [1 - e^{-(\alpha \cdot r + b)}] \quad (3)$$

Onde:

$r$  é o recalque;

$b$  é o ponto de intersecção com o eixo das ordenadas no gráfico de tensão e deformação.

### 3.4.2 Método da Norma (NBR - 6122 / 1996)

A NBR 6122/1996 preconiza que, nos casos em que não se obteve a ruptura da estaca (elemento de fundação) por algum tipo de limitação, como por exemplo, sistema de reação inadequado, ou quando apesar de obtido um recalque considerável, ainda sim, não se tem uma ruptura nítida na curva carga vs recalque. Conclui-se que nestes casos deve-se empregar a equação 4 para obter-se a extrapolação da curva:

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (4)$$

$\Delta_r$  = recalque de ruptura convencional;

$P_r$  = carga de ruptura convencional;

$L$  = comprimento da estaca (cm);

$A$  = área da seção transversal da estaca (cm<sup>2</sup>);

$E$  = módulo de elasticidade da estaca;

D = diâmetro da estaca em cm.

### 3.4.3 Método de DAVISSON (1973)

DAVISSON (1973) define a ruptura convencional (ruptura admitida para um determinado recalque normalizado) em uma prova de carga estática como a carga que corresponde a um recalque igual a:

$$\Delta = \frac{P \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{120} + 3,8\text{mm} \quad (5)$$

Onde:

P = carga aplicada;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade da estaca;

D = diâmetro da estaca (mm).

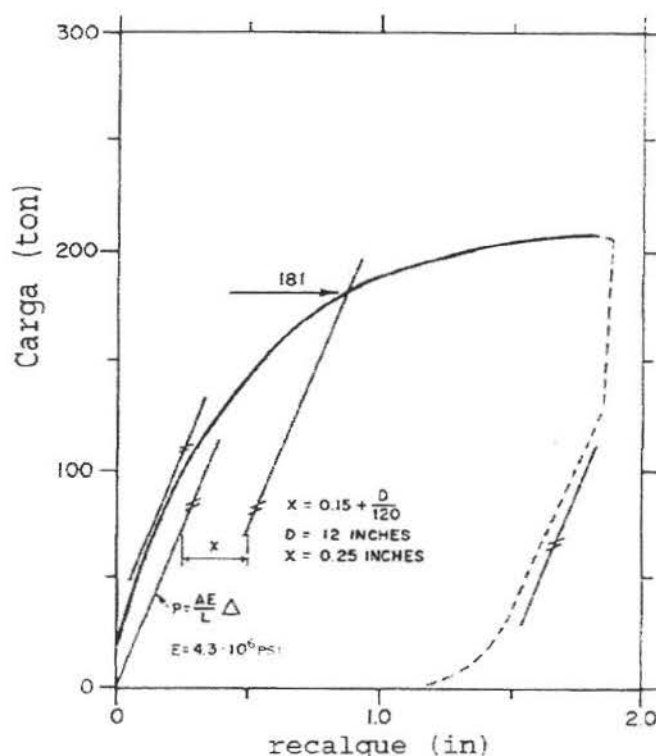


Figura 3.3. Limite de ruptura Davisson (1973).

Na figura 3.3 tem-se um exemplo da aplicação do método de Davisson e, na equação 5, verifica-se que o deslocamento do topo da estaca na ruptura é igual à compressão estática mais o deslocamento de ruptura da ponta.

#### **3.4.4 Método de CHIN (1970)**

Na figura 3.4 tem-se o método proposto por **CHIN (1970 e 1971) apud FELLENIUS (1980)** para estacas sob a carga de trabalho gerada por **KONDNER (1963)**. O método assume que a curva carga vs recalque quando próximo da carga de ruptura é da forma hiperbólica. Pelo método de Chin, cada valor da carga é divisor para cada valor correspondente de recalque e o valor resultante é plotado em função do recalque. Na figura 3.4, depois de uma variação inicial, os valores traçados assumem uma linha reta. O inverso do coeficiente angular do trecho reto é a carga de ruptura.

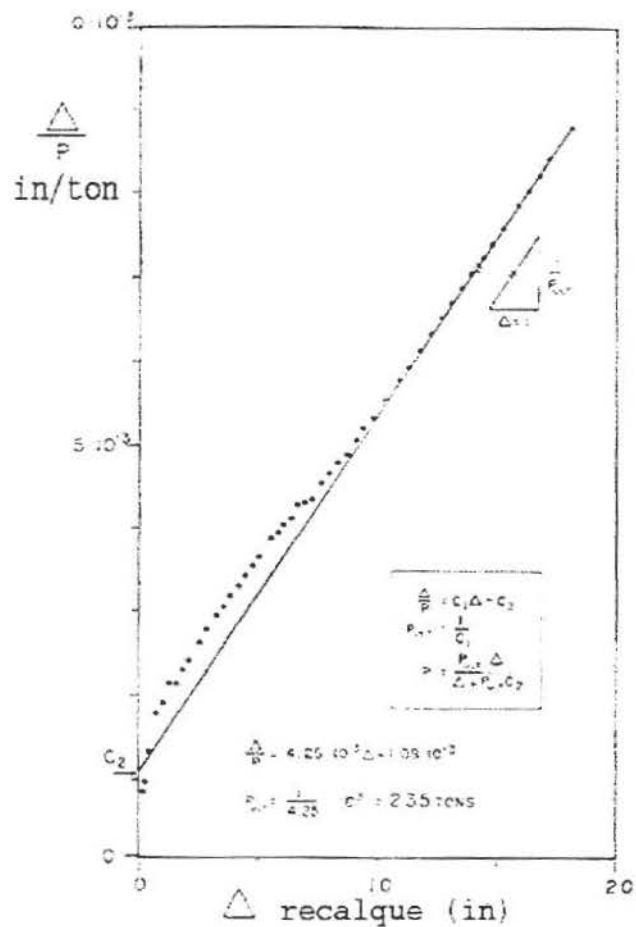


Figura 3.4. Carga de ruptura de acordo com Chin (1970) (apud FELLENIUS, 1980).

As equações apresentadas são utilizadas na determinação da carga de ruptura, com conseqüente determinação da curva carga vs recalque:

$$\frac{\Delta}{P} = C_1 \cdot \Delta + C_2 \quad (6)$$

Onde:

$\Delta$  = recalque;

$P$  = carga aplicada; e

$C_1$  e  $C_2$  = constantes da equação 6;

$$P_{ult} = \frac{1}{C_1} \quad (7)$$

Onde:

$P_{ult}$  = Carga de ruptura.

$$P = \frac{P_{ult} \cdot \Delta}{\Delta + P_{ult} \cdot C_2} \quad (8)$$

Desta forma, dois pontos determinarão uma reta e um terceiro ponto na mesma reta confirma o alinhamento. No método de Chin quando se aplica o método precocemente nos resultados da prova de carga. Normalmente, a linha reta correta não inicia até que a carga do ensaio passe o limite de ruptura. Como na escala, a carga de ruptura de Chin é aproximadamente 20 a 40% maior do que o limite de Davisson. Quando não for este o caso, é aconselhável fazer uma análise mais crítica em todos os dados da prova de carga.

O método de Chin é aplicável às provas de carga rápidas e lentas, desde que o tempo de aplicação dos incrementos seja constante.

### 3.4.5 Método de DÉCOURT (1998)

Também conhecido como método da rigidez, este método faz uso dos valores reais para averiguar a carga de ruptura e estimar a curva carga vs recalque, mostrando-se bastante simples e eficaz quanto à sua utilização e precisão.

Deve-se examinar o aspecto da curva Rigidez (RIG) x Carga (Q). Duas são as situações possíveis. A primeira é o caso de fundações que se rompem, o que na prática é restrito ao atrito lateral de estacas em geral e a capacidade de carga de estacas de deslocamento. Nesses casos, os pontos formam uma linha reta. Analisa-se então, as diversas equações de regressão linear possíveis (3 pontos, 4 pontos, "n" pontos) e escolhe-se a que melhor se ajusta (maior valor de  $R^2$ ). A intersecção com o eixo das abcissas "x" define a carga de ruptura física. Uma segunda situação é o caso de fundações que não se rompem, como, por exemplo, sapatas e bases de estacas escavadas. Observa-se claramente que a curva que melhor se ajusta é do tipo log-log. Fica claro que há uma assíntota sub-horizontal, o que significa que praticamente não irá se atingir o eixo dos "x".

Observa-se neste método que, mesmo que a prova de carga tenha sido interrompida prematuramente, é possível traçar a curva carga vs recalque na sua totalidade.

### 3.5 Previsão de recalque de estacas sob carga à compressão axial

A determinação dos recalques de estacas, sujeitas, a carregamento axial, verificados a curto e longo prazo, quando das aplicações das cargas, é, ainda hoje, um campo aberto às pesquisas. Os métodos de cálculo de recalques propostos pelos especialistas que se dedicam ao assunto não deram solução definitiva a esse problema.

Segundo **ALBUQUERQUE et al. (2001)**, a estimativa do recalque do topo de uma estaca é muito importante para qualquer projeto de fundações, pois a carga de trabalho ( $Q_{trab}$ ) é também função dos recalques que a estrutura pode tolerar.

Os estudos realizados até o momento possibilitam a determinação do recalque ou formas para que seja possível atingir tal objetivo. Dentro desse contexto surgiram várias propostas para se avaliar o recalque de estacas isoladas ou em grupo.

As propostas existentes para a previsão dos recalques de fundações de edificações são as somatórias de: a) recalques imediatos; b) recalques diferidos ou de adensamento primário; c) recalques secundários (**VARGAS, 1978**).

Algumas propostas estudadas ao longo destes anos de pesquisa objetivaram desenvolver formulações, algumas com elevado grau de complexibilidade para previsão de recalques, dificultando a aplicação de alguns métodos para a finalidade desejada. Muitas vezes, as considerações adotadas para a interpretação dos recalques de fundações são intrínsecas ao princípio que rege o método empregado. Alguns modelos baseiam-se na Teoria da Elasticidade, principalmente nas equações de Mindlin.

Há trabalhos empíricos que foram desenvolvidos ao longo dos anos que relacionam a intensidade do recalque ao tipo de solo, à intensidade da carga (em relação à carga última  $Q_u$ ) e a análise do ponto de vista de cada autor, como mostra a tabela 3.1.

*Tabela 3.1. Pontos notáveis da curva carga vs recalque de estacas de deslocamento*

| Tipo de solo | Nível de carga | Recalque                | Autor                |
|--------------|----------------|-------------------------|----------------------|
| Argila       | 85% de $Q_u$   | $2,4 \cdot \delta_{50}$ | Torstensson (1973) * |
| Argila       | 100% de $Q_u$  | $4,0 \cdot \delta_{50}$ | Torstensson (1973) * |
| Areia        | 75% de $Q_u$   | $2,0 \cdot \delta_{50}$ | Sellgren (1985) *    |
| Areia        | 85% de $Q_u$   | $2,5 \cdot \delta_{50}$ | De Beer (1988)       |
| Areia        | 100% de $Q_u$  | $5,0 \cdot \delta_{50}$ | Sellgren (1985) *    |

\* Apud Hansbo (1994)

DÉCOURT (1991b), após analisar diversos resultados de provas de carga em estacas de deslocamento, sugere que para cargas não superiores a  $Q_{rup} / 2$ , o recalque  $s$ , na maioria dos casos, estará entre 2,0 e 6,0mm.

Neste trabalho, estima-se o recalque para a carga de trabalho ( $Q_{trab}$ ), denominado  $\delta_{50\%}$ , visto que, as fundações são projetadas e dimensionadas de acordo com o valor desta carga.

### 3.5.1 Implicações da Interação Estaca-Solo

Durante a execução e instalação de fundações por diversas metodologias executivas, a interação com o solo adjacente à futura estaca é bastante perturbadora. De maneira que, torna-se extremamente complexo o entendimento do comportamento dessa fundação, pois não se tem mais o solo nas mesmas condições conhecidas anteriormente à execução da fundação.

Pode-se ocasionar nesta fundação algumas mudanças em seu comportamento, no entanto, deve-se ressaltar alguns fatores que influem no recalque, sendo eles:

- recalques imediatos, aqueles em que à medida que são aplicados incrementos de carga obtém-se diretamente valores de recalque;
- recalques devido ao adensamento do solo, os quais ocorrem em longos períodos de tempo;
- recalques estruturais, inclusive do próprio elemento de fundação;

- caso ocorram recalques diferenciais, considerados os mais danosos à estrutura, estes implicarão em redistribuição das cargas da estrutura e conseqüente mudança no estado de tensões aplicadas ao solo.

Ressalta-se que, a grande dificuldade no entendimento do comportamento carga vs recalque de fundações, encontra-se na não-linearidade dos fatores que compõem o recalque.

### 3.5.2 Modelo de Transferência de Carga

São várias as analogias adotadas para tentativas de previsão dos recalques de fundações por estacas, sendo uma delas a análise comparativa com o dimensionamento estrutural de um pilar. Dessa maneira tenta-se compreender o sistema de transferência de carga de modo a definir a forma de como quando ocorre o equilíbrio entre as forças solicitantes e as resistentes ao longo do elemento de fundação.

Existem alguns estudos os quais propõem soluções gráficas e analíticas para compreensão dos fenômenos de transferência de carga no interior da massa de solo, de tal sorte que se possa prever a curva carga vs recalque a ser obtida através das medições efetuadas pelos medidores de deformação do material durante a prova de carga. Dos métodos existentes, aqueles que são baseados na solução de **MINDLIN (1936)** apresentam resultados satisfatórios para previsão do recalque.

**PANDO et. al. (2004)** propõe uma curva de transferência de carga, a qual pode ser obtida usando os dados do ensaio *in situ* do CPT sísmico (SCPT). Descobriu-se que as previsões que usam as curvas de transferência de carga, baseadas no modelo hiperbólico convencional, são mais rígidas do que as medidas obtidas em campo. Dessa forma, acredita-se que este fato possa estar relacionado com a degradação mais lenta do módulo de cisalhamento ( $G$ ). Esta taxa de degradação não é considerada apropriada quando se usa o módulo de cisalhamento inicial ( $G_0$ ) com muito baixas deformações como valor inicial de referência.



### 3.5.2.1 Solução de MINDLIN (1936)

Para o caso de uma força vertical unitária aplicada no interior do semi-espço homogêneo à profundidade  $c$ , **MINDLIN (1936)** obteve a seguinte solução analítica para os campos de tensão e de deslocamentos verticais em um ponto qualquer do meio elástico (Figura 3.5).

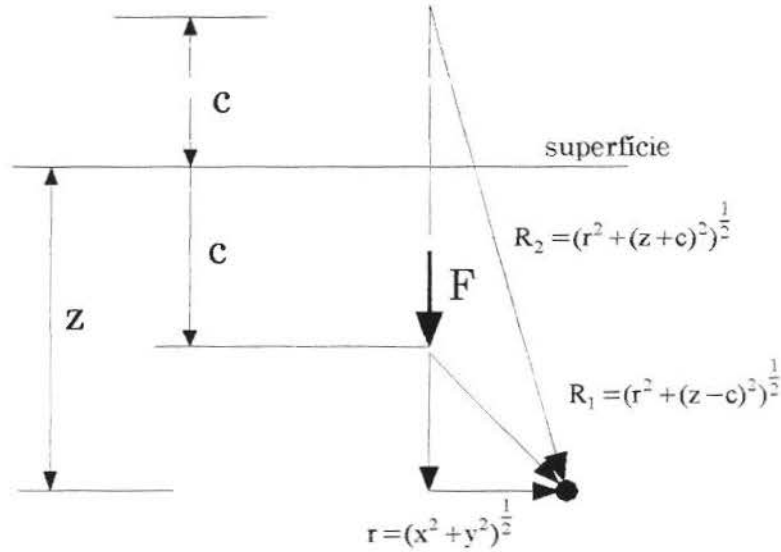


Figura 3.5. Solução de Mindlin (1936) para força vertical  $F$  no interior do semi-espço homogêneo.

$$\sigma_z = \frac{-F}{8\pi(1-\nu)} \left[ \frac{-(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z+c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z+c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \right] \quad (9)$$

$$\rho_z = \frac{F}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{(3-4\nu)}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (10)$$

### 3.5.3 Fatores que influenciam no recalque de estacas isoladas

A análise do comportamento não-linear do solo tem sido levada em consideração por vários autores. Os parâmetros do solo, tais como, módulo de cisalhamento e módulo de elasticidade parecem exercer grande influência no comportamento tensão-deformação do elemento de fundação.

No geral, o comportamento de uma estaca é influenciado por inúmeros fatores, tais como as características da estaca, o comportamento mecânico não linear do solo, e pela

influência de fatores tecnológicos e de instalação. Um procedimento útil para avaliar estes e outros fatores no ensaio é a retro-análise dos resultados das provas de carga estática executadas em estaca isolada. Partindo-se do conhecimento dos parâmetros do solo. Assim, o comportamento da curva carga vs recalque pode ser previsto e os valores da rigidez operacional podem ser avaliados (**BERARDI & BOVOLENTA, 2005**).

O segundo os autores acima, os valores da tensão de rigidez podem ser definidos ensaiando-se o solo ou usando-se a função de rigidez de redução proposta na literatura. Os valores são geralmente expressos por curvas de  $G/G_0$  como uma função de  $\gamma$  (tensão de cisalhamento). Um valor comum da tensão de cisalhamento para o solo ao redor da estaca é avaliado e uma curva de degradação satisfatória é escolhida de acordo com o tipo de solo, permitindo-se, então, que a determinação da curva carga vs recalque seja calculada por um processo de iteração.

Segundo **PANDO et al. (2004)** é fundamental o conhecimento do módulo de cisalhamento inicial do solo ( $G_0$ ) para um maior entendimento na percepção da não-linearidade do mesmo, principalmente quando se utiliza um valor muito baixo de resistência como referência inicial. A estimativa destes parâmetros pode ser feita a partir de ensaios como o CPT, o qual se tornou extremamente usual na prática geotécnica em muitos países.

O uso do modelo hiperbólico modificado é necessário para se incorporar a rápida redução do módulo de cisalhamento secante observado quando valores muito baixos de solicitação de  $G_0$  de medições de CPT sísmico são usados como referência inicial (**PANDO et. al, 2004**).

Apesar das considerações feitas anteriormente, ressalta-se que existem vários fatores que podem influenciar o recalque de estacas isoladas. Como exemplo, pode-se citar **POULOS (1989)**:

- O índice de esbeltez da estaca, também conhecida como razão de embutimento, ou seja, a razão entre o seu comprimento e o diâmetro ( $L/d$ );
- O fator de rigidez  $K$ , também denominado rigidez relativa da estaca, definido por:

$$K = \frac{E_P \cdot R_A}{E} \quad (11)$$

Onde,

$R_A$  - índice de área (projeto / real);

$E_p/E$ , a razão entre o módulo de elasticidade do solo na base da estaca  $E_p$  (estaca) e o módulo ao longo do fuste da estaca  $E$ ;

De acordo com a figura 3.6, para o caso de uma estaca flutuante em um meio elástico homogêneo, o recalque diminui na medida em que  $L/d$  e  $K$  aumentam.

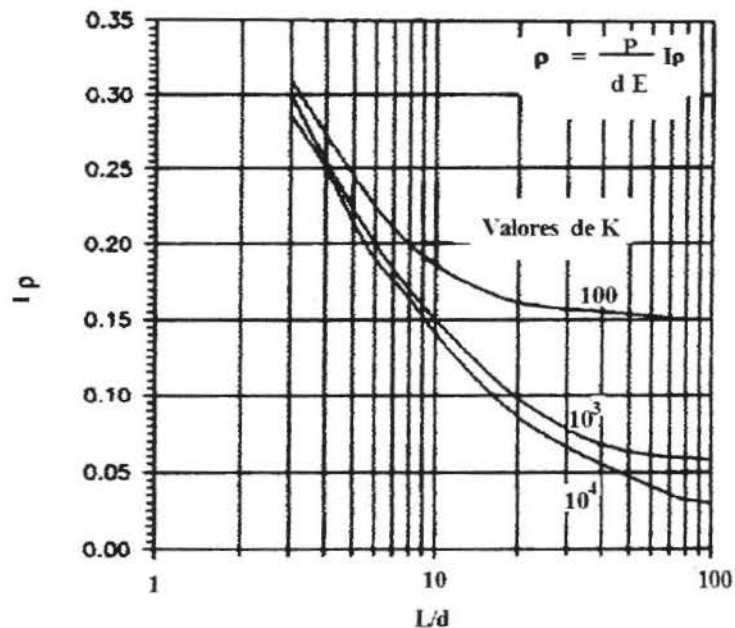


Figura 3.6. *Influência dos parâmetros adimensionais  $L/d$  e  $K$  no recalque de estacas isoladas em solo homogêneo (Poulos, 1989).*

Em outra circunstância, o recalque de uma estaca não é, entretanto, significativamente influenciado pela razão  $E_b/E$  no caso de uma estaca relativamente esbelta e/ou compressível, conforme indicado na figura 3.7.

Pode-se observar na figura 3.7 que, para valores de  $L/d > 50$ , a redução no recalque devido à presença do estrato de apoio é inferior a 40%. Conseqüentemente, neste caso, para se obter uma redução significativa no valor do recalque, um aumento no diâmetro e/ou na rigidez da estaca é muito mais aconselhável do que apoiá-la sobre um estrato rígido. Isto é justificado pela parcela mínima de carga transferida para a ponta, pois praticamente toda a carga é absorvida pelo solo ao longo do fuste da estaca.

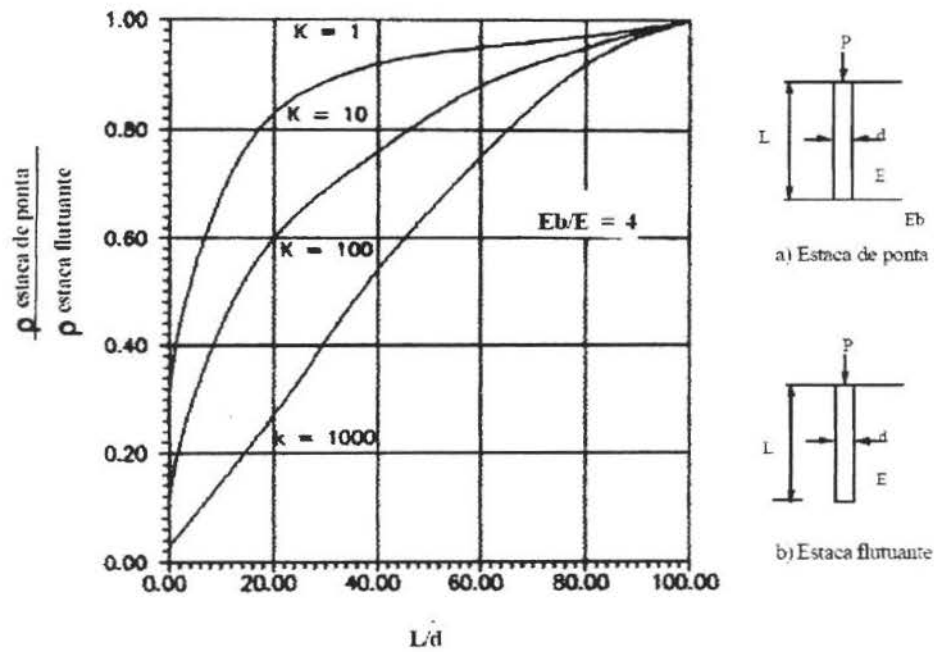


Figura 3.7. Razão entre os recalques de estacas de ponta e flutuante em solo homogêneo (Poulos, 1989).

Um exemplo da influência da distribuição do módulo de elasticidade com a profundidade no cálculo do recalque e na transferência de carga é dado pela figura 3.8.

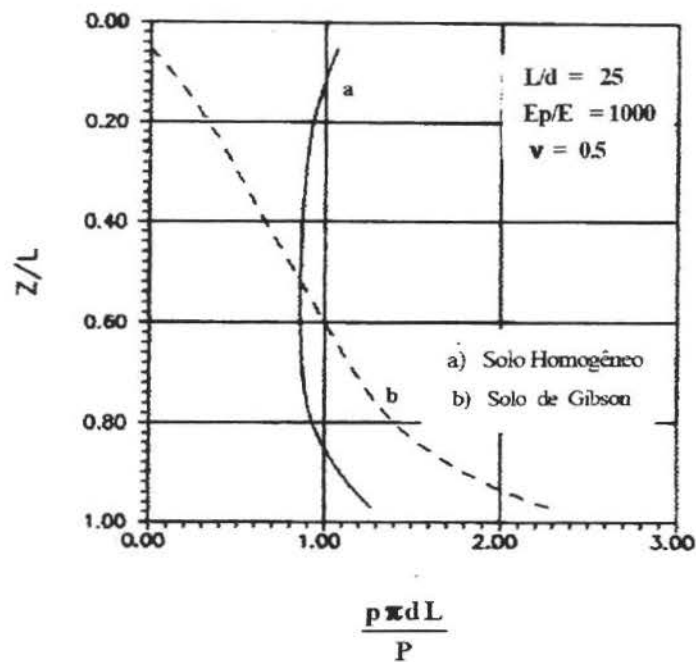


Figura 3.8. Distribuição das tensões cisalhantes ao longo do fuste da estaca (Poulos, 1989).

No caso onde o perfil de solo apresenta um crescimento linear do módulo de elasticidade com a profundidade (solo de Gibson), a distribuição das tensões cisalhantes também cresce linearmente, enquanto que no caso de um solo homogêneo esta distribuição é relativamente uniforme.

Verifica-se que os parâmetros que compõem os materiais envolvidos (solo e estaca) na análise de fundações exercem grande influência no comportamento da curva carga vs recalque. Desta forma, verifica-se que o módulo de elasticidade exerce relevante influência na determinação e / ou previsão dos recalques que um elemento de fundação pode sofrer.

### 3.6 Estimativas de parâmetros e do estado de tensões

Durante a instalação de uma estaca em um terreno tem-se várias incógnitas, dentre elas, verifica-se que, durante o processo executivo de estacas raiz, podem ocorrer mudança no estado de tensões próximo à estaca e amolgamento de uma fina camada ao redor da mesma.

Esse amolgamento causa modificação das características de resistência do solo em torno da estaca. Não é possível quantificar com exatidão qual será a variação dos parâmetros do material amolgado, mas é possível estimar os parâmetros de resistência antes da instalação e considerar os efeitos depois da instalação através de coeficientes empíricos que deverão englobar, dentro de uma margem de segurança, os efeitos da perda de resistência promovido pelo processo de instalação da estaca. Nota-se, que as metodologias para previsão de capacidade de suporte de estacas estão sempre baseadas nas características mecânicas e parâmetros do material antes da instalação da estaca como elemento de fundação.

O conhecimento dos parâmetros do solo e do estado de tensões é fator imprescindível para o correto entendimento e eficaz previsão do comportamento de um elemento de fundação. Das várias possibilidades de se estimar as características físico-mecânicas do solo, verifica-se que existem vários fatores intervenientes para obter resultados confiáveis.

Segundo **LEHANE & FAHEY (2004)**, estabelece-se que devido à dificuldade de se obter amostras não perturbadas de areia, para a determinação em laboratório dos parâmetros de rigidez, deve-se confiar nos ensaios “*in situ*”.

Para a estimativa do módulo de cisalhamento inicial, pode-se fazê-lo a partir das medidas de velocidade de onda cisalhante e das resistências laterais e de ponta da estaca **PANDO et. al (2004)**.

Existem inúmeras correlações que procuram determinar de forma empírica parâmetros geotécnicos a partir de ensaios de campo. Essas formulações normalmente não possuem nenhum fundamento teórico, e sendo totalmente empíricas. Além de serem oriundas da literatura internacional, a qual trata do comportamento do solo de clima temperado que apresenta comportamento bastante distinto quando comparado ao solo de clima tropical, quer seja pela sua origem pedogenética, quer seja pela sua origem intempérica.

### **3.6.1 Parâmetros dos Solos**

Vários são os parâmetros do solo que são imprescindíveis para a solução de problemas geotécnicos e que, no entanto, não necessitam serem determinados através de ensaios específicos realizados em laboratório. Com o emprego de ensaios realizados diretamente *in situ* pode-se determinar alguns parâmetros, talvez não com o grau de precisão que um ensaio de laboratório poderia oferecer, porém com maior rapidez. Os ensaios *in-situ* oferecem análises com maior garantia de que o estado de tensões, assim como as características originais da macroestrutura do solo tenham menor perturbação no momento em que esteja sendo realizado o ensaio.

A realização de coletas de amostras, indeformadas ou não, mostra-se normalmente dispendiciosa, exceto para as amostras indeformadas se forem retiradas em grandes profundidades. Para este serviço de amostragem, demanda-se tempo e utilização de mão-de-obra especializada, a qual normalmente é contratada para este serviço.

Pela maneira como as amostras indeformadas são coletadas, apesar da mão-de-obra ser tecnicamente capaz, podem ser facilmente perturbadas, de tal modo que não possam mais serem consideradas como uma amostra representativa daquele solo.

O intuito da aplicação de ensaios de campo, neste caso, os ensaios de cone, pressiômetro e dilatômetro, é o de viabilizar as estimativas do módulo de elasticidade, módulo de cisalhamento, dentre outros parâmetros que possam ser determinados através de correlações empíricas a partir dos resultados dos ensaios supra-citados.

Dentre os parâmetros que se mostram mais relevantes com relação à determinação e interpretação do comportamento não-linear do recalque de fundações, ressalta-se os módulos de elasticidade ( $E$ ) e o módulo de cisalhamento inicial ( $G_0$ ).

### 3.6.2 Módulo de Elasticidade

A curva tensão vs deformação de um solo tem a forma indicada na figura 3.9. No trecho inicial dessa curva existe proporcionalidade entre tensão e deformação (reta 1). A inclinação dessa reta denomina-se módulo de elasticidade tangente inicial, para diferenciá-la da reta 2, a qual é denominada módulo tangente para uma dada pressão  $\sigma$ . A inclinação da reta 3, denominada módulo secante, é usada quando se pretende dar tratamento linear a uma função não linear, através de cálculos iterativos de tal sorte que as coordenadas  $\sigma_A$  e  $\epsilon_A$  do ponto A, calculados pelo módulo secante, coincidam com os da curva real.

Para o caso específico desta pesquisa, utiliza-se o módulo secante para os cálculos das deformações e para os casos onde for necessário o seu emprego.

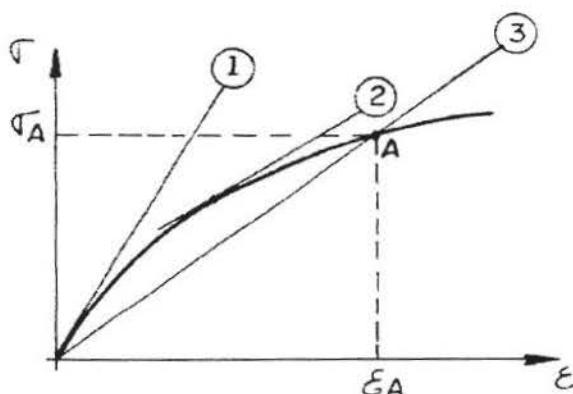


Figura 3.9. Módulos de elasticidade.

Na figura 3.10a mostra-se, esquematicamente, como varia a curva  $\sigma \times \varepsilon$  e, portanto, os módulos de elasticidade, com a pressão confinante; e, na figura 3.10b tem-se a variação, quando se permite ou não a drenagem durante o carregamento.

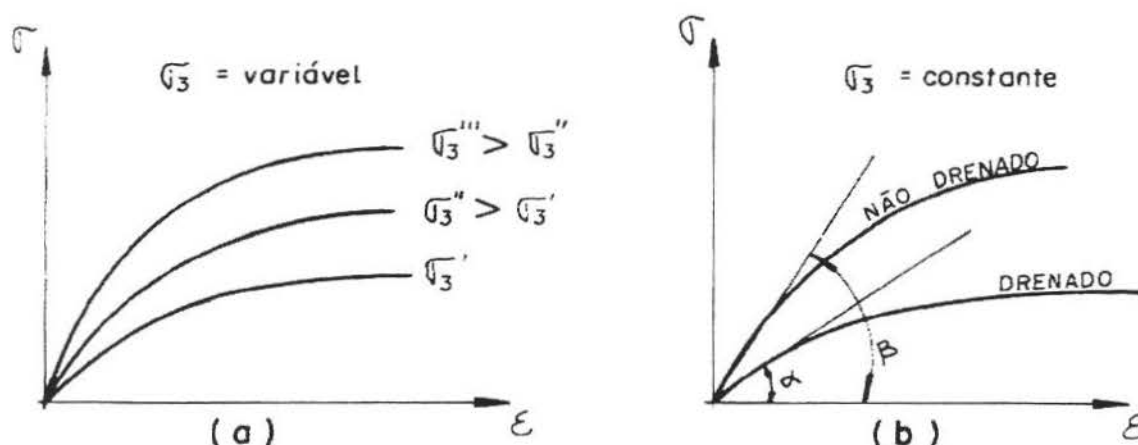


Figura 3.10. Considerações sobre o módulo de elasticidade

Uma correlação entre o módulo de elasticidade  $E_u = \arctg(\beta)$  (não-drenado) e  $E = \arctg(\alpha)$  (drenado) é apresentado por **BARATA (1986)**.

$$E_u = \frac{3}{2 \cdot (1 + \bar{e})} \cdot E \quad (12)$$

Em que:

$E_u = 1.000 C_u$  (argilas inorgânicas)

$E_u = 100 C_u$  (argilas orgânicas)

$C_u$  = coesão não-drenada (metade da resistência à compressão simples).

Uma correlação análoga entre o módulo de elasticidade drenado  $E$  e o módulo de adensamento  $E_{ad}$  é:

$$E = \left(1 - \frac{2 \cdot \bar{e}^2}{1 - \bar{e}}\right) \cdot E_{ad} \quad (13)$$

O módulo de elasticidade drenado  $E$  pode ser correlacionado com a resistência à ruptura do solo (resistência de ponta do ensaio CPT). Para solos não saturados ou de



compressibilidade rápida, essa correlação pode ser obtida de maneira direta, pela expressão:

$$E = a \cdot q_c \quad (14)$$

Em que “a” é uma constante denominada coeficiente de Buisman.

*Tabela 3.2. Valor do Coeficiente de Buisman (modificado de BARATA et al, 1970)*

| Tipo de solo                                                                                                       | Coeficiente de Buisman |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|
| Argila areno-siltosa (“porosa”)<br>(solo residual de basalto, ao natural)<br>(Refinaria do Planalto, Campinas, SP) | 5,20 - 9,20            |

Os ensaios de campo de mecânica dos solos, usualmente empregados, tais como: pressiômetro, cone de penetração estática e dilatômetro de Marchetti podem contribuir consideravelmente na obtenção de parâmetros que possibilitem a determinação do módulo de elasticidade. No entanto, ressalta-se que em todos os ensaios supracitados, o módulo estimado previamente à execução da fundação pode não refletir as novas condições do estado de tensões a que o solo foi submetido, quer pelo método executivo das estruturas de fundações, quer pelo alívio de tensões e pela interação solo com material da estaca.

#### 3.6.2.1 Ensaio Pressiométrico

O ensaio pressiométrico destaca-se pela sua portabilidade e alta adaptabilidade aos diversos tipos de perfis de solo, além de permitir a obtenção direta dos parâmetros de resistência e deformação do solo. Este equipamento é relativamente caro e difícil de operar. Ressalta-se que o pressiômetro Ménard é um dispositivo simples, fácil de transportar, operar e calibrar e que, por ser produzido industrialmente, está menos sujeito às adulterações nas suas características do que o SPT.

Seu princípio básico consiste na expansão de uma cavidade cilíndrica no maciço de solo, com o objetivo de medir as propriedades de deformação e a tensão de ruptura do material (Figura 3.11). Na prática, o ensaio consiste na execução de um furo de sondagem

até a profundidade desejada inserindo-se, então, a sonda pressiométrica na qual são aplicadas pressões em incrementos e medidas as variações volumétricas correspondentes.

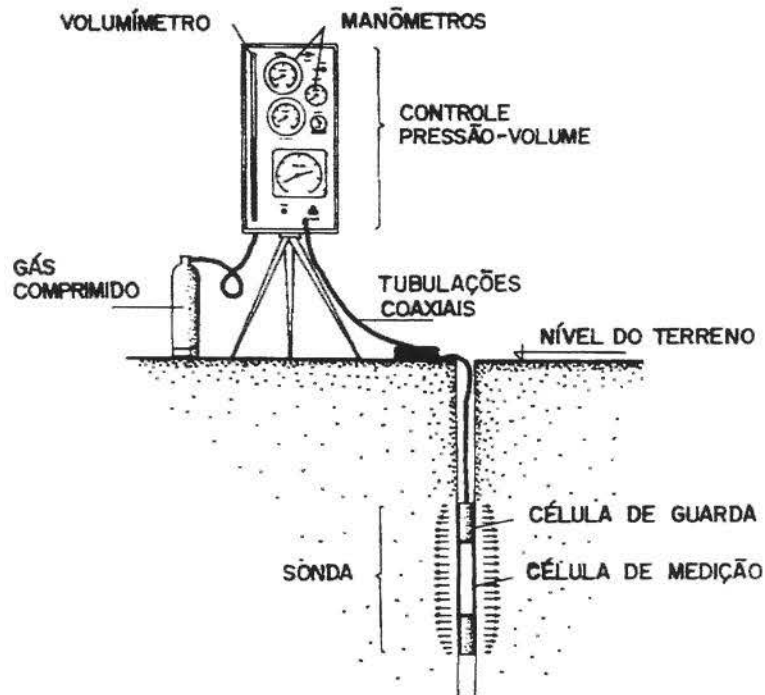


Figura 3.11. *Modelo do ensaio pressiométrico*

A sonda pressiométrica possui, normalmente, três cilindros ou câmaras superpostas. As câmaras do topo e do fundo têm como função principal impedir a possibilidade de deformações longitudinais (conforme figura 3.11) da célula de medição (célula central) em virtude do seu comprimento finito. Assim, uma situação de deformação plana é simulada e a interpretação dos resultados do ensaio pode ser feita com base em formulação da teoria da elasticidade linear sob condições de deformação plana.

Com os dados obtidos, plota-se a curva pressão vs variação volumétrica, conforme figura 3.12. Observando-se a forma da curva, nota-se que a mesma apresenta três fases distintas:

A primeira fase corresponde ao recarregamento do solo amolgado, adjacente às paredes do furo, até a tensão horizontal inicial existente antes de aberto o furo.

A segunda fase mostra uma relação pseudo-elástica entre tensões e deformações, praticamente proporcional. Nesta etapa, aplica-se a teoria da elasticidade linear para a determinação das características de deformação do solo ensaiado.

A terceira fase indica um comportamento plástico do solo em torno da cavidade, com a ruptura sendo atingida gradualmente.

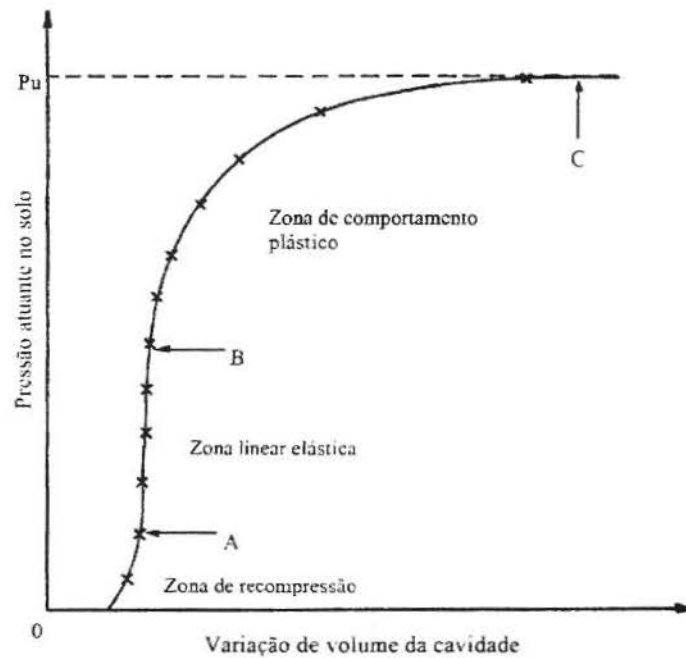


Figura 3.12. Representação de curva típica obtida em um ensaio pressiométrico.

A obtenção das características de deformação do solo a partir deste ensaio parte da hipótese, já mencionada, da linearidade do trecho pseudo-elástico da curva. A expansão de uma cavidade cilíndrica em um meio elástico e infinito, obtida por Lamé em 1852, permite concluir que:

$$G = V_m \cdot \Delta P / \Delta V \quad (15)$$

onde:

$G$  = módulo de cisalhamento do solo;

$\Delta P$  = incremento de pressão na cavidade;

$V_m$  = volume da cavidade;

$\Delta V$  = variação volumétrica na cavidade causada pelo incremento de pressão  $\Delta P$  ( $\Delta V = V_f - V_o$ ).

Em um meio elástico, o módulo de cisalhamento ( $G$ ) pode ser relacionado com o módulo de elasticidade ( $E$ ) através de:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (16)$$

onde

E = módulo de elasticidade

$\nu$  = coeficiente de Poisson

Como o ensaio não permite avaliar os dois parâmetros elásticos (E,  $\nu$ ) em geral assume-se, ou determina-se de forma independente em outro tipo de ensaio, o valor do coeficiente de Poisson. (adota-se  $\nu = 0,33$ )

Enquanto a razão  $\Delta P/\Delta V$ , coeficiente angular do trecho linear da curva pressiométrica, permanece constante, o volume da cavidade  $V_m$  varia durante o ensaio. **BAGUELIN et al (1978)** sugerem que  $V_m$  seja tomado como o valor médio entre o volume inicial ( $V_o$ ) e o final ( $V_f$ ) no incremento de pressão  $\Delta P$ , ou seja:

$$V_m = V_i + \frac{(V_o + V_f)}{2} \quad (17)$$

onde

$V_i$  = volume inicial da célula de medição

Um fator importante na determinação do módulo de cisalhamento é a forte dependência deste em relação ao nível de variação volumétrica adotada ( $\Delta V/V_m$  em %) para a determinação da deformabilidade do solo, conforme indicado na figura 3.13. Observa-se que quanto menor a deformação volumétrica específica, maior é o módulo de elasticidade obtido.

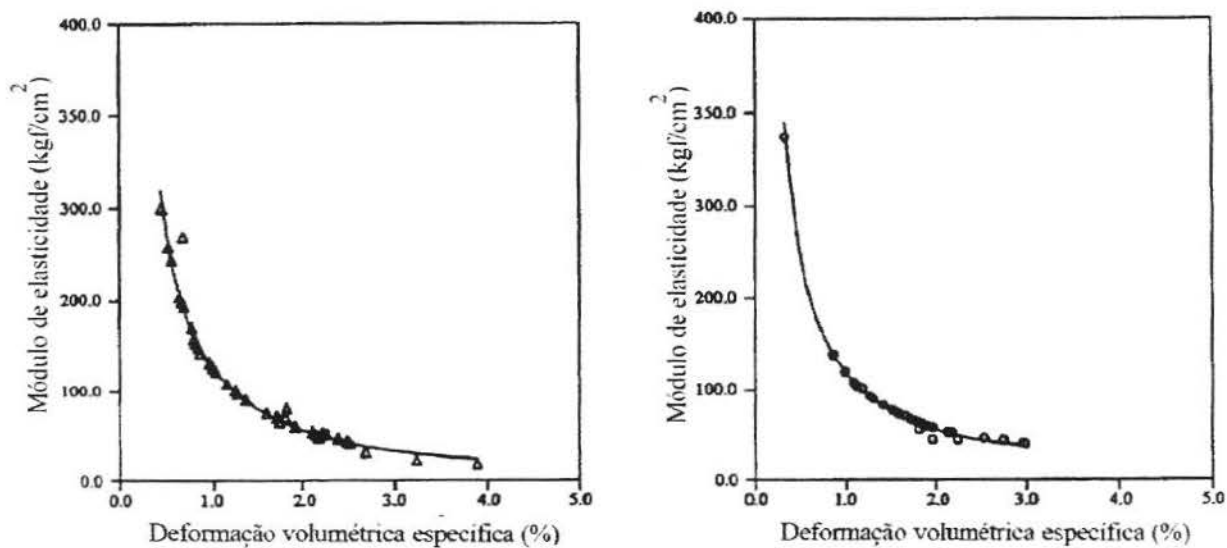


Figura 3.13. *Módulo de elasticidade vs deformação volumétrica específica para um solo.*

Uma outra observação importante refere-se à determinação do módulo de elasticidade através da curva de recarregamento do ensaio. Pode-se verificar (figura 3.14) que os módulos de elasticidade assim obtidos são maiores que os determinados através da curva de carregamento virgem (inicial) do ensaio, justificado pelo fato de que, na curva de recarregamento, o valor do volume da cavidade ( $V_m$ ) é maior para um mesmo  $\Delta P/\Delta V$ , fornecendo, conseqüentemente, um maior valor de módulo nas equações 15 e 16.

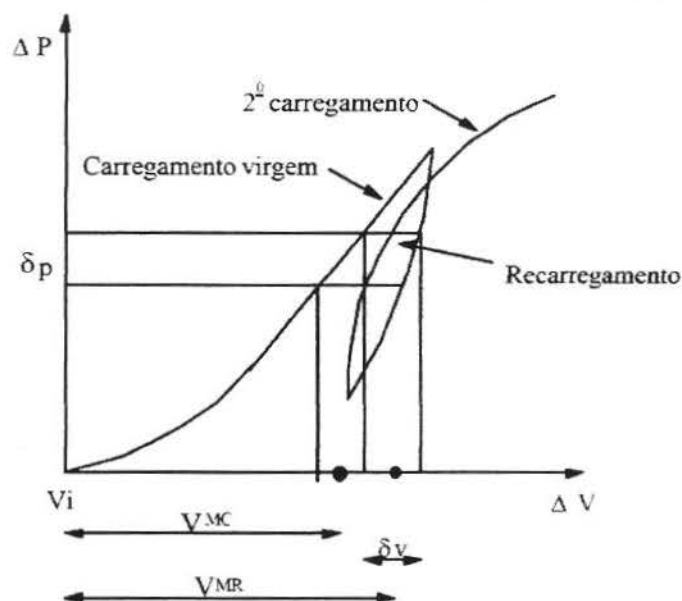


Figura 3.14. *Ilustração esquemática da determinação do volume da cavidade no ensaio pressiométrico.*

Onde:

$$\delta_v = V_f - V_0$$

$$V_{MC} = V_i + \left( \frac{V_f + V_0}{2} \right) \text{ para o carregamento virgem;}$$

$$V_{MR} = V_i + \left( \frac{V_f + V_0}{2} \right) \text{ para recarregamento.}$$

Além disso, se o volume da cavidade  $V_m$  é maior para uma determinada variação volumétrica  $\Delta V$ , a deformação volumétrica específica ( $\Delta V/V_m\%$ ) é menor e, portanto, maior será o valor do módulo a ser obtido, de acordo com a figura 3.14.

A tabela 3.3 (**ROCHA FILHO, 1989**) apresenta um conjunto de correlações entre o módulo de elasticidade obtido através deste ensaio e o  $N_{SPT}$ . Nesta tabela, ao apresentar alguns resultados próprios com os de outros autores **MARTIN**, em 1977, e em 1987; Rocha Filho indica que os valores do módulo pressiométrico de recarregamento são aproximadamente 2 a 3 vezes maiores que os obtidos na fase de carregamento inicial.

Uma determinação precisa dos módulos do solo a pequenos níveis de deformação específica, não é, entretanto, possível através deste ensaio, justificado por dois motivos principais. O primeiro, devido ao amolgamento provocado no solo durante a execução do furo e posterior inserção da sonda pressiométrica, que afeta significativamente a interpretação dos resultados do ensaio, uma vez que a determinação do deslocamento radial é feito através da medição de variações volumétricas que serão sensivelmente maiores devido a este amolgamento, fazendo com que as deformações volumétricas específicas calculadas sejam maiores do que para o solo intacto. Segundo **BRIAUD (1992)**, a espessura da zona perturbada (amolgada) atinge cerca de 40% do raio inicial de perfuração, refletindo-se num valor do módulo significativamente menor do que o real. Com o objetivo de reduzir esse amolgamento, recomenda-se executar a perfuração com um diâmetro muito próximo ao da sonda pressiométrica, mantendo-se o intervalo de tempo entre a execução do furo e a realização do ensaio o menor possível.

O segundo motivo é devido à falta de precisão da instrumentação utilizada nas medições das variações volumétricas, o que impede que sejam feitas medidas de deformação volumétricas específicas pequenas. Segundo **FONSECA (1996)**, para

materiais de rigidez média, há grandes condicionantes na obtenção de precisão do sistema abaixo de valores correspondentes a 2% de deformação volumétrica específica.

Algumas correlações publicadas na literatura entre o módulo de elasticidade obtido através deste ensaio e os resultados de ensaios SPT, para solos residuais e areias, são apresentadas nas tabelas 3.4 e 3.5.

*Tabela 3.3. Correlações entre módulo pressiométrico e  $N_{SPT}$  (ROCHA FILHO, 1989).*

| Correlações<br>(E em kgf/cm <sup>2</sup> )                                    | Referência                                                                | Observações                                                                                                                                                                                                                              |                                        |
|-------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|
| $E = 22 N^{0,65}$                                                             | Martin (1977)                                                             | Baseado em 120 ensaios, com um coeficiente de correlação 0,788. Solos saprolíticos de micaxistos e gnaiss (Piedmont, EUA).                                                                                                               |                                        |
| $E = 15 N^{0,70}$                                                             | Martin (1977)                                                             | Baseada em 459 ensaios, com um coeficiente de correlação 0,79. Solos saprolíticos de micaxistos e gnaiss (Piedmont, EUA).                                                                                                                |                                        |
| $E = 80 N^{0,80}$<br>$E = 15 N + 240$<br>$E = 25 N + 160$<br>$E = 26 N + 120$ | Rocha Filho (1989)<br>Toledo Filho (1986)<br>Rocha Filho e Romanel (1983) | Expressão geral baseada nos resultados dos campos experimentais 1 e 2 (PUC-Rio). Solo saprolítico de gnaiss.<br>$0,005 < \beta < 0,021$ e $7 < N < 15$<br>$0,05 < \beta < 0,15$ e $20 < N < 30$<br>$0,15 < \beta < 0,25$ e $30 < N < 60$ |                                        |
| $E = 10 N^{0,83}$<br>$E = 19 N^{0,72}$<br>$E = 90 N^{0,50}$                   | Rocha Filho (1989)                                                        | - Carregamento virgem<br>- 2 <sup>o</sup> carregamento<br>- recarregamento                                                                                                                                                               | Solos saprolíticos de gnaiss (PUC-Rio) |

*Tabela 3.4. Correlações entre o módulo pressiométrico e o  $N_{SPT}$  para solos residuais.*

| Correlações                                                                                         | Referência         | Observações                                               |                            |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|-----------------------------------------------------------|----------------------------|
| $E(\text{MPa}) = 1,7 N^{0,69}$<br>$E(\text{MPa}) = 2,1 N^{0,71}$<br>$E(\text{MPa}) = 22,3 N^{0,24}$ | Rocha Filho, 1988. | Carregamento inicial<br>2º carregamento<br>Recarregamento | Solo saprolítico de gnaiss |
| $N/E(\text{MPa}) = 0,8 - 2,8$<br>$N/E(\text{MPa}) = 0,4 - 0,7$                                      | Rocha Filho, 1982. | Carregamento inicial<br>Recarregamento                    | Solo Saprolítico de gnaiss |
| $E(\text{kgf/cm}^2) = 24N + 90$                                                                     | Rocha Filho, 1982. | Carregamento inicial                                      | Solo saprolítico de gnaiss |
| $E(\text{MPa}) = 0,81 + 2,83N$                                                                      | Brandt, 1978.      | Carregamento inicial                                      | Solo saprolítico de gnaiss |
| $E(\text{kgf/cm}^2) = 18N + 343$<br>$(20 < N < 60)$                                                 | Brandt, 1978.      | Carregamento inicial                                      | Solo saprolítico de gnaiss |
| $E(\text{MPa}) = 7,9 + 0,24N$<br>$N/E(\text{MPa}) = 1,4$                                            | Fonseca, 1996.     | Carregamento inicial                                      | Solo residual de granito   |

*Tabela 3.5. Correlações entre o módulo pressiométrico e o  $N_{SPT}$  para areias (apud ROCHA FILHO, 1989).*

| Correlações                     | Referência                | Observações    |
|---------------------------------|---------------------------|----------------|
| $E(\text{kgf/cm}^2) = 4N$       | Ohya et al (1982)         | Solos arenosos |
| $E(\text{MPa}) = N/2$           | Kormonik et al (1974)     | Solos arenosos |
| $E(\text{bar}) = 7,35 N^{0,98}$ | Tsuchiya e Toyooka (1982) | Solos arenosos |
| $N/E(\text{MPa}) = 2,9$         | Gonin et al (1992)        | Solos arenosos |

Das propostas de correlação entre os valores de  $G_0$  e os resultados dos ensaios SPT e CPT ( $N_{SPT}$  e  $q_c$ , respectivamente), salientam-se aquelas mencionadas por Fonseca (1996) para solos residuais de granito:

$$G_0 (\text{MPa}) = 98 + 0,42 \cdot N_{SPT} \quad (18)$$



$$G_0(\text{MPa}) = 95,7 + 3,2 \cdot q_c \quad (19)$$

Na tabela 3.6 apresenta-se a estimativa de possíveis valores do módulo pressiométrico, dependendo da composição do solo analisado.

*Tabela 3.6. Valores do módulo pressiométrico de acordo com o tipo de solo.*

| Tipo de solo        | Módulo pressiométrico ( $E_{PM}$ )<br>(MPa) | Pressão limite ( $P_L$ )<br>(kPa) |
|---------------------|---------------------------------------------|-----------------------------------|
| Argila mole         | 0,5 - 3,0                                   | 50 - 300                          |
| Argila média        | 3,0 - 8,0                                   | 300 - 800                         |
| Argila rija         | 8,0 - 40,0                                  | 600 - 2000                        |
| Silte arenoso       | 0,5 - 2,0                                   | 100 - 500                         |
| Silte               | 2,0 - 10,0                                  | 200 - 1500                        |
| Areia e pedregulhos | 8,0 - 40,0                                  | 1200 - 5000                       |
| Areias sedimentares | 7,5 - 40,0                                  | 1000 - 5000                       |

#### 3.6.2.2 Pressiômetro Autoperfurante

O desenvolvimento do pressiômetro autoperfurante foi a mais importante modificação em relação ao instrumento básico proposto por Ménard no ano de 1957.

O princípio básico deste ensaio é o mesmo do pressiômetro tipo Ménard, ou seja, consiste na expansão de uma cavidade cilíndrica no maciço de solo, com o objetivo de medir propriedades de deformação e a tensão de ruptura do material. A diferença básica é que, neste ensaio, a sonda pressiométrica é introduzida no solo por pressão estática, ou seja, sem a necessidade da execução prévia do furo de sondagem convencional, eliminando, assim, deslocamentos laterais das paredes do furo e um possível alívio de tensões.

Adicionalmente, a expansão radial da célula pressiométrica é medida por três sensores de deformação (extensômetros) separados de 120°, possuindo uma precisão satisfatória para medição de deformações radiais específicas bastante pequenas.

Percebeu-se, também, que a expansão da membrana que constitui a célula pressiométrica não produz praticamente nenhum movimento axial, o que garante a condição ideal de deformação plana. Assim, a avaliação das características de deformabilidade dos solos é particularmente bem sucedida neste tipo ensaio, por ser um dos que melhor relaciona tensões aplicadas com deformações induzidas, ainda que especificamente na direção radial. O módulo de cisalhamento do solo é dado por:

$$G = \frac{1}{2} \cdot \frac{d_p}{d\varepsilon_c} \quad (20)$$

Onde

$\varepsilon_c$  é a deformação específica radial

Considerando que para pequenas deformações  $\varepsilon_c = 1/2 \cdot \Delta V / V$ , vem

$$G = V \cdot \frac{d_p}{dV} \quad (21)$$

onde V é o volume da cavidade.

Para a determinação do módulo de elasticidade do solo (E), utiliza-se a equação 16, admitindo-se o meio como linearmente elástico. Os parâmetros elásticos obtidos são E e  $\nu$ , pode-se também assumir um valor para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) ou, alternativamente, calculando-o de forma independente por meio de outro tipo de ensaio.

O declive inicial da curva pressão vs deformação radial obtida no ensaio (figura 3.15) permite determinar o módulo de cisalhamento do solo a baixos níveis de deformação. No entanto, por este ser muito sensível ao processo de execução do ensaio, realiza-se, geralmente, alguns ciclos de descarga e recarga antes de sua determinação, procurando recuperar a componente elástica da resposta do material. Em solos residuais, segundo **FONSECA (1996)**, há ainda que se considerar as “reservas de rigidez” do material, associadas a cimentações do tipo estrutural que se perdem gradativamente à medida que aumentam os níveis de deformação impostos pelo ensaio.

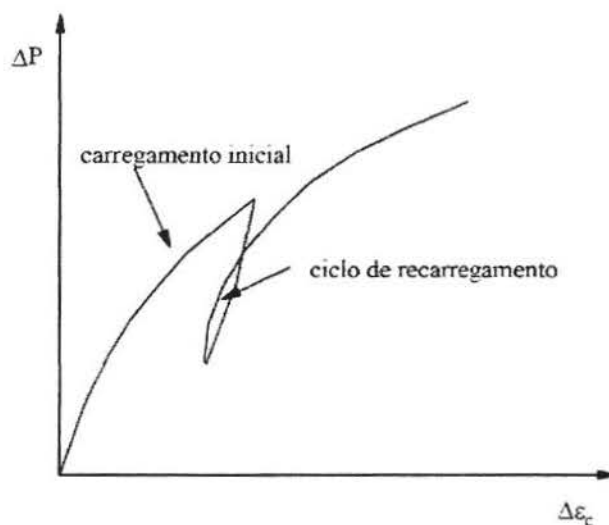


Figura 3.15. Curva típica obtida no ensaio pressiométrico auto-perfurante.

É importante salientar ainda, que nos ensaios pressiométricos (tipo Ménard e autoperfurante) as características de deformabilidade e resistência do solo são determinadas a partir de um volume relativamente pequeno de solo, pois as medidas de pressão e deformação radial são pontuais (células localizadas). No caso em que a região de solo ensaiada apresente, por exemplo, um número grande de microfissuras, o comportamento estimado a partir deste ensaio será, quase que certamente, muito diferente do comportamento global e real do maciço.

Além disso, como o módulo de elasticidade nos ensaios pressiométricos é determinado na direção horizontal, alguns autores consideram discutível a utilização deste parâmetro no cálculo de recalques em maciços, principalmente naqueles que exibem acentuado grau de anisotropia.

O ensaio pressiométrico se mostra como uma ferramenta atraente para estimar a capacidade de carga de estacas comprimidas axialmente e na resolução de outros problemas de fundações.

#### 3.6.2.3 Ensaio CPT (“Cone Penetration Test”)

A utilização do CPT tem aumentado significativamente nos últimos 20 anos e, em alguns países, vem se tornando um ensaio de campo tão comum quanto o SPT. Um dos motivos para esta utilização crescente é a sua facilidade de operação.

Existem dois tipos de ensaios: o penetrômetro elétrico e o mecânico, sendo o emprego do primeiro mais vantajoso. Além da indicação contínua da variação da resistência de ponta com a profundidade, o penetrômetro elétrico minimiza erros em perfis com alta resistência a penetração e profundidade de execução (ROCHA FILHO, 1991).

No ensaio CPT, a identificação direta do tipo de solo ensaiado não é possível, como no ensaio SPT, mas apenas indiretamente através da razão entre os dois parâmetros obtidos no ensaio, o atrito lateral ( $f_s$ ) e a resistência de ponta do cone ( $q_c$ ), definida como razão de atrito ( $R_f$ ).

Também não mede diretamente as propriedades do solo, sendo necessária a utilização de correlações empírica, que, por sua vez, apresentam uma grande variabilidade e forte componente local.

No entanto, a classificação do tipo de solo pode ser obtida através de procedimentos gráficos que relacionam diretamente  $q_c \times R_f$  (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983; BEGEMAN, 1965; SANGLERAT, 1972; SHERMERTMAAN, 1978; DOUGLAS & OSLEN, 1981), conforme mostra a figura 3.16.

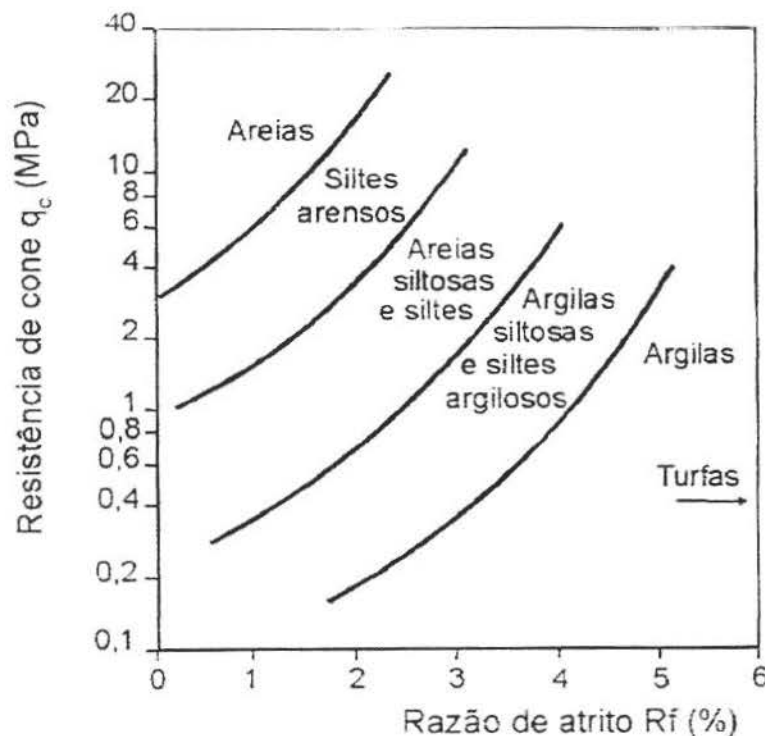


Figura 3.16. Ábaco para classificação do tipo de solo sedimentar (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983).

Estas correlações são extremamente dependentes do nível de tensão (ou deformação) para o qual se deseja determinar o módulo de elasticidade, devido a não-linearidade típica da curva tensão-deformação dos solos. São influenciadas por fatores como a história de tensões do maciço, a densidade relativa, no caso de solos arenosos, o índice de plasticidade, no caso de solos argilosos, etc.

**BALDI et al (1988)** indicam limitações na avaliação racional da deformabilidade a partir de ensaios de penetração (SPT, CPT, etc) que, por induzirem grandes deformações ao redor das ponteiros, criam zonas de ruptura localizadas, deixando margem apenas para proposição de correlações e estimativas empíricas.

Para a determinação do módulo através de correlações com o dados obtidos no ensaio CPT, **BALDI et al (1981)** propõem que para 25% da tensão desviadora máxima seja utilizada a seguinte relação:

$$E_{25} = 1,5 \cdot q_c \quad (23)$$

A tabela 3.7 apresenta as correlações obtidas por **FONSECA (1996)** entre o módulo de elasticidade e a resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio CPT, para um solo residual granítico, obtidas a partir de ensaios triaxiais com instrumentação interna, genericamente expressa por:

$$E = A + B \cdot R \text{ (MPa)} \quad (24)$$

Onde A e B: são coeficientes que dependem do tipo de módulo considerado.

Foram considerados os seguintes módulos:

$E_{dr}$  : módulo secante definido entre os vértices do ciclo de carregamento-descarregamento;

$E_{ti}$  : módulo tangente definido no trecho logo após o ciclo de recarregamento;

$E_{S10\%}$  : módulo secante definido a 10% da carga de ruptura;

$E_{S25\%}$  : módulo secante definido a 25% da carga de ruptura;

$E_{S50\%}$  : módulo secante definido a 50% da carga de ruptura.;

$E_{el}$  : módulo tangente definido no trecho retilíneo (inicial) da curva de descarregamento do ensaio.

Tabela 3.7. Coeficientes da correlação entre o módulo de elasticidade  $E$  e  $q_c$  (FONSECA, 1996).

| Tipo de Instrumentação | Coeficiente de correlação | $E_{el}$ | $E_{dr}$ | $E_{ti}$ | $E_s$ 10% | $E_s$ 25% | $E_s$ 50% |
|------------------------|---------------------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Instrumentação Interna | A (MPa)                   | 31,71    | 14,71    | 16,88    | 9,57      | 6,55      | 4,74      |
|                        | B (MPa)                   | 3,93     | 2,25     | 1,65     | 0,70      | 0,63      | 0,58      |

Há uma tendência de se propor correlações lineares entre os valores de  $N_{SPT}$  e a resistência de ponta do cone  $q_c$ , na forma  $q_c / N_{SPT}$ , com o objetivo de extrapolar para um ensaio a experiência acumulada com a utilização do outro. No entanto, existem algumas reservas quanto ao emprego destas correlações, devido ao fato das mesmas serem dependentes da profundidade (nível de tensões) e por assumirem que um valor nulo de  $q_c$  indicaria também um valor nulo de  $N_{SPT}$ .

Segundo **WHITE & BOLTON (2005)**, a similaridade geométrica das estacas e dos instrumentos de CPT sugere que durante a penetração constante (ou aplicação da carga em prova de carga constante), o  $q_b$  (unidade de resistência da base) deve igualar-se ao  $q_c$  (unidade de resistência na ponta), como é prevista por métodos da análise contínua, tais como, soluções da expansão da cavidade e o método de propagação das tensões. Entretanto, um número de autores sugeriu que os fatores da redução devem ser aplicados à resistência do cone,  $q_c$ , tal que  $q_b = \alpha q_c$ , onde o  $\alpha < 1$ . Estes fatores recomendados para redução variam significativamente. Por o exemplo, **BUSTAMANTE & GIANESSELLI (1982)** sugerem que  $\alpha = 0,4 - 0,5$  para a areia e o cascalho, visto que de **RUITER & BERINGEN (1979)** sugerem que o  $\alpha$  varia entre 0,5 e 1, dependendo da relação de sobre-adensamento.

A redução da relação  $q_b / q_c$ , pode ser atribuída aos seguintes fatores: embutimento parcial ( $L/D$ ); não-homogeneidade local, diâmetro absoluto da estaca, mobilização parcial e tensão residual (**WHITE & BOLTON, 2005**).

### 3.6.2.4 Ensaio Dilatométrico - DMT ("Dilatometer Test of Marchetti")

Entre os ensaios de campo, o dilatômetro de Marchetti, pela sua simplicidade e baixo custo, é um equipamento que tem grande utilidade para a determinação de vários parâmetros geotécnicos dos solos (**MARCHETTI, 1997**), com destaque para o módulo de compressão dilatométrica simples, módulo de Young, módulo de cisalhamento máximo, resistência ao cisalhamento não-drenada, razão de sobre-adensamento, coeficiente de empuxo no repouso, densidade relativa, coeficiente de adensamento e coeficiente de permeabilidade. O ensaio dilatométrico fornece três parâmetros que refletem o comportamento mecânico dos solos, como se segue:

Índice do material ( $I_D$ ), que se relaciona com o tipo de solo, do ponto de vista da composição granulométrica, pode ser determinado através da equação 25.

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (25)$$

Onde:

$P_1$  e  $P_0$  - são pressões corrigidas a partir das pressões medidas A, B e C.

$P_0 - u_0$  é a pressão horizontal efetiva;

$u_0$  - é a pressão hidrostática no solo.

A Tabela 3.8 (**SCHMERTMANN, 1988**) apresenta uma relação entre os valores de  $I_D$  e os vários tipos de solos.

*Tabela 3.8. Relação entre tipo de solo e o parâmetro  $I_d$  (SCHMERTMANN, 1988).*

| Tipos de solo            | $I_d$       |
|--------------------------|-------------|
| Turfa / argila sensitiva | < 0,10      |
| Argila siltosa           | 0,10 - 0,35 |
| Argila siltosa           | 0,35 - 0,60 |
| Silte                    | 0,90 - 1,20 |
| Silte arenoso            | 1,20 - 1,80 |
| Areia siltosa            | 1,80 - 3,30 |
| Areia                    | > 3,30      |

Segundo **SCHNAID (2000)**, o Índice de Tensão Horizontal ( $K_D$ ) é definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso  $K_0$ : sendo o aumento de  $K_D$  proporcional à tensão horizontal *in situ*, porém é também sensível a outras propriedades do solo; a razão de sobre-adensamento, idade do depósito e grau de cimentação afetam as medidas de  $K_D$ .

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_v} \quad (26)$$

O índice  $K_D$  pode ser comumente visualizado como um parâmetro  $K_0$  amplificado pela penetração do equipamento no solo; sabe-se, também, que esse parâmetro é de valia no entendimento do histórico de tensões de um maciço, pois apresenta forma gráfica similar ao perfil de sobre-adensamento dos solos. **SCHMERTMANN (1988)** destaca que uma correlação empírica entre os índices  $K_D$  e  $K_0$  que tem dado bons resultados para siltes e argilas, é aquela sugerida por **MARCHETTI (1980)**, na equação 26 e na equação 27.

$$k_0 = \left( \frac{k_d}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (27)$$

O Módulo dilatométrico ( $E_D$ ), que segundo **MARCHETTI (1997)** é comumente utilizado para a obtenção do módulo tangente vertical confinado drenado, obtido à tensão vertical  $\sigma_{v0}$ , é o mesmo módulo obtido do ensaio edométrico [ $M = (1/mv)$ ]. Para coeficientes de Poisson na faixa de 0,25 a 0,30, pode-se obter o módulo de Young ( $E' = 0,80M$ ).

Segundo **SCHNAID (2000)**, o módulo dilatométrico é drenado em areias, não-drenado em argilas e parcialmente drenado em solos argiloso-arenosos, e pode ser expresso pela equação 28:

$$E_D = 34,7 \cdot (P_1 - P_0) \quad (28)$$

Onde,  $P_1$  e  $P_2$  são pressões corrigidas a partir das pressões medidas A, B e C.

Segundo **SCHNAID (2000)**, a razão  $E / (1-\nu^2)$  é definida como o módulo dilatométrico do solo  $E_D$ . Para  $r_a = 30\text{mm}$ ,  $r = 0\text{mm}$  e  $\delta(r) = 1,1\text{mm}$ .

Dessa forma, tem-se determinado o módulo de elasticidade do solo ( $E$ ) a partir do Ensaio Dilatométrico.



### 3.7 Métodos de previsão de recalque

#### 3.7.1 Métodos Teóricos

Por ser considerado um dos mais complexos cálculos de dimensionamento de fundações profundas, encontram-se poucas publicações sobre este assunto. Apesar disso, existem alguns trabalhos que merecem destaque pelo teor de informações e modelos matemáticos desenvolvidos. Dentre os principais pode-se citar alguns, tais como os seguintes:

##### 3.7.1.1 Método de POULOS & DAVIS (1980)

Os autores fazem uso da teoria da elasticidade linear para analisar o comportamento individual de uma estaca cilíndrica, incompressível e flutuante, sob carregamento axial, em solo elástico ideal de duas fases. Através de processo numérico que emprega a solução de **MINDLIN (1936)** calcula-se a ação da estaca sobre o solo, conforme o sistema da figura 3.17.

Segundo **POULOS & DAVIS (1980)**, para estacas em areias ou em solos não saturados, pode-se considerar que o recalque final (excluindo a possibilidade de movimentos de *creep*) ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento, portanto ocorre sob condições drenadas.

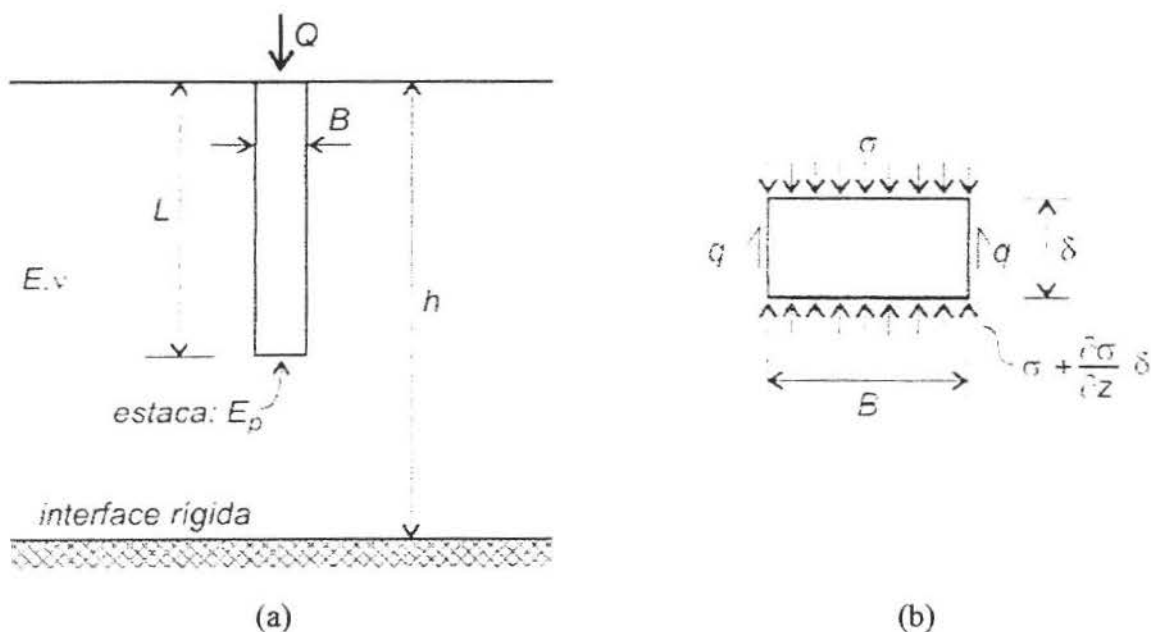


Figura 3.17. (a) esquema analisado; (b) elemento da estaca.

Considerando a estaca com material incompressível e imersa em solo de camada finita com coeficiente de Poisson  $\nu = 0.5$ , tem-se que:

$$w = \frac{Q \cdot I_0}{B \cdot E_s} \quad (28)$$

onde:

$w$  = recalque

$Q$  = carga aplicada à estaca;

$B$  = diâmetro da estaca;

$E_s$  = módulo de elasticidade do solo;

$I_0$  = fator de influência para deformações.

O fator  $I_0$  é função de  $B_b / B$ , onde  $B_b$  é o diâmetro da base da estaca.

Para obtenção de  $I_0$  os autores propõem a utilização de ábacos como, por exemplo, o apresentado na Figura 3.18a.

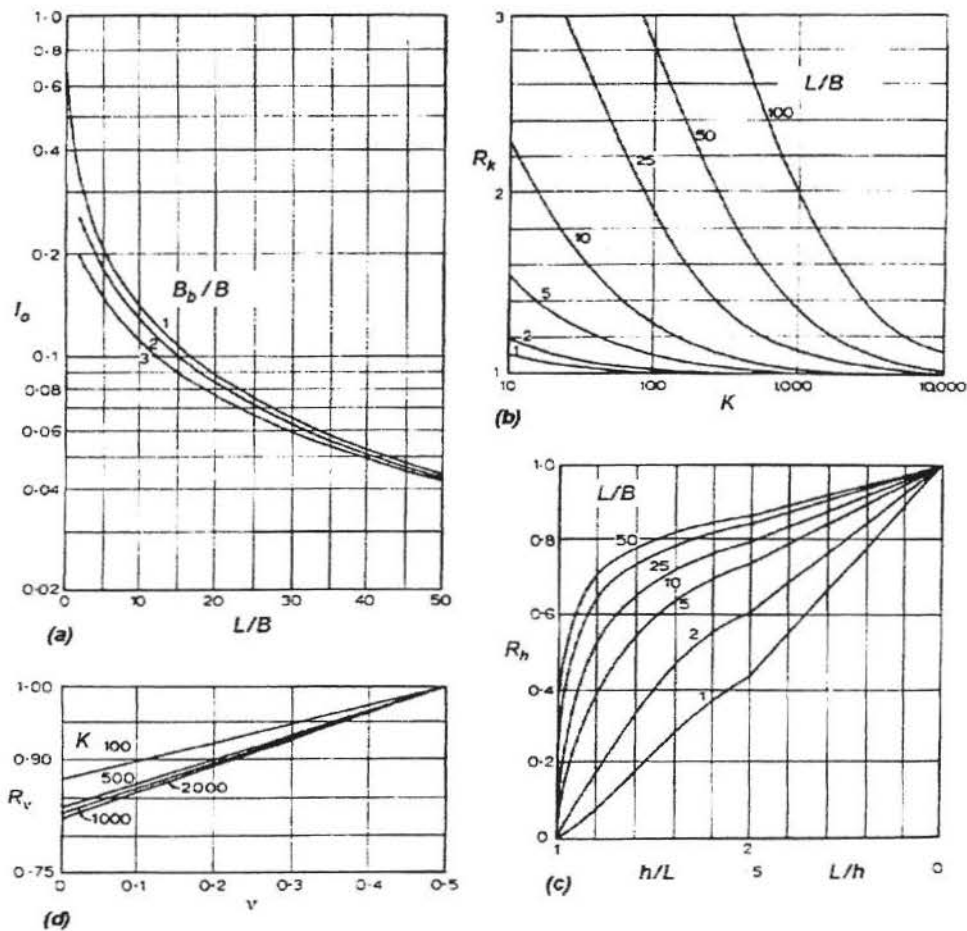


Figura 3.18. Parâmetros para cálculo do recalque de estaca compressível: (a) fator de deslocamento  $I_0$  - camada finita ( $\nu=0,5$ ), (b) influência da compressibilidade da estaca, (c) camada de espessura finita do solo compressível, (d) coeficiente de Poisson do solo (POULOS & DAVIS, 1974).

Durante a realização de novos trabalhos os autores propuseram solução para o caso de estaca feita com material compressível, imersa em solo de espessura finita, com material de ponta resistente, através da equação 29:

$$w = \frac{Q \cdot I}{B \cdot E_s} \quad (29)$$

sendo que:

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \cdot R_b \quad (30)$$

Onde tem-se os seguintes fatores de correção:

$R_k$  = para compressibilidade da estaca (Figura 18b);

$R_h$  = para a espessura  $h$  (finita) de solo compressível (Figura 18c);

$R_v$  = para o coeficiente de Poisson do solo (Figura 18d);

$R_b$  = para a base ou ponta quando estiver em solo mais rígido (Figura 19).

Através das figuras 3.18 e 3.19 pode-se estimar os valores de  $R_k$ ,  $R_h$ ,  $R_v$  e  $R_b$ , e conseqüentemente estimar o valor de  $I$ .

As condições de recalque são de fundamental importância para a previsão adequada do comportamento das fundações por estacas, pois deve-se garantir que os recalques, principalmente os diferenciais, não prejudiquem o bom desempenho da estrutura.

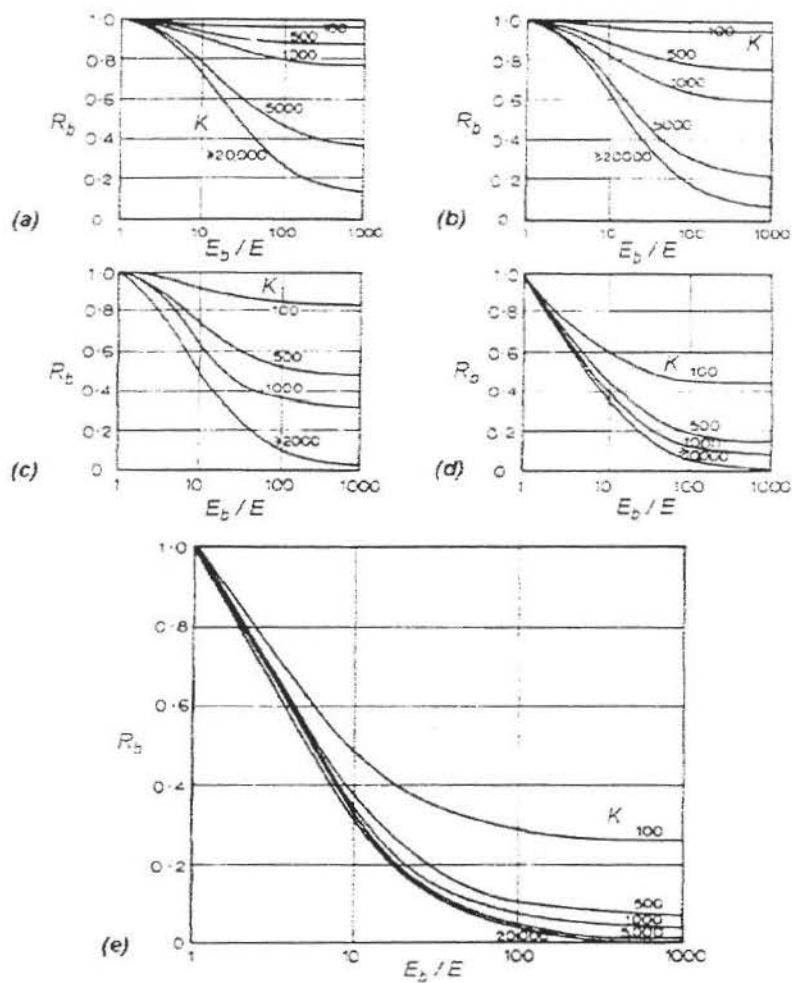


Figura 3.19. Parâmetros para cálculo do recalque de estaca em solo mais rijo: (a) condição  $L/B = 75$ , (b) condição  $L/B = 50$ , (c) condição  $L/B = 25$ , (d) condição  $L/B = 10$  e (e) condição  $L/B = 5$  (POULOS & DAVIS, 1974).

### 3.7.1.2 Método de VÉSIC (1969, 1975a)

**VÉSIC (1969, 1975a)** apud **ALBUQUERQUE (2001)** propõe um método semi-empírico, baseado na forma de distribuição do atrito lateral e do tipo de estaca em estudo.

O recalque de uma estaca é dado pela soma de três parcelas:

$S_e$  = recalque devido ao encurtamento elástico da estaca;

$S_p$  = recalque do solo devido à carga de ponta da estaca;

$S_f$  = recalque do solo devido às cargas de atrito ao longo do fuste.

O recalque devido ao encurtamento elástico da estaca ( $S_e$ ) é determinado em função da distribuição do atrito lateral e do valor da carga de ponta, através da expressão:

$$S_e = (Q_p + \alpha_{ss} \cdot Q_{lat}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_c} \quad (31)$$

onde:

$Q_p$  = carga na ponta no estágio de carregamento (kN);

$Q_{lat}$  = Carga lateral no estágio de carregamento (kN);

$A$  = área da secção transversal da estaca (m<sup>2</sup>);

$E_c$  = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa);

$\alpha_{ss}$  = fator que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste;

$L$  = comprimento da estaca (m).

Na Figura 3.20, pode-se verificar as várias formas de distribuição do atrito e os respectivos valores de  $\alpha_{ss}$ .

Para a parcela de recalque devido à carga transmitida na ponta tem-se:

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{\phi \cdot q_p} \quad (32)$$

Para a parcela de recalque devido à carga transmitida ao longo do fuste tem-se:

$$S_f = \frac{C_s \cdot Q_{lat}}{L \cdot q_p} \quad (33)$$

Nestas expressões  $C_p$  (Tabela 3.9) e  $C_s$  (equação 34) são coeficientes que dependem do tipo de solo e tipo de estaca.

*Tabela 3.9. Valores de  $C_p$*

| Tipo de Solo         | Estaca Cravada | Estaca Escavada |
|----------------------|----------------|-----------------|
| Areia (densa a fofa) | 0,02 - 0,04    | 0,09 - 0,18     |
| Argila (rija mole)   | 0,02 - 0,04    | 0,04 - 0,08     |
| Silte (denso a fofo) | 0,03 - 0,05    | 0,09 - 0,12     |

O valor de  $C_s$  é dado pela seguinte equação:

$$C_s = (0,93 + 0,16 \cdot \sqrt{L/\phi}) \cdot C_p \quad (34)$$

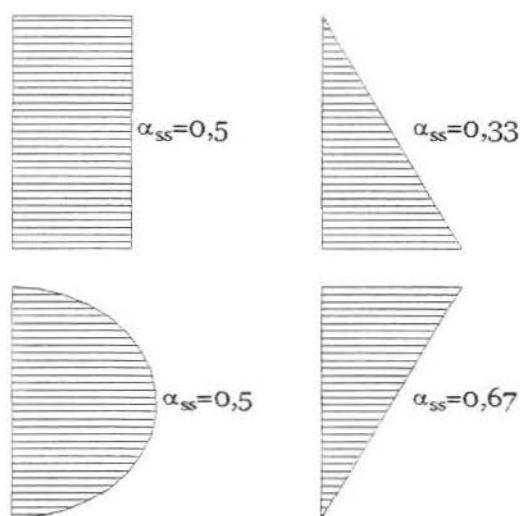


Figura 3.20. *Distribuição de atrito*

### 3.7.1.3 Método de AOKI & LOPES (1975)

Conforme exposto por ALONSO (1989) este método fornece, em qualquer ponto no interior de um meio elástico, o recalque, assim como as tensões, causadas pelo carregamento de estacas. As tensões transmitidas pela estaca ao terreno, pela base e pelo fuste, são substituídas por cargas concentradas com efeitos superpostos. As equações desenvolvidas por Mindlin são adotadas para equacionar e dar solução ao caso de seção circular e prismática.

A posição da estaca é dividida pelas coordenadas do ponto A ( $x_A, y_A, z_A$ ) do centro da ponta da mesma e pelos raios da ponta e do fuste, respectivamente,  $R_b$  e  $R_s$  (Figura 3.21).

Supondo a base dividida em  $n_1 \times n_2$  cargas concentradas (Figura 3.21a), e o fuste em  $n_1 \times n_3$  cargas, em que  $n_1$  é o número de divisões da circunferência e  $n_2$ , o número de divisões do raio  $R_b$ . A carga em cada uma dessas subáreas será:

$$P_{i,j} = \frac{P_b}{n_1 \cdot n_2} \quad (35)$$

em que  $P_{i,j}$  é a carga total atuante na ponta da estaca.

A carga  $P_{i,j}$  estará aplicada no ponto  $I_{i,j}$ , centro de gravidade da subárea, cuja profundidade será:

$$c = z_A \quad (36)$$

$i$  e  $j$  são variáveis (contadores) que indicam a posição da subárea.

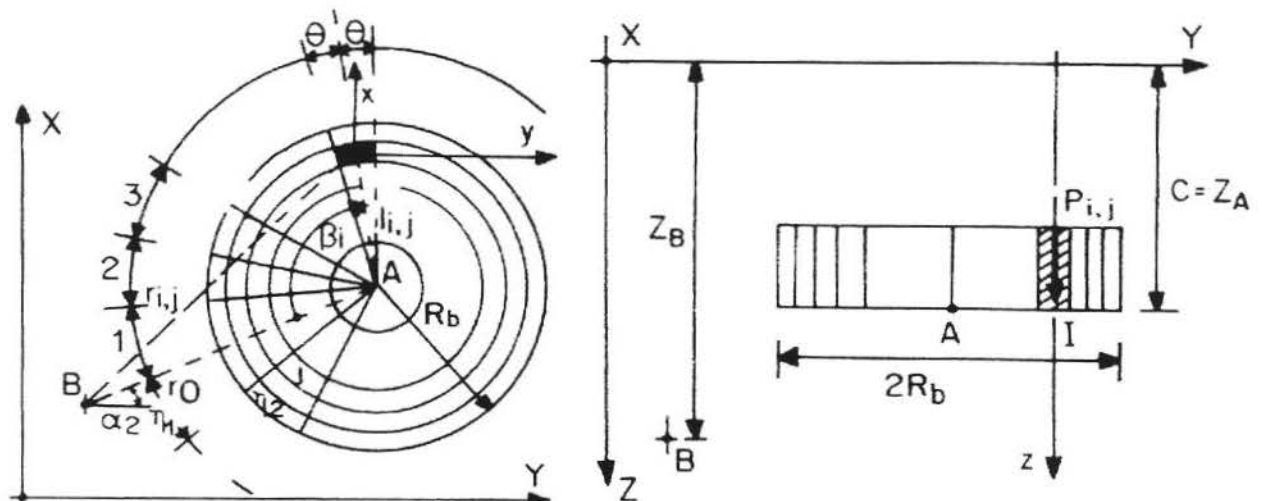


Figura 3.21. Dados geométricos da ponta da estaca

Outras grandezas geométricas para aplicação das equações de Mindlin, são as coordenadas dos pontos A (já definido acima) e B, onde se pretende calcular o recalque.

$$x_B = X_B - X_A - g_{i,j} \sin(\beta_i - \alpha_2)$$

$$y_B = Y_B - Y_A + g_{i,j} \sin(\beta_i - \alpha_2)$$

$$z_B = Z_B$$

$$r_{i,j} = (r_0^2 + g_{i,j}^2 - 2r_0 g_{i,j} \cos \beta_i)^{1/2}$$

em que

$$r_0 = [(X_A - X_B)^2 + (Y_A - Y_B)^2]^{1/2}$$

$$g_{i,j} = \frac{2 \sin \theta}{3 \theta} \cdot \frac{R_b}{\sqrt{n_2}} \cdot [j \sqrt{j} - (j-1) \sqrt{j-1}]$$

$$\beta_i = \frac{180}{n_1} (2i-1)$$

$$\theta = \left( \frac{180}{n_1} \right)^\circ = \left( \frac{\pi}{n_1} \right) \text{rd}$$

$$\alpha_2 = \arctg \frac{X_A - X_B}{Y_A - Y_B}$$

Quanto à carga lateral total  $Q_s$ , a mesma é subdividida em várias forças  $P_{i,k}$  aplicadas no ponto  $I_{i,k}$  situado na profundidade  $c_k$  (figura 3.22).

A circunferência do fuste de raio  $R_s$  é subdividida em  $n_1$  partes iguais e o trecho do fuste entre as profundidades  $D_2$  e  $D_1$  subdividido em  $n_3$  partes iguais. Sendo  $i$  e  $k$  as variáveis que indicam a localização do ponto  $I_{i,k}$  da superfície do fuste, pode-se escrever:



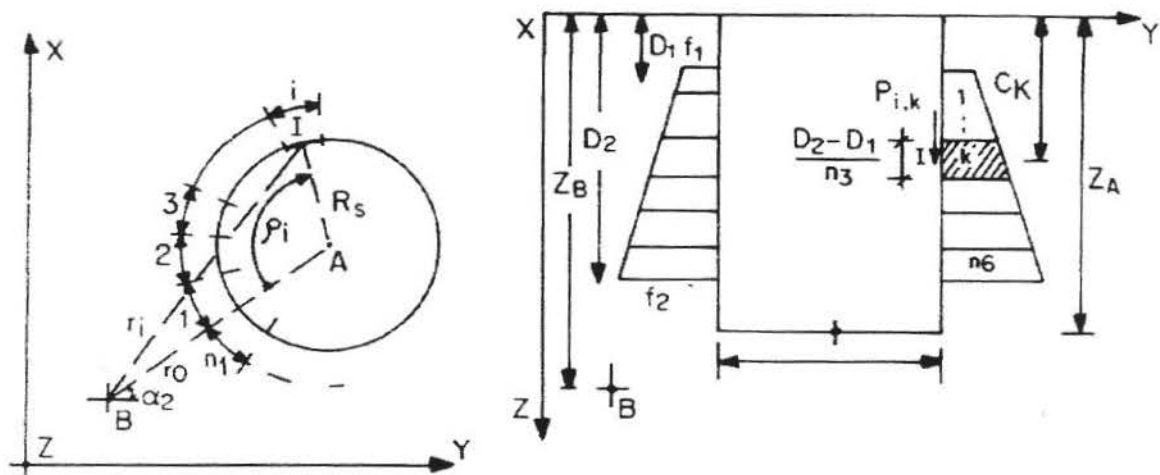


Figura 3.22. Dados geométricos do fuste da estaca

$$P_{i,k} = \frac{(D_2 - D_1)}{2n_3} \left[ 2f_1 - \frac{2k-1}{n_3} (f_1 - f_2) \right]$$

$$f_1 = \xi f_2$$

$$f_2 = \frac{2P_s}{n_1(1+\xi)(D_2 - D_1)}$$

onde:

$\xi$  - forma de distribuição da carga.

Tabela 3.10. Valores de  $\xi$

| Distribuição da carga ao longo da profundidade | Valor de $\xi$ |
|------------------------------------------------|----------------|
| Constante                                      | 1              |
| Triangular                                     | 0 ou $\infty$  |

$$c_k = D_1 + \frac{D_2 - D_1}{n_3} (k-1) + \frac{\frac{(D_2 - D_1)}{n_3} \left[ f_1 + (f_1 - f_2) \cdot \frac{1-3k}{3n_3} \right]}{2f_1 - (f_1 - f_2) \frac{2k-1}{n_3}} \quad (37)$$

$$x_B = X_B - X_A - R_s \sin(\beta_1 - \alpha_2)$$

$$y_B = Y_B - Y_A + R_s \cos(\beta_1 - \alpha_2)$$

em que:

$$\beta_i = \frac{360 \cdot i}{n_i}$$

$$\sigma_2 = \arctg \frac{X_A - X_B}{Y_A - Y_B}$$

$$r_1 = (r_0^2 + R_s^2 - 2r_0 R_s \cos \beta_1)^{\frac{1}{2}}$$

Os efeitos das cargas concentradas, tanto recalques como tensões, são calculados com as equações de Mindlin e, com base nas expressões acima podem ser calculados a tensão  $\sigma$  e o recalque  $\omega_s$  do solo no ponto B, de acordo com a figura 3.23.

$$\sigma = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \sigma_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} \sigma_{i,k} \quad (38)$$

$$\omega_s = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \omega_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} \omega_{i,k} \quad (39)$$

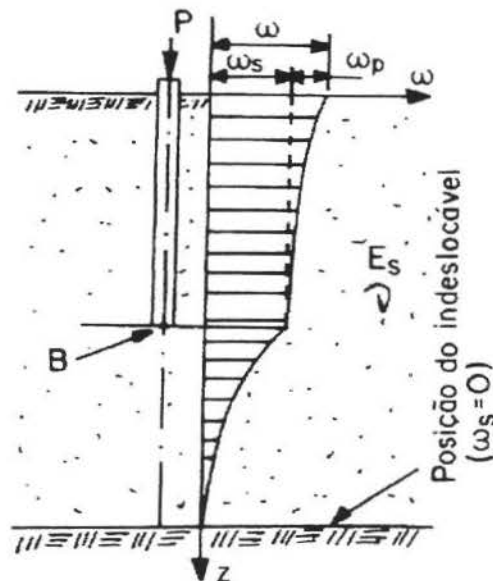


Figura 3.23. Procedimento para calcular o recalque no topo da estaca.

Em que  $\sigma_{i,j}$  e  $\omega_{i,j}$  são, respectivamente, a tensão e o recalque produzidos no ponto B pela carga de ponta  $P_{i,j}$ ;  $\sigma_{i,j}$  e  $\omega_{i,j}$ , os mesmos parâmetros, também no ponto B, devidos à carga do fuste  $P_{i,j}$ .

Para se calcular o recalque total  $\omega$  do topo da estaca, basta escolher o ponto B no pé da mesma e somar ao valor de  $\omega_s$  com base na lei de Hooke.

Para o cálculo de  $\omega_p$  traça-se o diagrama de esforço normal da estaca dado por  $N_{(z)} = P - PL_{(z)}$ . Assim, tem-se:

$$\omega_p = \frac{1}{A \cdot E} \cdot \sum N_{(z)} \cdot \Delta z \quad (40)$$

#### 3.7.1.4 Método de RANDOLPH & WROTH (1978)

Neste método os autores estudaram o recalque de uma estaca isolada, quando submetida a carregamento vertical. Primeiramente, analisou-se o efeito individual das cargas transferidas pela base e pelo fuste, posteriormente, analisou-se a situação em que os efeitos estão sobrepostos. O método dos elementos finitos é uma das ferramentas empregadas por **RANDOLPH & WROTH (1978)** para previsão de recalques, no entanto, apresenta dificuldades em considerar a não-homogeneidade e não-linearidade do solo.

O aspecto analítico tem desenvolvido soluções muito aproximadas para o recalque de estaca sob carga, principalmente pelo fato das equações resultantes dos estudos metodológicos apresentarem um auxílio altamente prático ao projeto de fundações, de tal modo que, rápidas estimativas de deformação da estaca podem ser feitas sem recorrer a meios tecnológicos complexos.

Existem alguns parâmetros do solo, os quais são mais relevantes e que precisam ser medidos com maior precisão, demonstrando que a variação das características do solo ao longo do estrato rochoso ao qual se encontra imersa a estaca, influi diretamente no comportamento do elemento de fundação e não somente no comportamento do solo próximo ao fuste da estaca.

A geometria da estaca também é um fator preponderante na solução da equação do recalque, visto que esta compõe o elemento de fundação, propiciando uma reação única da estaca ao solo, dependendo das características da seção da estaca, diâmetro e geometria, assim como o seu comprimento.

O autor faz considerações acerca das condições como a carga aplicada à estaca se comporta, tanto o efeito individual como em conjunto, da resistência de fuste e ponta (Figura 3.24).

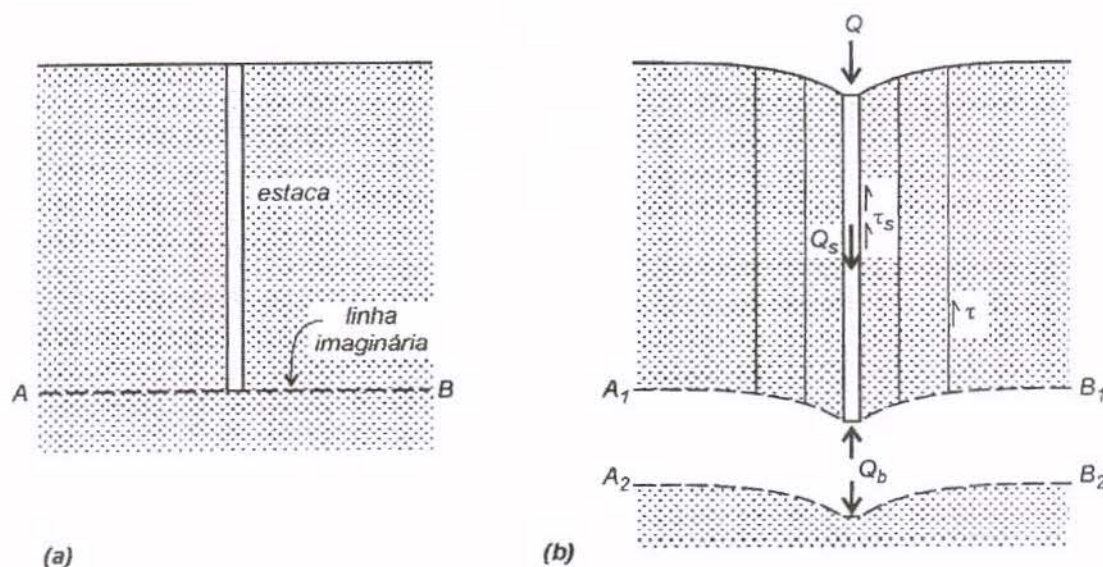


Figura 3.24. *Separação de efeitos devido ao fuste e à base da estaca (VELLOSO & LOPES, 2002)*

1º - Interação do fuste da estaca e o solo que a envolve.

$$w_s = \zeta \cdot \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \quad (41)$$

$$\text{ou } \frac{Q_s}{w_s} = \frac{2\pi L G}{\zeta}$$

onde:

$$\zeta = \ln \left( \frac{r_m}{r_0} \right)$$

$$r_m \cong 2,5L(1-\nu)$$

$r_m$  é o chamado raio máximo, no qual a tensão de cisalhamento torna-se negligenciável;  $L$  é o comprimento da estaca;  $\tau_0$  é a tensão de cisalhamento no fuste da estaca de raio  $r_0$ ;  $G$  é módulo de cisalhamento do solo; e  $E_p$  é o módulo de Young.

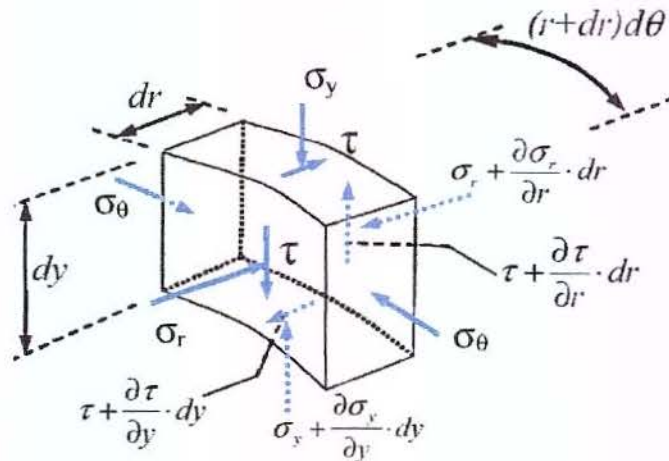


Figura 3.25. Tensões no elemento de solo para análise de recalque de estacas

2º - Interação entre a base da estaca e o solo.

$$w_b = \frac{(1-\nu) Q_b}{4 r_0 G} \quad (42)$$

3º - Combinando transferência da carga de base e fuste.

Valendo-se das seguintes condições.

$$w = w_s = w_b$$

e

$$Q = Q_s + Q_b$$

Resulta-se a seguinte expressão:

$$\frac{Q}{w r_0 G} = \frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2\pi L}{\zeta r_0} \quad (43)$$

4º - Compressibilidade do material da estaca.

$$w_s(z) = \frac{\tau_s(z) r_0}{G} \zeta \quad (44)$$

Solução simplificada.

**RANDOLPH E WROTH (1978)** simplificaram seu procedimento através da seguinte relação, aplicando-o apenas à cabeça da estaca:

$$\frac{Q}{w r_0 G} = \left[ \frac{\frac{4n}{(1-\nu)} + \frac{2\pi L}{\zeta r_0} \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L}}{1 + \frac{4n}{(1-\nu)} \frac{1}{\pi \lambda r_0} \frac{L}{\mu L}} \right] \quad (45)$$

onde:

$$\mu = \frac{1}{r_0} \left( \frac{2}{\zeta \lambda} \right)^{\frac{1}{2}}$$

5º - Solução aproximada para solo não homogêneo.

$$\frac{Q}{w r_0 G} = \frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2\pi L}{\zeta r_0} \rho \quad (46)$$

onde:

$$\rho = \frac{G_L}{G_L}$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L}$$

$$r_m \cong 2,5L(1-\nu)\rho$$

Solução completa.



$$\frac{Q}{w r_0 G_1} = \left[ \frac{\frac{4\eta}{(1-\nu)\Omega} + \frac{2\pi L}{\zeta r_0} \frac{\operatorname{tgh}(\mu L)}{\mu L} \rho}{1 + \frac{4\eta}{(1-\nu)\Omega} \frac{1}{\pi \lambda r_0} \frac{L}{\mu L}} \right] \quad (47)$$

onde:

$$\Omega = \frac{G_L}{G_b}$$

$$\eta = \frac{r_b}{r_0}$$

6º - Algumas correlações obtidas a partir de provas de carga realizadas.

*Tabela 3.11. Valores de  $\eta$  (adaptada de LOPES et al., 1993)*

| Tipo de Estaca              | $\eta$ |
|-----------------------------|--------|
| Metálica                    | 1,5    |
| Pré-moldada de concreto     | 3,0    |
| Tipo Franki                 | 3,5    |
| Escavada de grande diâmetro | 8,0    |

$$\nu = \begin{cases} 0,3 & \text{para } N_{\text{SPT}} \leq 10 \\ 0,4 & \text{para } 10 < N_{\text{SPT}} \leq 20 \\ 0,5 & \text{para } N_{\text{SPT}} > 20 \end{cases}$$

### 3.7.1.5 Método de VERBRUGGE (1986).

Neste método o autor mostra que o comportamento carga vs recalque de uma fundação por estaca depende, fundamentalmente, do mecanismo de transferência de carga no contato entre o solo e o fuste da estaca, e da propagação dessas cargas ao solo circundante à estaca.

Para aplicação deste método é necessário que se faça a estimativa da carga de ruptura. Para tanto Verbrugge (1986) sugere o empregado do método de **PHILIPPONNAT (1980)**.

O atrito lateral unitário é estimado a partir da equação 48.

$$q_l = \alpha_p \cdot \bar{q}_c \quad (48)$$

Onde:

$\alpha_p$  - fator da relação estaca penetrômetro, dependendo do tipo de solo;

$\bar{q}_c$  - é a média dos valores de  $q_c$ , medidos na faixa de 3 diâmetros acima e 3 diâmetros abaixo da ponta.

O valor médio de  $\bar{q}_c$  pode ser obtido pela expressão 50:

$$\bar{q}_c = \frac{\bar{q}_c' + \bar{q}_c''}{2} \quad (49)$$

Onde:

$\bar{q}_c'$  - é a média dos valores de  $q_c$  medidos na faixa de 3 diâmetros acima da ponta.

$\bar{q}_c''$  - é a média dos valores de  $q_c$  medidos na faixa de 3 diâmetros abaixo da ponta.

Máximo atrito lateral unitário:

$$f_{si} = \alpha_f \cdot \frac{q_{ci}}{\alpha_s} \leq f_{\max} \quad (50)$$

Em que:

$\alpha_f$  - fator de Philipponnat que depende do tipo de estaca;

$q_{ci}$  - valor do  $q_c$  para a camada  $i$ ;

$\alpha_s$  - depende do tipo de solo;

$f_{\max}$  - máximo valor absoluto que pode ser atribuído a  $f_s$ .

Como estabelecido por **CAMBEFORT (1964)** e **CASSAN (1966, 1968)**, a relação entre a tensão e o recalque em um ponto da estaca, pode ser obtido com êxito, através da equação:

$$w_0 = R \cdot \lambda \cdot \frac{D_b}{E_0} \cdot \sigma_0 \quad (51)$$



onde:

$w_0$  = recalque no ponto;

$E_0$  = módulo do solo sob o ponto;

$\lambda$  = coeficiente de eixo (estaca circular = 1 e estaca quadrada = 1,12);

$R$  = coeficiente de ponto (estaca cilíndrica = 0,32 e estaca com base alargada = 0,25);

$\sigma_0$  = tensão na interface solo-estaca.

**VERBRUGGE (1986)** propõe a seguinte equação para a estimativa do módulo do solo a partir dos valores do ensaio de cone (CPT).

$$E = 2,2 \cdot q_c + 3,6(\text{MPa}) \quad (52)$$

A tensão de cisalhamento  $\tau_i$  é calculada pela equação 53, onde os valores encontrados devem ser menores ou iguais a  $f_{si}$ , com  $f_{si} \leq f_{\max}$ .

$$\tau_i = B \cdot \frac{E_i}{\lambda \cdot D} \cdot w_{i-1} \leq f_{si} \leq f_{\max} \quad (53)$$

Onde:

$\tau_i$  - mobilização do atrito solo-eixo;

$E_i$  - módulo do solo em torno do elemento  $i$ ;

$D$  - diâmetro da estaca;

$W_{i-1}$  - deslocamento vertical à mais baixa face de elemento  $i$ ;

$B$  - coeficiente de eixo, obtido por **VERBRUGGE (1981)**.

$$B = \frac{2 \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu)} \left\{ 2 \cdot (1 - \nu) \left| \ln \left( \frac{L}{D} \right) + \ln(2) \right| - \frac{1}{2} \right\}^{-1} \quad (54)$$

$\nu$  - coeficiente de Poisson;

$L$  - comprimento da estaca;

$\ln$  - logaritmo natural;

$L/D$  - esbeltez da estaca.

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + \frac{4 \cdot h_i \cdot \tau_i}{D} \quad (55)$$

$$w_i = w_{i-1} + \frac{1}{E_p} \cdot \left( \sigma_{i-1} \cdot h_i + \frac{2 \cdot \tau_i \cdot h_i^2}{D} \right) \quad (56)$$

Segundo **VERBRUGGE (1986)**, o cálculo do recalque pode ser facilmente obtido: primeiramente, escolhe-se o valor de  $\sigma_0$  entre 0 e  $q_v/F$ . Isto permite o cálculo de  $w_0$  com a equação 51,  $\tau_1$  com a equação 53,  $w_1$  com a 56,  $\sigma_1$  com a 55, e, então, dá-se prosseguimento ao próximo valor de  $i = n$ . Finalmente,  $w_n$  é o recalque no topo da estaca da respectiva carga:

$$Q = \sigma_n \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (57)$$

Variando-se  $\sigma_0$  é possível calcular os diferentes valores de  $w_n$  e  $Q$ , que possibilitarão adquirir a curva carga vs recalque da estaca.

Como visto, os cálculos são muito fáceis e podem ser trabalhados até mesmo com uma calculadora eletrônica de bolso programável (**VERBRUGGE, 1986**).

#### 3.7.1.6 Método da CURVA “t-z” (modificado por PANDO et. al, 2004).

Este método modela a resistência do solo por um atrito superficial, usando mola não linear (t-z da mola), e a resistência da ponta de estaca, usando uma mola não linear ( $Q_{b-z}$  da mola) apresentadas na figura 3.26. As curvas de transferência de carga adequadas (curvas t-z e  $Q_{b-z}$ ) são essenciais, neste método, para a obtenção de estimativas razoáveis de recalques e transferência de carga para estacas individuais axialmente carregadas.

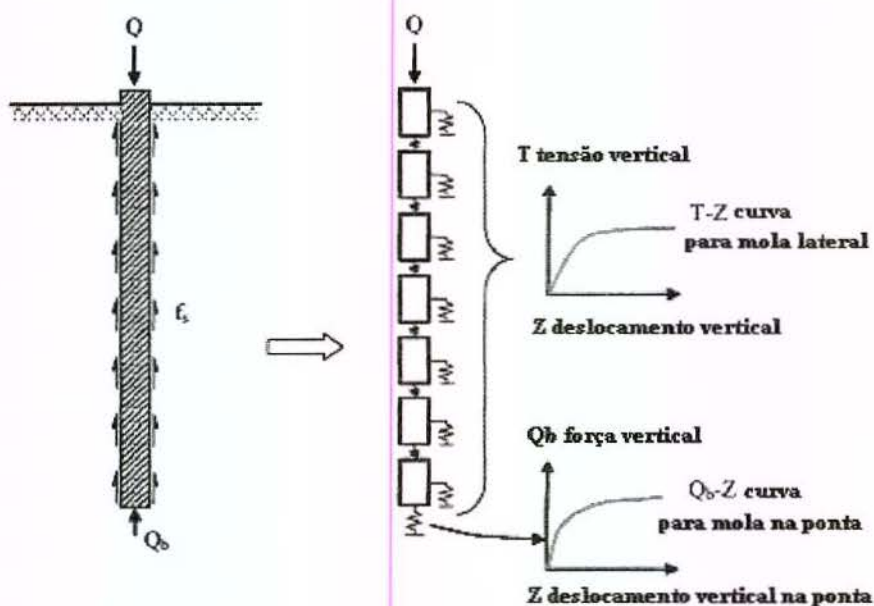
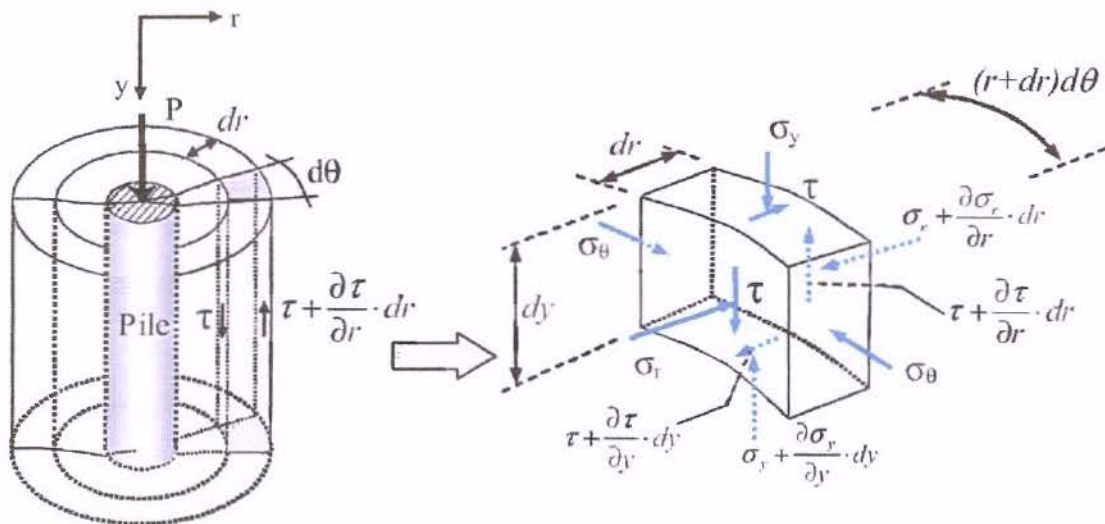


Figura 3.26. Modelo proposto para análise

Tais curvas de transferência de carga podem ser obtidas empiricamente ou teoricamente derivadas usando rigidez (resistência) de cisalhamento inicial de baixa sollicitação do solo envolta da estaca. (PANDO et al., 2004).

Segundo PANDO et al. (2004), os valores assintóticos necessários para definir as curvas de transferência de carga podem ser estimados através de sondagens CPT usando o método LCPC. A metodologia proposta engloba a não-linearidade do solo usando um modelo hiperbólico modificado, do tipo proposto por FAREY & CARTER (1993). O modelo adotado para análise é semelhante ao proposto por RANDOLPH & WROTH (1978) (Figura 3.27).

Segundo os autores, o uso deste modelo hiperbólico modificado é necessário para se incorporar à rápida redução do módulo de cisalhamento secante, observado quando valores muito baixos de sollicitação de  $G_0$  de medições de CPT sísmico são usados como referência inicial. As previsões dos recalques de estacas usando esta metodologia são, então, comparadas com os resultados de prova de carga. A previsão do recalque de estaca usando a abordagem teórica proposta e os dados de CPT sísmico mostram-se concordantes com o comportamento das provas de carga estáticas.



a) Cilindro concêntrico envolto da estaca carregada

b) tensões no elemento de solo

Figura 3.27. *Modelo de cilindro concêntrico para análise de recalque de estacas (Adaptado de RANDOLPH & WROTH, 1978).*

Os autores fazem duas considerações para estimativa do recalque, sendo que a primeira faz uma abordagem para solos de comportamento elástico-linear e a segunda, considera a não-linearidade do solo, ficando mais próximo do comportamento real.

**Caso 1:** Curvas de transferência de carga para solos de comportamento elástico-linear.

A curva de transferência de carga para a ponta da estaca pode ser aproximada usando a solução de Boussinesq para uma base rígida que está apoiada em meio elástico (POULOS & DAVIS, 1980):

$$Z_{base} = \frac{Q_b \cdot (1 - \nu)}{4 \cdot G \cdot r_0} \quad (58)$$

onde:

$Q_b$  = carga aplicada na ponta da estaca;

$G$  = Módulo de resistência ao cisalhamento do solo;

$r_0$  = raio da estaca;

$\nu$  = coeficiente de Poisson do solo.



O recalque do fuste da estaca,  $Z$ , como proposto originalmente por **RANDOLPH & WROTH (1978)**, é obtido supondo um solo elástico linear com nenhuma variação radial de  $G$ , como segue:

$$Z = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (59)$$

Onde:  $r_m$  é a distância radial em que os cisalhamentos no solo envolto no fuste da estaca se tornam insignificantes;  $\tau_0$  é a tensão de cisalhamento inicial do solo. **RANDOLPH & WROTH (1978)** propõem a estimativa de  $r_m$  usando a seguinte expressão empírica:

$$r_m = 2,5 \cdot l_p \cdot r \cdot (1 - \nu) \quad (60)$$

$r$  = fator de homogeneidade da tensão de cisalhamento do solo -  $G_1$  até a profundidade da metade da estaca e  $G_2$  até a base da estaca;

$l_p$  = profundidade de embutimento da estaca;

**Caso 2:** As Curvas de transferência de carga para solos de comportamento não-linear.

Segundo os autores, é de grande importância a correta obtenção dos parâmetros a serem empregados nas formulações. O módulo de cisalhamento inicial ( $G_0$ ) pode ser obtido *in-situ* através da expressão:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (61)$$

Onde  $\rho$  é a massa específica do solo e  $V_s$  a velocidade da onda de cisalhamento obtida em ensaios de refração sísmica.

Ressalta-se que os valores do módulo de estacas circunvizinhas estarão afetados pelo processo da instalação de uma estaca. Esses efeitos são difíceis de serem quantificados. Entretanto, são considerados menos importantes do que aqueles não-lineares e geralmente menores comparados às incertezas envolvidas na estimativa de propriedades do solo (**KRAFT et al. 1981, e RANDOLPH 1994**).

A não-linearidade do solo é um importante fator a ser analisado para correta predição do comportamento da curva de transferência de carga.

Os modelos hiperbólicos de cisalhamento tensão-deformação são empregados para representar adequadamente o comportamento não-linear dos solos (**KONDNER 1963, KONDNER & ZELASKO 1963 e DUNCAN & CHANG 1970**).

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_{ult}}} \quad (62)$$

Onde  $\gamma$  é a deformação pelo cisalhante;  $G_0$  é o módulo de cisalhamento inicial tangente e  $\tau_{ult}$  é a tensão de cisalhamento máxima, ou seja, aquela em que a deformação tende a infinito (não confundir com a tensão de ruptura,  $\tau_{max}$ ).

**CHANG (1970)** relata a relação entre o valor assintótico de  $\tau_{ult}$  e a máxima tensão de cisalhamento,  $\tau_{max}$ .

$$\tau_{max} = R_f \cdot \tau_{ult} \quad (63)$$

Substituindo a equação 62 em 61, tem-se a seguinte expressão para módulo de cisalhamento secante:

$$G_{sec} = G_0 \cdot \left( 1 - \frac{\tau \cdot R_f}{\tau_{max}} \right) \quad (64)$$

Analogamente ao procedimento do caso 1, para se chegar à estimativa de recalque do eixo da estaca através de uma equação, pode-se fazer uso da seguinte expressão:

$$Z = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_0} \cdot \ln \left( \frac{\frac{r_m}{r_0} - \frac{\tau_0 \cdot R_f}{\tau_{max}}}{1 - \frac{\tau_0 \cdot R_f}{\tau_{max}}} \right) \quad (65)$$

A rigidez inicial ( $G_0$ ) da equação 63 vem do comportamento elástico linear da curva t-z quando  $R_f = 0$ .

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = 1 - f \cdot \left( \frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \quad (66)$$

Onde

$$Z = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_0 \cdot g} \cdot \ln \left( \frac{\left( \frac{r_m}{r_0} \right)^g - f \cdot \left( \frac{\tau_0}{\tau_{\max}} \right)^g}{1 - f \cdot \left( \frac{\tau_0}{\tau_{\max}} \right)^g} \right) \quad (67)$$

Para o comportamento da base, primeiramente calcula-se o valor de  $K_0$ , a partir da seguinte expressão:

$$K_0 = \frac{4 \cdot G_0 \cdot r_0}{(1 - \nu)} \quad (68)$$

Quando há degradação do coeficiente de rigidez da mola (representando o solo) na ponta da estaca, pode-se corrigi-lo a partir da equação 69 conforme relatado por **CHOW (1986)**.

$$K_{\text{sec}} = K_0 \cdot \left[ 1 - f \cdot \left( \frac{Q_b}{Q_{b-\max}} \right)^g \right] \quad (69)$$

De posse dos parâmetros e variáveis, parte-se para o cálculo do recalque da ponta da estaca como expressa a equação 70:

$$Z_{\text{base}} = \frac{Q_b}{K_0 \cdot \left[ 1 - f \cdot \left( \frac{Q_b}{Q_{b-\max}} \right)^g \right]} \quad (70)$$

A principal contribuição desta metodologia é a melhora na percepção da não-linearidade do solo, quando o módulo de cisalhamento inicial com resistência muito baixa é usado como referência inicial. Outra vantagem deste método é o uso de dados de CPT. Com a crescente disponibilidade de ensaios CPT's, o método proposto de previsão de recalque de estaca deve ter ampla aplicabilidade.

### 3.7.1.7 Método de CASTELLI & MOTTA (2003).

Os autores apresentam, na figura 3.28, um método não-linear simplificado para previsão do comportamento de uma estaca isolada e de estacas em grupo sob cargas verticais. A avaliação do recalque não-linear é baseada em um procedimento



incrementado que leva em consideração a diminuição dos parâmetros de rigidez com aumento da carga aplicada. A solução deriva primeiramente para estaca isolada, posteriormente foi estendida ao exemplo de um grupo de estacas.

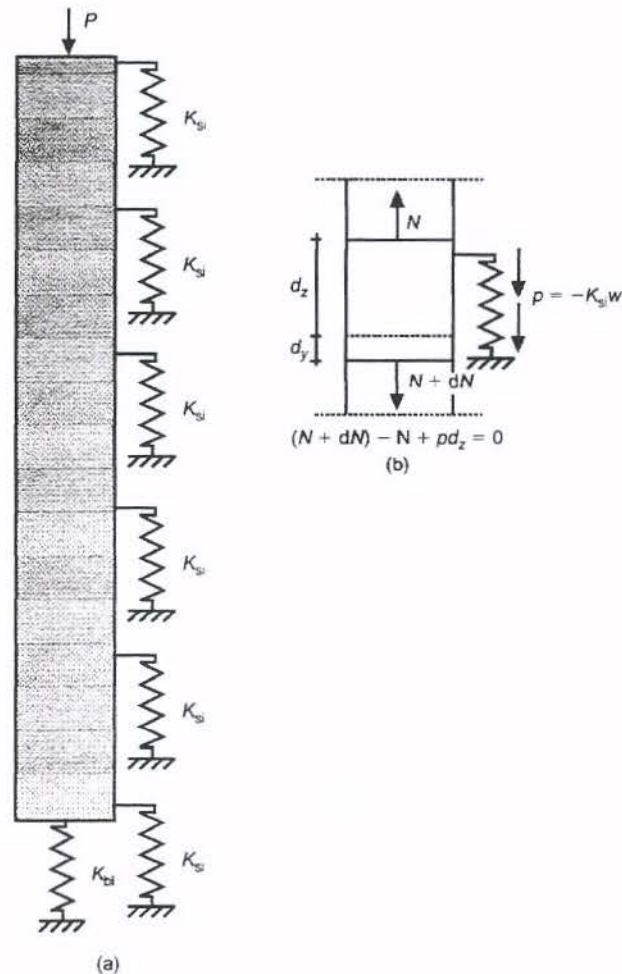


Figura 3.28. Modelo de solução derivado para a previsão do recalque de uma estaca

O modelo emprega funções hiperbólicas de transferência de carga (t-z) distribuídas ao longo do eixo e na base da estaca para testar o comportamento não-linear da resistência dos mesmos e conseqüente estimativa do recalque.

Na aproximação realizada com transferência de carga, o relacionamento entre a tensão mobilizada no eixo e na base,  $f$  e  $q$ , respectivamente, com o deslocamento vertical  $w$  da estaca, é geralmente expresso nos termos de curvas hiperbólicas do tipo Kondner:

Para o eixo:



$$f = \frac{w(z)}{\frac{1}{K_{si}} + \frac{w(z)}{f_s}} \quad (71)$$

Para a base:

$$q = \frac{w(L)}{\frac{1}{K_{bi}} + \frac{w(L)}{q_b}} \quad (72)$$

Onde:

$w(z)$  - é o recalque correspondente em uma dada profundidade  $z$ ;

$f_s$  - é a tensão de cisalhamento no eixo da estaca;

$q_b$  - é a resistência de ponta da estaca;

$K_{si}$  - rigidez inicial do eixo; e

$K_{bi}$  - rigidez inicial da base.

A solução analítica para estaca individual em um solo homogêneo apresenta a seguinte equação diferencial de segundo grau:

$$w'' - \alpha^2 \cdot w = 0 \quad (73)$$

Onde  $w$  é recalque em profundidade  $z$ , e

$$\alpha = \left( \frac{4 \cdot K_s}{E_p \cdot D} \right)^{0.5} \quad (74)$$

Em que  $K_s$  é uma rigidez média da estaca-solo ao longo do eixo dependendo do nível de carga, o  $E_p$  e  $D$  são o módulo de Young e o diâmetro da estaca, respectivamente. Supondo a curva carga vs recalque de uma estaca como uma série de seqüência quase-estática, a solução da equação (73) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\Delta w = C_1 \cdot e^{\alpha z} + C_2 \cdot e^{-\alpha z} \quad (75)$$

Onde o  $w$  é o recalque adicional devido a um pequeno incremento de carga, e onde  $C_1$  e  $C_2$  são dados:

$$C_1 = \frac{(1 - \beta)}{(1 + \beta) \cdot e^{2\alpha L} - (1 - \beta)} \cdot \frac{\Delta P}{\alpha \cdot E_p \cdot A_p} \quad (76)$$

$$C_2 = \frac{(1+\beta) \cdot e^{2\alpha L}}{(1+\beta) \cdot e^{2\alpha L} - (1-\beta)} \cdot \frac{\Delta P}{\alpha \cdot E_p \cdot A_p} \quad (77)$$

Nas equações (76) e (77),  $A_p$  é a área da seção transversal da estaca, o  $\Delta P$  é a carga adicional e

$$\beta = \frac{K_b}{\alpha \cdot E_p} \quad (78)$$

Por causa da não-linearidade da curva de carga vs recalque e porque as rigidezes do eixo e da base decrescem com o aumento da carga aplicada, um procedimento sugerido deve computar o recalque da estaca de forma acumulada, atualizando a carga na base e no eixo, e a rigidez do eixo e da base de acordo com as seguintes fórmulas:

$$\text{Para o eixo: } K_s = K_{si} \cdot (1 - \eta_s)^2 \quad (79)$$

$$\text{Para a base: } K_b = K_{bi} \cdot (1 - \eta_b)^2 \quad (80)$$

Onde  $\eta_s = R_s / R_{s\text{lim}}$  é a relação entre a reação do eixo,  $R_s$ , e a resistência do eixo,  $R_{s\text{lim}}$ ; e  $\eta_b = R_b / R_{b\text{lim}}$  é a relação entre a reação de base,  $R_b$ , e a resistência da base,  $R_{b\text{lim}}$ .

Para a determinação da rigidez inicial são propostas as seguintes equações:

$$\text{Para eixo: } K_{si} = \frac{G_0}{R_0 \cdot \ln\left(\frac{R_m}{R_0}\right)} \text{ (em kN/m}^3\text{)} \quad (81)$$

$$\text{Para base: } K_{bi} = \frac{4 \cdot G_0}{\pi \cdot R_0 \cdot (1 - \nu)} \text{ (em kN/m}^3\text{)} \quad (82)$$

Onde o  $R_0$  é o raio do eixo da estaca,  $G_0$  é o módulo inicial de cisalhamento do solo, e  $R_m$  é a distância radial em que tensão de cisalhamento se torna desprezível. De acordo com **RANDOLPH & WROTH (1978)**, a distância radial,  $R_m$ , pode ser determinada como:

$$R_m = 2,5 \cdot L \cdot (1 - \nu) \cdot \rho \quad (83)$$

Onde  $L$  é o comprimento da estaca, o  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo, e  $\rho = G_{L/2} / G$  é a variação do módulo de cisalhamento do solo em profundidade (isto é, a relação do módulo de cisalhamento do solo no comprimento médio ( $L/2$ ) da estaca). **BAGUELIN & FRANK (1975)** sugerem para o  $\ln(R_m/R_0)$  um valor que varia de 3 a 5. Comparando as equações (81) e (82) é possível encontrar,

$$\frac{K_{bi}}{K_{si}} = \frac{4 \cdot \ln(R_m/R_0)}{\pi \cdot (1 - \nu)} \quad (84)$$

Para os valores usuais do  $\ln(R_m/R_0)$  e  $\nu$ , a relação  $K_{bi}/K_{si}$  supõe valores que variam entre 4 e 10. A rigidez inicial,  $K_{si}$ , também pode ser relacionada empiricamente ao fator flexibilidade,  $M_s$ .

$$M_s = \frac{f_s}{K_{si} \cdot D} \quad (85)$$

Desta maneira os valores de  $K_{si}$  podem ser deduzidos em função da força de cisalhamento,  $f_s$ , ao longo do eixo da estaca. De acordo com **FLEMING (1992)**, os valores esperados estão na escala 0,001-0,004, isto é, estão de acordo com os trabalhos escritos por **CASTELLI et al. (1992, 1993)**, em que se deduziu que os valores do  $M_s$  variam entre 0,001 e 0,005. Estes resultados são confirmados também pelas provas de carga analisadas pelos autores, onde o fator da flexibilidade,  $M_s$ , é determinado pelas provas de carga executadas por diversos autores. O relacionamento não-linear entre  $f_s$  e  $K_{si} \cdot D$ , mostrado na figura 3.29, pode ser expresso pela seguinte equação:

$$K_{si} \cdot D = 3,5 \cdot e^{31,15 \cdot f_s} \quad (86)$$

Onde  $f_s$  e o produto de  $K_{si} D$  são expressos em MPa.

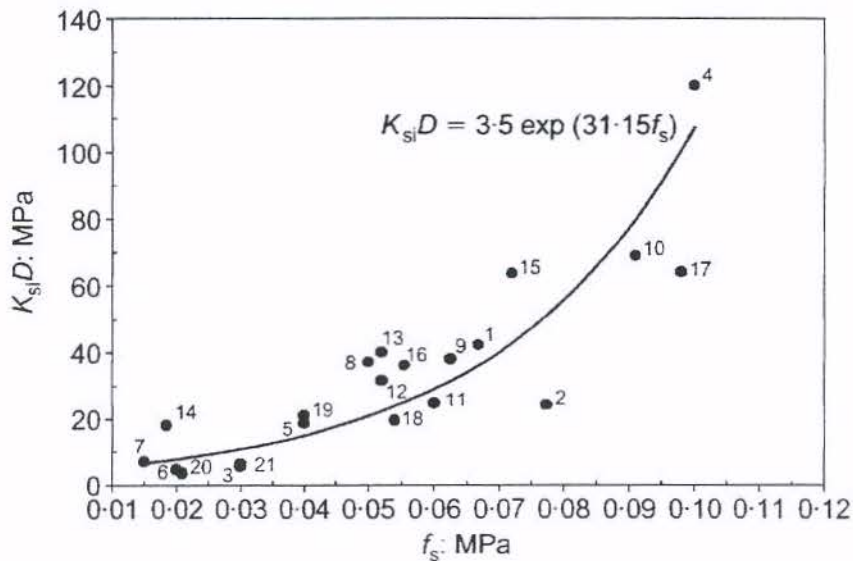


Figura 3.29. Determinação de  $K_{si} \cdot D$  através de  $f_s$

#### 3.7.1.8 Método de DÉCOURT (1995).

O autor propõe um método empírico de previsão da curva carga vs recalque baseado em resultados de provas de carga, tanto em estacas de deslocamento quanto escavadas. Inicialmente deve-se determinar a carga de ruptura, através de algum método conhecido na literatura, e separar as cargas, lateral e de ponta. O método considera duas situações: estacas de deslocamento, em qualquer solo, e estacas escavadas, em solo argiloso (situação 1); e as escavadas, em solos granulares (situação 2). Os seguintes passos devem ser seguidos para a obtenção da curva carga vs recalque:

1 - Determinar o  $X_1$

$$\text{Situação 1 (argiloso)} - X_1 = \frac{Q_p}{0,07\phi}$$

$$\text{Situação 2 (arenoso)} - X_1 = \frac{Q_p}{0,21\phi}$$

Onde  $X$  é o índice de crescimento de carga com o deslocamento e  $\phi$  o diâmetro da estaca;

2 - Obter o valor do atrito lateral na ruptura  $Q_s$ ;

3 - Marcar o ponto  $Q_s$  no eixo das cargas, definindo-se então o ponto 0;



4 - Conhecido o  $X_1$ , traça-se a reta definida pelos pontos 0 e 2 sendo  $X_2 = 0,5X_1$  e obtém-se o ponto 3 de ruptura;

5 - Traça-se uma reta partindo da origem até encontrar a reta referente aos pontos 1 e 2, correspondentes a 5mm na situação 1 e 10mm na situação 2.

Na tabela 3.12 são apresentados os fatores de obtenção dos recalques nos pontos 1, 2 e 3 para as duas situações acima citadas. Nas figuras 3.30 e 3.31, apresenta-se o esquema gráfico do método.

Tabela 3.12. Determinação de recalques nos pontos em consideração.

| Pontos  | Situação 1                   | Situação 2                   |
|---------|------------------------------|------------------------------|
| Ponto 1 | $\delta_1 = 5\text{mm}$      | $\delta_1 = 10\text{mm}$     |
| Ponto 2 | $\delta_2 = 0,04 \cdot \phi$ | $\delta_2 = 0,12 \cdot \phi$ |
| Ponto 3 | $\delta_3 = 0,10 \cdot \phi$ | $\delta_3 = 0,30 \cdot \phi$ |

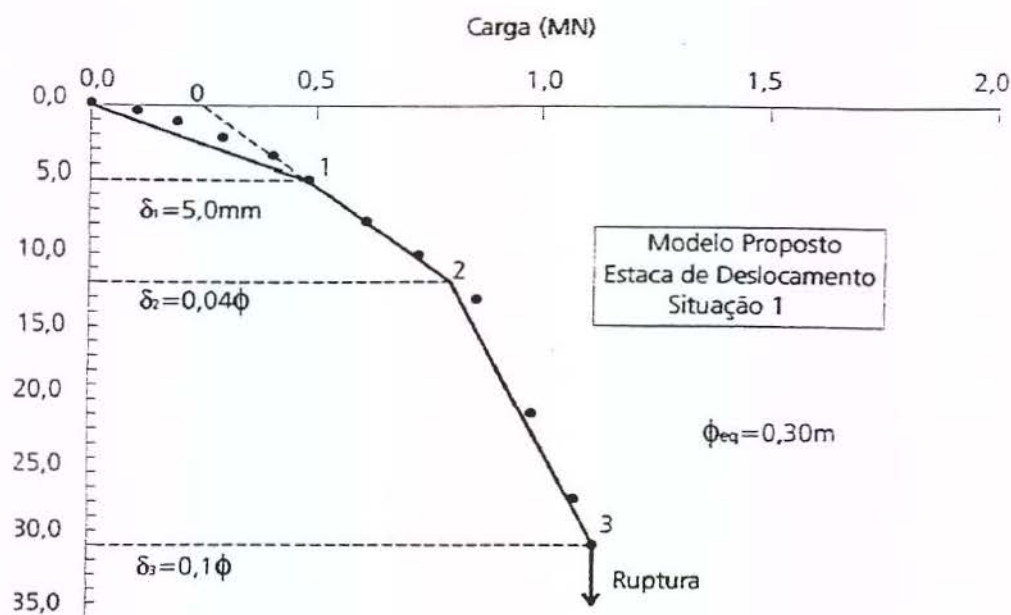


Figura 3.30. Modelo proposto para representação da curva carga vs recalque para estacas de deslocamento.

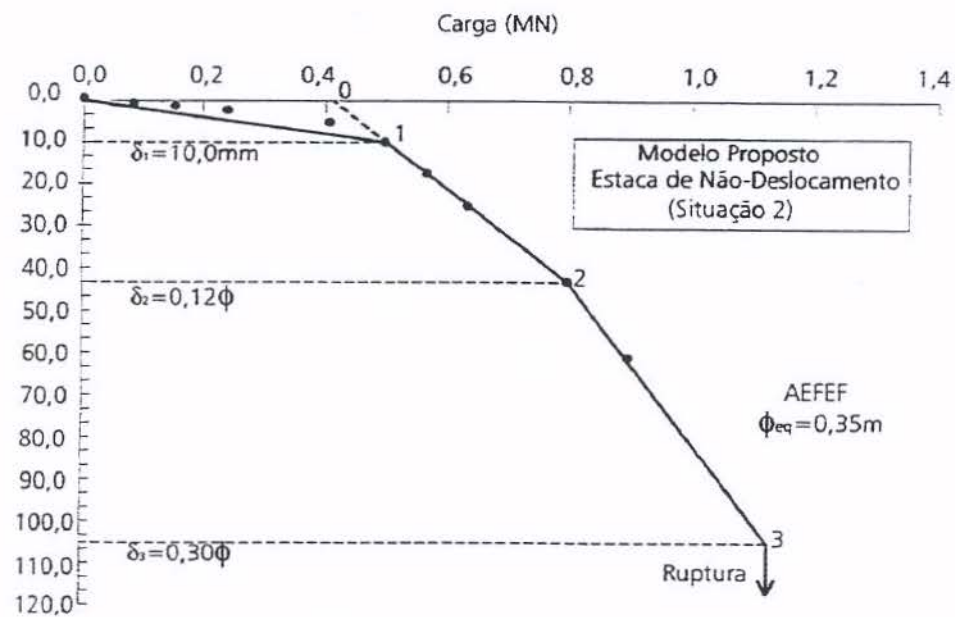


Figura 3.31. Modelo proposto para representação da curva carga vs recalque para estacas de não-deslocamento.

## 4 Material e Métodos

### 4.1 Campo Experimental.

A pesquisa foi desenvolvida no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp), localizado na Cidade Universitária "Zeferino Vaz", a qual está situada no distrito de Barão Geraldo, região noroeste de Campinas, conforme ilustra a figura 4.1.

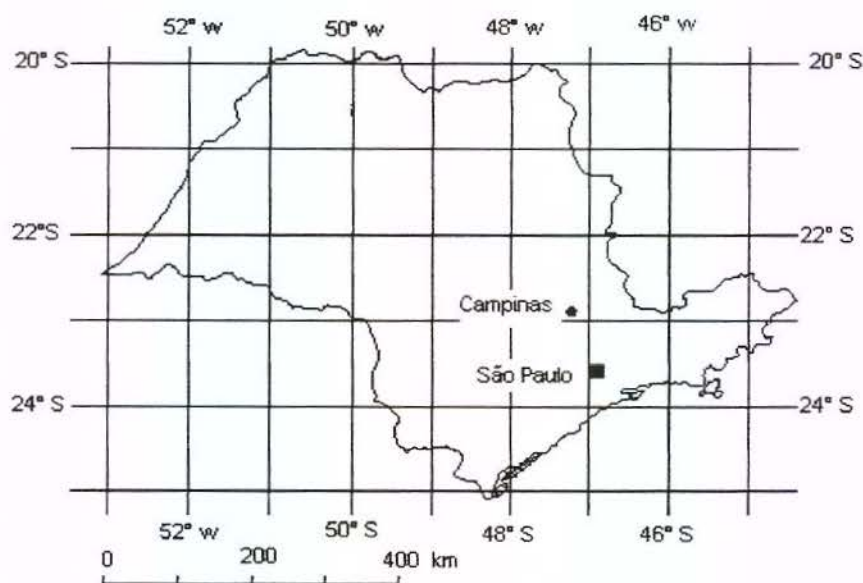


Figura 4.1. Mapa do Estado de São Paulo e localização da cidade em estudo.

#### 4.1.1 Localização e aspectos gerais.

O Campo Experimental iniciou suas atividades em meados de 1990 com os estudos realizados sobre comportamento do solo e de alguns tipos de fundações, através da realização de ensaios de caracterização e provas de carga. Essas informações permitiram a elaboração de algumas Dissertações de Mestrado e Teses de Doutorado.

No local já foram realizados diversos ensaios de campo, entre eles, pode-se citar o Standard Penetration Test (SPT), alguns com medidas de torque (SPT-T), Cone Penetration Test (CPT), “Cross-Hole”, Dilatômetro de Marchetti (DMT), Pressiômetro de Ménard (PMT), sísmica de refração, sondagem elétrica vertical, ensaios laboratoriais em amostras deformadas (ensaios de caracterização) e amostras indeformadas (triaxiais, adensamento, compressão simples) retiradas de um poço de 16m de profundidade.

Várias provas de carga estáticas também compõem o histórico do Campo Experimental, com carregamentos à compressão, tração e horizontal, além de provas dinâmicas em estacas pré-moldadas.

O substrato rochoso da região é formado por magmáticos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral (Diabásio) perfazendo 98 km<sup>2</sup> da região de Campinas, ocupando 14% da área total.

O perfil do Campo Experimental é constituído por solo de diabásio, apresentando uma camada superficial de 6,5m de espessura, constituída de argila silto-arenosa (colúvio) de alta porosidade, seguida de uma camada de silte argilo-arenoso (diabásio) até 20m e o nível de água não é encontrado até 17m de profundidade, dependendo da estação climática.

A primeira camada é formada por um solo maduro (laterítico e colapsível), o qual passou por intensos processos de intemperização e de lixiviação sofrido. Esses processos ocasionaram o aumento da porosidade devido ao carreamento dos finos para o horizonte mais profundo, proporcionando o surgimento de um solo com índices de vazio da ordem de 1,8. Esta camada apresenta valores de índices de resistência à penetração  $N_{spt} \leq 5$ ,  $q_c < 1500 \text{ kPa}$ ,  $T_{m\acute{a}x} \leq 2$  e  $T_{res}=1$ .

A segunda camada é formada por um solo residual jovem, que conserva características herdadas da rocha de origem, com valores de índice de vazios igual a 1,5. Algumas das características de resistência obtidas para esta camada são:  $N_{spt} \leq 35$ ,  $q_c < 3000 \text{ kPa}$ ,  $T_{m\acute{a}x} \leq 35$  e  $T_{res} \leq 24$ .

A primeira camada apresenta índices de colapso variando de 2,4% a 24% dependendo da pressão aplicada (MONACCI, 1995). Com relação à granulometria (ensaio realizado com defloculante Hexametáfosfato de Sódio) até 6,5m de profundidade,



o solo é nitidamente argiloso e vai então tornando-se siltoso, pelo aumento da fração silte e diminuição da fração argila e constância da fração areia em relação à profundidade.

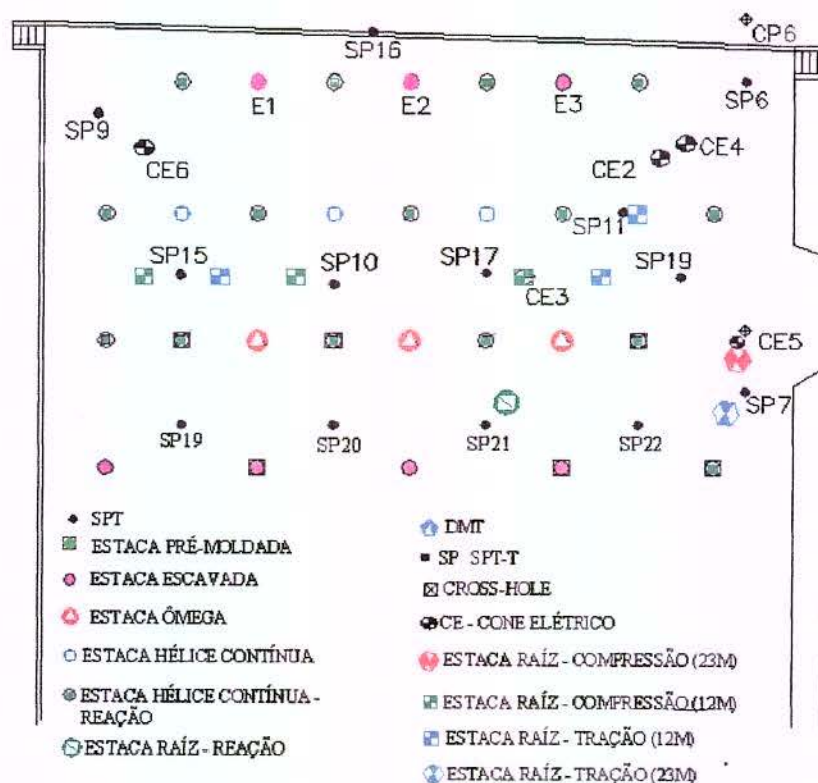


Figura 4.2. Estacas estudadas e ensaios de campo já realizados no campo experimental

Na figura 4.2 tem-se a localização das estacas raiz estudadas e os respectivos ensaios de campo, CPT e SPT próximos as mesmas, além das demais estacas já estudadas neste Campo Experimental.

Atualmente, existem pesquisas realizadas em estacas metálicas (perfil e trilho), avaliadas sob carregamento dinâmico, provas de carga à compressão e tração, e estudos sobre as características do comportamento mecânico do solo superficial não saturado deste campo experimental.

#### 4.1.2 Ensaios de caracterização do subsolo.

No Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp foram realizados vários ensaios para caracterização do perfil estratigráfico do solo, compreendendo ensaios de campo e laboratório.

##### 4.1.2.1 Ensaio SPT com medidas de torque

Existem diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de ensaio nos diferentes países, resultantes de fatores locais e grau de desenvolvimento tecnológico do setor, o que resulta na desuniformidade com relação aos termos fluido estabilizante, diâmetro do furo, mecanismo de levantamento e liberação de queda do martelo, rigidez das hastes, geometria do amostrador e método de cravação. Além desses fatores tem-se a influência marcante das características e condições do solo nas medidas de SPT (Tabela 4.1). Uma revisão completa sobre o atual estado do conhecimento pode ser encontrada em **SKEMPTON (1986)**, **CLAYTON (1993)** e considerações sobre a realidade sul-americana em **MILITITSKY & SCHNAID (1995)**.

*Tabela 4.1. Influência das propriedades de solos granulares na resistência à penetração.*

| Fator                       | Influência                                                                                                  | Referência                                                                                     |
|-----------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Índice de vazios            | Redução do índice aumenta resistência à penetração                                                          | Terzaghi & Peck (1967); Gibbs & Holtz (1957); Holubeck et al (1973), Marcusson et al (1977)    |
| Tamanho médio da partícula  | Aumento do tamanho médio aumenta a resistência à penetração                                                 | Schultze et al (1961); DIN 4.094; Skempton (1986)                                              |
| Coeficiente de uniformidade | Solos uniformes apresentam menor resistência à penetração                                                   | DIN 4.094 - Parte 2                                                                            |
| Pressão neutra              | Solos finos densos dilatam aumentando a resistência; solos finos muito fofos podem se liquefazer no ensaio. | Terzaghi & Peck (1967), Bazaraa (1967); de Mello (1971); Rodin et al (1974); Clay et al (1982) |
| Angulosidade das partículas | Aumento da angulosidade aumenta a resistência à penetração                                                  | Holubec & D'Appolonia (1973); DIN 4.094                                                        |
| Cimentação                  | Aumenta a resistência                                                                                       | DIN 4.094 - Parte 2                                                                            |
| Nível de tensões            | Aumento de tensão vertical ou horizontal aumenta a resistência                                              | Zolkov et al (1965); de Mello (1971); Dikran (1983); Clayton et al (1985); Schnaid &           |

|       |                                                    |                                                                   |
|-------|----------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
|       |                                                    | Houlsby, (1994)                                                   |
| Idade | Aumento da idade do depósito aumenta a resistência | Skempton (1986); Barton et al, (1989); Jamiolkowski et al, (1988) |

A sugestão de se medir o torque após a execução dos SPT foi feita por **RANZINI (1988)**. A introdução desse ensaio na rotina dos serviços de sondagens, assim como o estabelecimento das regras básicas para a sua interpretação é obra de **DÉCOURT & QUARESMA FILHO (1991,1994)**. Inúmeros artigos foram escritos sobre o tema, tais como: **DÉCOURT & QUARESMA FILHO (1991, 1994)**, **DÉCOURT, 1991A, 1991B**, **DÉCOURT (1992) E ALONSO (1998)**.

A partir dos valores de torque medidos em cada metro de profundidade, torna-se possível a obtenção de um importante parâmetro do solo, o fator de atrito lateral.

Utiliza-se a equação (87) de **RANZINI (1994)**, para o cálculo do atrito lateral amostrador-solo, fornecido pelo ensaio SPT-T:

$$f_T = \frac{100 \cdot T}{0,41 \cdot h - 0,032} \quad (87)$$

Na tabela 4.2 e na figura 4.3, são apresentados e ilustrados os valores de  $N_{SPT}$ , torques  $T_{\max}$  e  $T_{res}$  obtidos no Campo Experimental de Fundações e Mecânica dos Solos da Unicamp através de torquímetro analógico, todos até 31 metros de profundidade. Estes valores referem-se ao furo de sondagem 7 (SPT 7), sendo este considerado como representativo do solo estudado.



Tabela 4.2. Valores de  $N_{SPT}$ ,  $T_{m\acute{a}x}$  e  $T_{res}$ . (CARVALHO et al., 2004).

| Profundidade<br>(m) | $N_{SPT}^*$ | $T_{m\acute{a}x}$<br>(kgf·m) | $T_{res}$<br>(kgf·m) |
|---------------------|-------------|------------------------------|----------------------|
| 1                   | 2,1         | 3,8                          | 0,9                  |
| 2                   | 4,2         | 5,0                          | 1,0                  |
| 3                   | 4,0         | 4,0                          | 1,0                  |
| 4                   | 4,5         | 2,8                          | 0,9                  |
| 5                   | 7,3         | 9,3                          | 1,9                  |
| 6                   | 6,2         | 7,0                          | 4,0                  |
| 7                   | 5,2         | 6,8                          | 4,9                  |
| 8                   | 6,7         | 9,0                          | 7,0                  |
| 9                   | 9,0         | 12,0                         | 8,0                  |
| 10                  | 10,0        | 12,0                         | 10,0                 |
| 11                  | 10,3        | 14,0                         | 9,0                  |
| 12                  | 9,3         | 12,0                         | 9,0                  |
| 13                  | 7,5         | 12,0                         | 8,0                  |
| 14                  | 6,7         | 9,8                          | 6,8                  |
| 15                  | 3,9         | 6,0                          | 3,0                  |
| 16                  | 1,9         | 4,3                          | 3,5                  |
| 17                  | 6,6         | 15,0                         | 10,3                 |
| 18                  | 13,0        | 28,0                         | 23,0                 |
| 19                  | 19,0        | 35,0                         | 28,0                 |
| 20                  | 13,4        | 19,6                         | 16,6                 |
| 21                  | 15,0        | 21,0                         | 18,0                 |
| 22                  | 16,5        | 23,0                         | 18,0                 |
| 23                  | 20,7        | 30,0                         | 24,0                 |
| 24                  | 16,0        | 26,0                         | 20,0                 |
| 25                  | 17,6        | 20,0                         | 18,0                 |
| 26                  | 19,7        | 24,0                         | 20,0                 |
| 27                  | 18,6        | 22,0                         | 18,0                 |
| 28                  | 22,8        | 40,0                         | 30,0                 |

|    |      |      |      |
|----|------|------|------|
| 29 | 31,0 | 40,0 | 33,0 |
| 30 | 36,0 | 48,0 | 34,0 |
| 31 | 33,0 | 40,0 | 35,0 |

\* Valores convertidos para 30 cm de penetração.

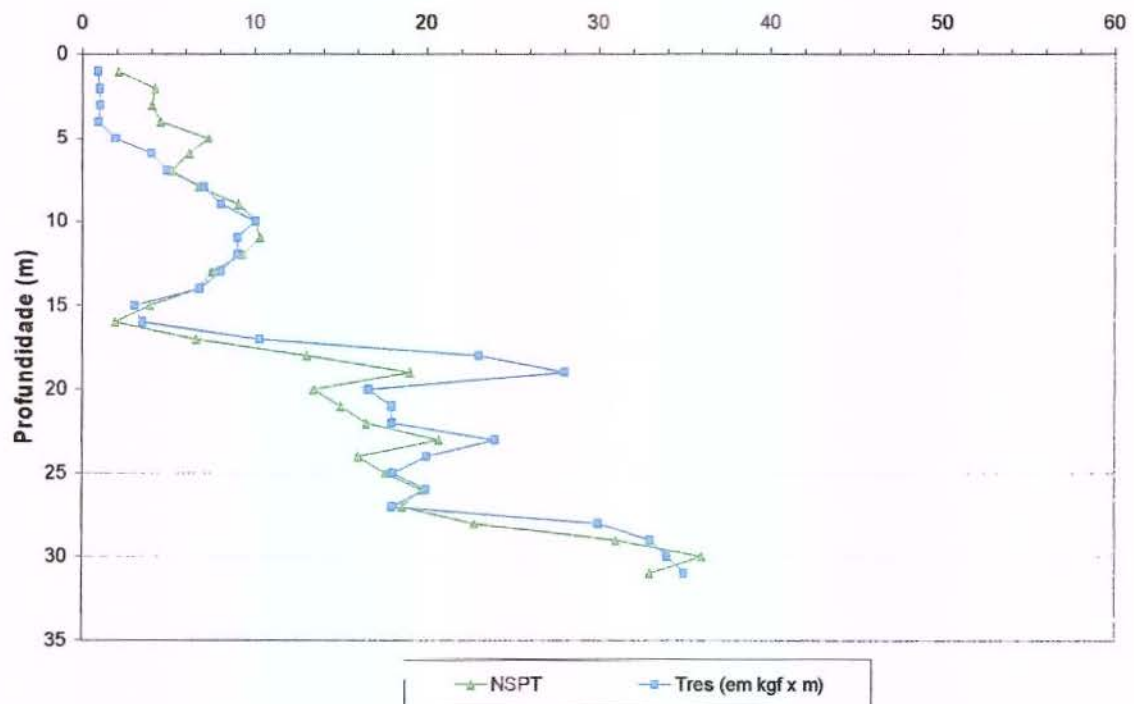


Figura 4.3. Variações do  $N_{SPT}$  e  $T_{res}$  em profundidade.

#### 4.1.2.2 Ensaio de Cone - CPT.

Os valores da Tabela 4.3 foram coletados a partir do cone elétrico quando prospectado no solo até a profundidade de 27,25 m, obtendo-se as leituras médias a cada 25 cm, lembrando que o cone realiza leituras a cada 2 cm. Os valores de atrito lateral ( $f_s$ ) e resistência de ponta ( $q_c$ ) coletados no ensaio realizado são apresentados na tabela 4.3. Este furo de sondagem foi realizado no eixo da estaca de 23 metros considerou-se como representativo do solo estudado. Nas figuras 4.4 e 4.5 tem-se a variação dos valores de CPT, fuste ( $f_s$ ) e ponta ( $q_p$ ), respectivamente, em função da profundidade.

Tabela 4.3. Valores de  $f_s$  (kPa) e  $q_c$  (MPa) (CARVALHO et al., 2004)

| Prof. | CPT         |             | Prof. | CPT         |             | Prof. | CPT         |             |
|-------|-------------|-------------|-------|-------------|-------------|-------|-------------|-------------|
| (m)   | $f_s$ (kPa) | $q_c$ (MPa) | (m)   | $f_s$ (kPa) | $q_c$ (MPa) | (m)   | $f_s$ (kPa) | $q_c$ (MPa) |
| 0,25  | 37          | 1,95        | 9,50  | 112         | 1,57        | 18,75 | 164         | 3,14        |
| 0,50  | 87          | 1,87        | 9,75  | 123         | 2,04        | 19,00 | 151         | 2,77        |
| 0,75  | 57          | 1,53        | 10,00 | 118         | 1,97        | 19,25 | 135         | 2,73        |
| 1,00  | 17          | 1,15        | 10,25 | 124         | 2,19        | 19,50 | 113         | 2,94        |
| 1,25  | 11          | 1,32        | 10,50 | 136         | 2,12        | 19,75 | 224         | 14,05       |
| 1,50  | 10          | 1,21        | 10,75 | 136         | 2,14        | 20,00 | 608         | 22,97       |
| 1,75  | 10          | 1,32        | 11,00 | 133         | 2,09        | 20,25 | 505         | 15,85       |
| 2,00  | 13          | 1,67        | 11,25 | 141         | 2,02        | 20,50 | 466         | 6,36        |
| 2,25  | 12          | 1,41        | 11,50 | 152         | 2,14        | 20,75 | 156         | 2,90        |
| 2,50  | 26          | 1,82        | 11,75 | 137         | 2,07        | 21,00 | 139         | 2,89        |
| 2,75  | 34          | 1,99        | 12,00 | 130         | 2,01        | 21,25 | 183         | 3,59        |
| 3,00  | 19          | 2,04        | 12,25 | 140         | 1,93        | 21,50 | 243         | 4,02        |
| 3,25  | 32          | 2,40        | 12,50 | 115         | 1,91        | 21,75 | 196         | 3,05        |
| 3,50  | 31          | 2,81        | 12,75 | 107         | 1,85        | 22,00 | 154         | 2,92        |
| 3,75  | 30          | 2,83        | 13,00 | 118         | 1,87        | 22,25 | 196         | 3,41        |
| 4,00  | 65          | 2,42        | 13,25 | 116         | 1,84        | 22,50 | 183         | 2,92        |
| 4,25  | 42          | 2,21        | 13,50 | 92          | 1,72        | 22,75 | 166         | 3,03        |
| 4,50  | 31          | 2,15        | 13,75 | 79          | 1,84        | 23,00 | 178         | 3,66        |
| 4,75  | 33          | 2,51        | 14,00 | 78          | 1,71        | 23,25 | 234         | 4,49        |
| 5,00  | 50          | 2,83        | 14,25 | 92          | 1,81        | 23,50 | 176         | 3,43        |
| 5,25  | 73          | 4,00        | 14,50 | 79          | 1,64        | 23,75 | 291         | 5,95        |
| 5,50  | 44          | 3,11        | 14,75 | 69          | 1,69        | 24,00 | 182         | 3,38        |
| 5,75  | 67          | 3,03        | 15,00 | 65          | 1,80        | 24,25 | 148         | 3,00        |
| 6,00  | 115         | 2,58        | 15,25 | 90          | 1,92        | 24,50 | 140         | 3,17        |
| 6,25  | 147         | 2,37        | 15,50 | 82          | 1,97        | 24,75 | 135         | 3,61        |
| 6,50  | 155         | 2,28        | 15,75 | 79          | 1,95        | 25,00 | 140         | 3,50        |
| 6,75  | 135         | 1,99        | 16,00 | 61          | 2,13        | 25,25 | 191         | 3,64        |
| 7,00  | 113         | 1,91        | 16,25 | 109         | 3,04        | 25,50 | 170         | 3,85        |
| 7,25  | 123         | 1,82        | 16,50 | 149         | 2,58        | 25,75 | 138         | 3,47        |
| 7,50  | 124         | 1,92        | 16,75 | 98          | 2,19        | 26,00 | 125         | 3,87        |
| 7,75  | 127         | 2,07        | 17,00 | 86          | 1,98        | 26,25 | 198         | 3,75        |
| 8,00  | 145         | 2,10        | 17,25 | 104         | 2,42        | 26,50 | 179         | 4,01        |
| 8,25  | 132         | 1,72        | 17,50 | 81          | 2,62        | 26,75 | 163         | 4,03        |
| 8,50  | 134         | 1,72        | 17,75 | 84          | 2,84        | 27,00 | 176         | 4,48        |
| 8,75  | 111         | 1,53        | 18,00 | 109         | 3,11        | 27,25 | 161         | 4,03        |

|      |     |      |       |    |      |       |   |   |
|------|-----|------|-------|----|------|-------|---|---|
| 9,00 | 113 | 1,81 | 18,25 | 80 | 3,04 | 27,50 | - | - |
| 9,25 | 122 | 1,65 | 18,50 | 74 | 3,16 | 27,75 | - | - |

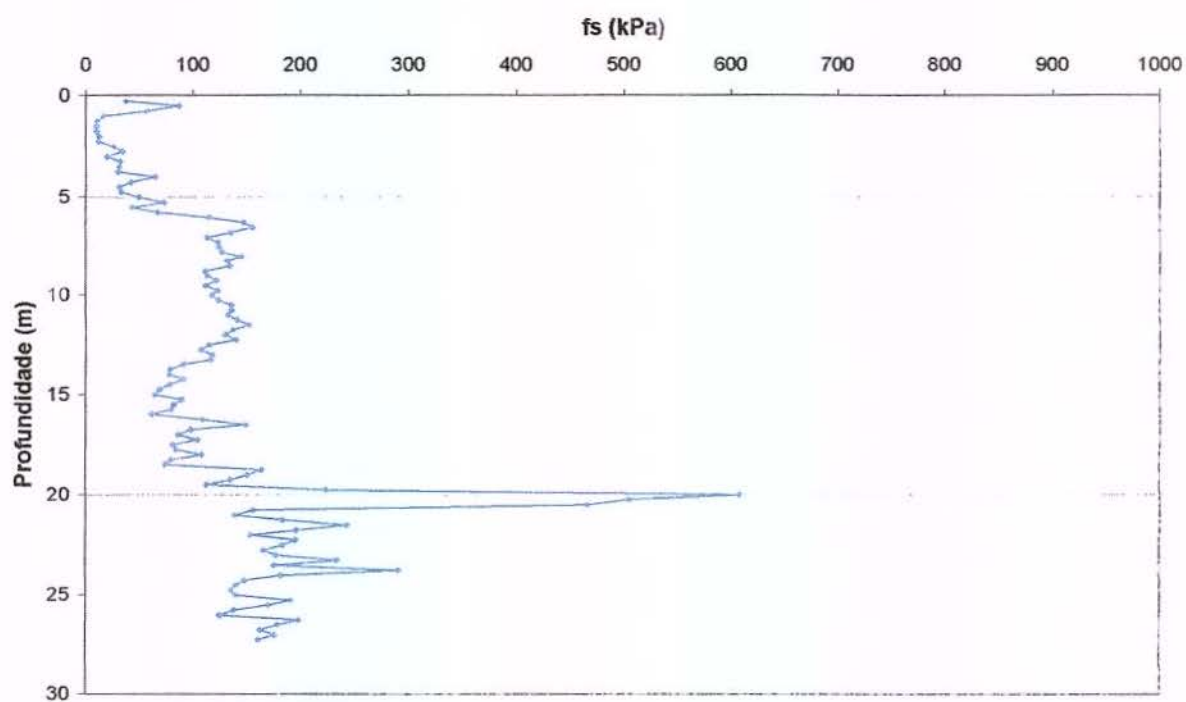


Figura 4.4. Variação do atrito lateral obtido no CPT pela profundidade.

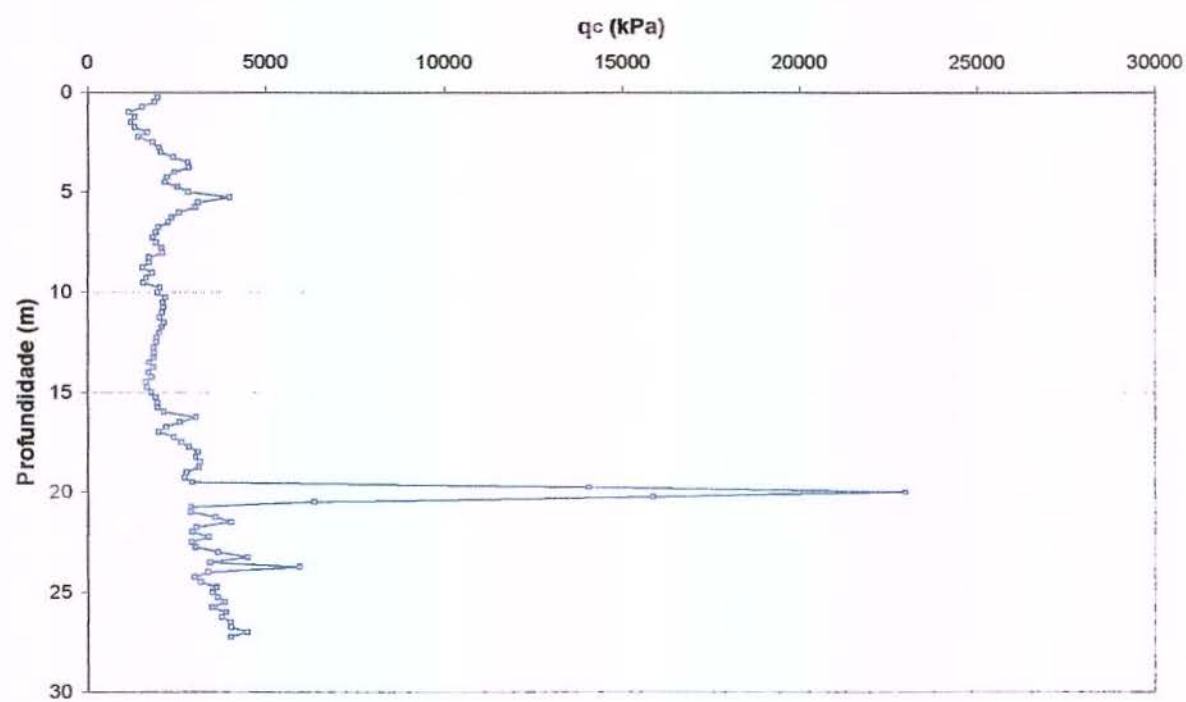




Figura 4.5. *Variação da resistência de ponta obtida no CPT pela profundidade.*

#### 4.1.2.3 Ensaio Dilatométrico - DMT.

Na tabela 4.4 e na figura 4.6 são apresentados e ilustrados os parâmetros obtidos através do ensaio DMT, onde foram realizadas medidas de  $P_0$  e  $P_1$ , possibilitando, através de equações pré-determinadas por **MARCHETTI (1980)**, a determinação dos índices de material ( $I_D$ ) e de tensão horizontal ( $K_D$ ). Na figura 4.7 tem-se a variação de  $P_0$  e  $P_1$  em função da profundidade.

Tabela 4.4. *Valores de  $P_0$ ,  $P_1$ ,  $I_D$  e  $K_D$  do Dilatômetro de Marchetti (CARVALHO et al., 2004)*

| Profundidade<br>(m) | $P_0$<br>(bar) | $P_1$<br>(bar) | $I_D$ | $K_D$ |
|---------------------|----------------|----------------|-------|-------|
| 1                   | 0,903          | 1,25           | 0,38  | 2,05  |
| 2                   | 0,998          | 1,45           | 0,45  | 1,67  |
| 3                   | 1,198          | 1,65           | 0,38  | 1,59  |
| 4                   | 0,786          | 1,50           | 0,91  | 0,86  |
| 5                   | 1,178          | 2,05           | 0,74  | 1,11  |
| 6                   | 3,301          | 6,85           | 1,08  | 2,68  |
| 7                   | 1,001          | 1,40           | 0,40  | 0,72  |
| 8                   | 1,354          | 2,75           | 1,03  | 0,87  |
| 9                   | 1,176          | 3,15           | 1,68  | 0,68  |
| 10                  | 2,700          | 7,45           | 1,77  | 1,42  |
| 11                  | 4,943          | 10,75          | 1,17  | 2,38  |
| 12                  | 4,279          | 9,35           | 1,19  | 1,90  |
| 13                  | 5,663          | 11,05          | 0,95  | 2,32  |
| 14                  | 5,476          | 9,55           | 0,74  | 2,09  |
| 15                  | 4,386          | 8,25           | 0,88  | 1,57  |
| 16                  | 4,683          | 7,55           | 0,61  | 1,58  |
| 17                  | 5,783          | 8,65           | 0,50  | 1,84  |
| 18                  | 6,423          | 9,50           | 0,48  | 1,93  |

|    |       |       |      |      |
|----|-------|-------|------|------|
| 19 | 7,458 | 10,85 | 0,45 | 2,13 |
| 20 | 0,903 | 1,25  | 0,38 | 2,05 |

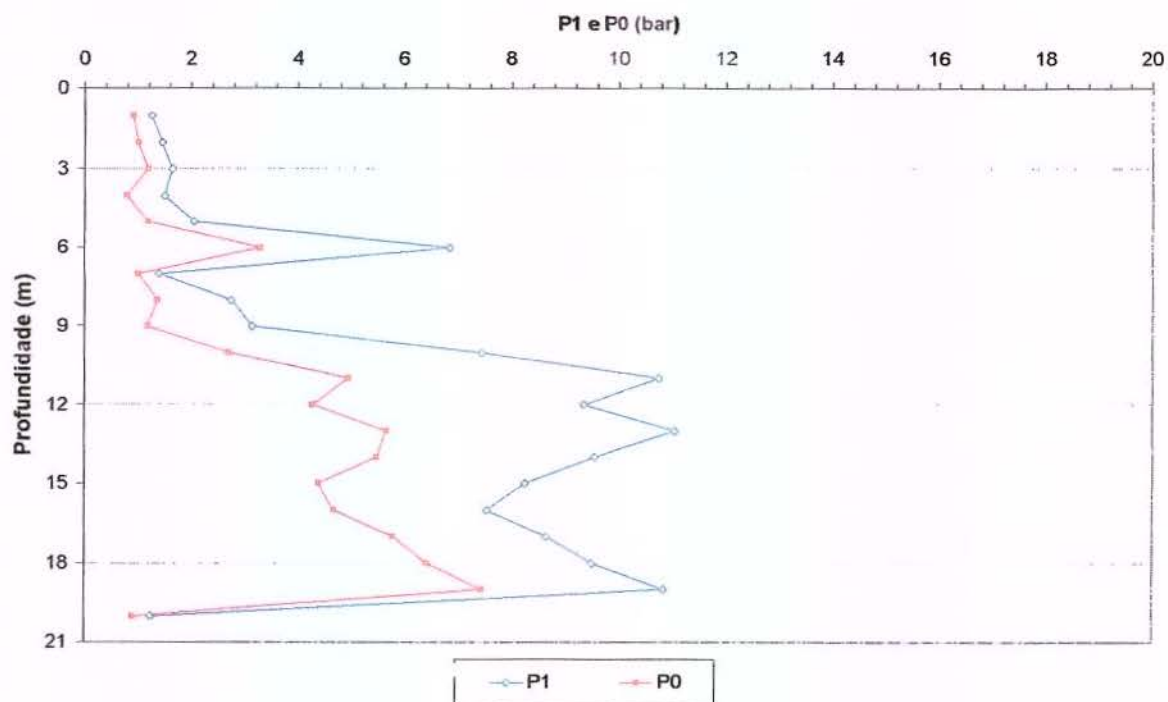


Figura 4.6. Variação do  $P_0$  e  $P_1$  em profundidade.

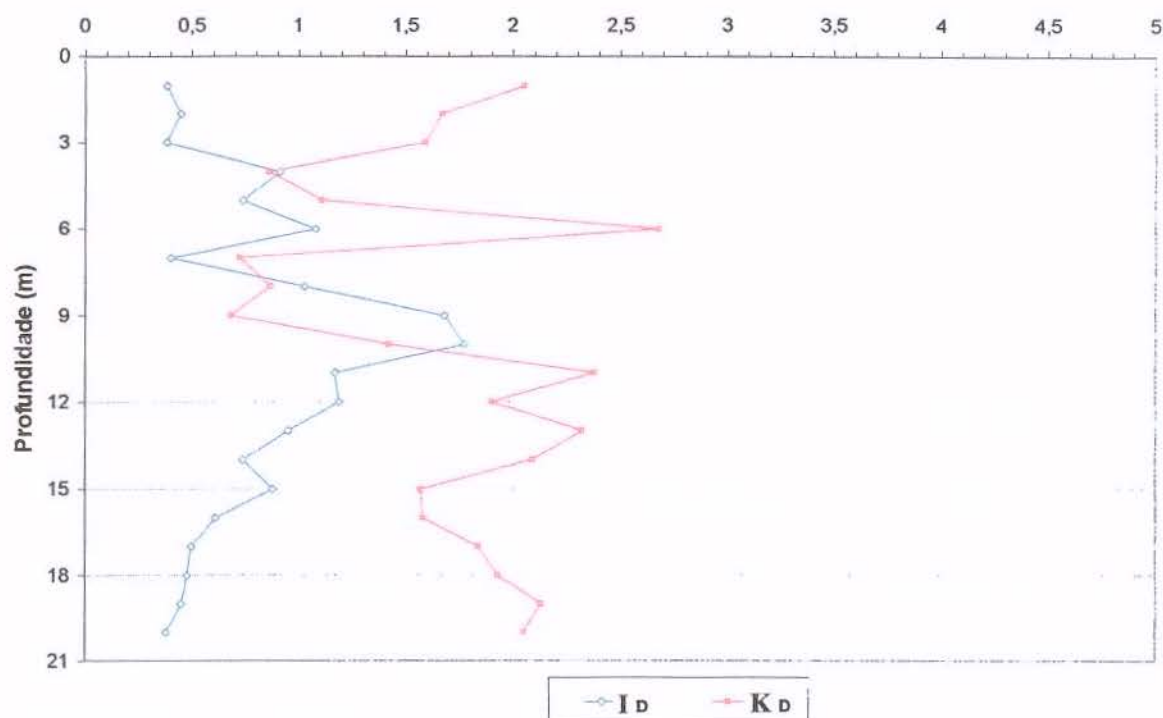


Figura 4.7. Variação do  $I_D$  e  $K_D$  em profundidade.

#### 4.1.2.4 Ensaio Pressiométrico - PMT.

Os resultados do ensaio pressiométrico foram obtidos através do trabalho realizado por FONTAINE (2004), com os quais estimam-se através de correlações empíricas, os valores do módulo de elasticidade e de cisalhamento conforme mostra a tabela 4.5.

Tabela 4.5. Valores do módulo de elasticidade e Cisalhamento do solo (FONTAINE, 2004)

| Profundidade (m) | E (MPa) | G (MPa) |
|------------------|---------|---------|
| 2,0              | 3,11    | 1,17    |
| 4,0              | 10,1    | 3,80    |
| 8,0              | 11,65   | 4,38    |
| 10,0             | 13,03   | 4,90    |
| 12,0             | 13,06   | 4,91    |
| 14,0             | 10,49   | 3,94    |
| 16,0             | 6,98    | 2,62    |

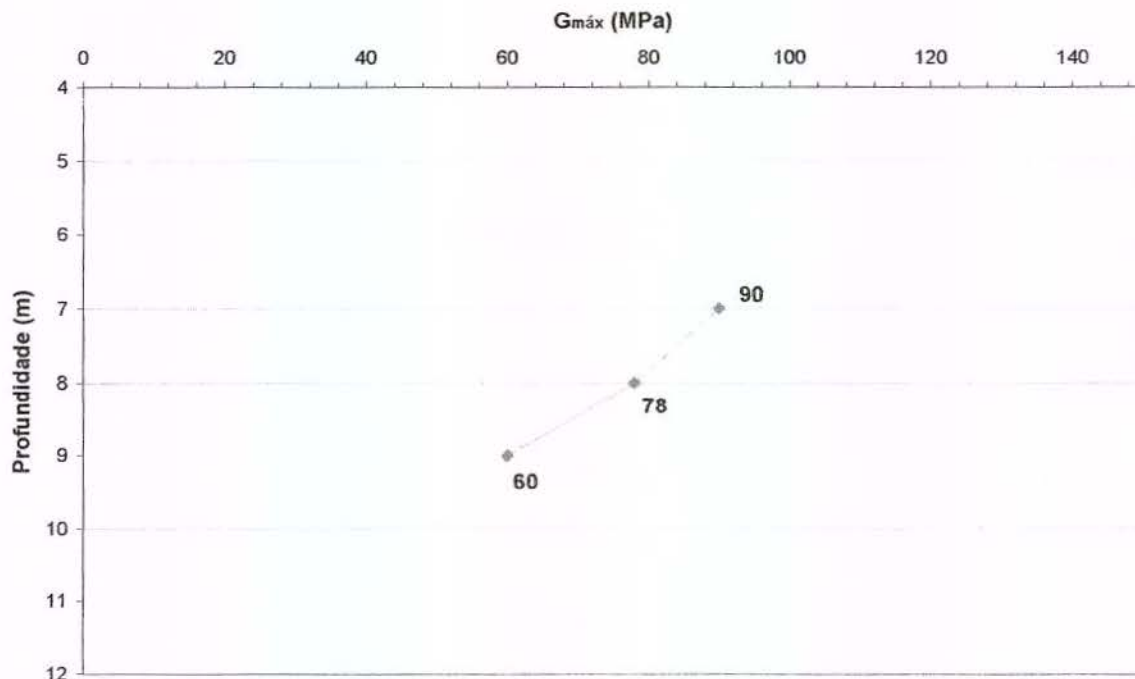


Figura 4.8. *Módulo de cisalhamento inicial em profundidade (FONTAINE, 2004).*

**FONTAINE (2004)** apresenta resultados obtidos para o módulo de cisalhamento inicial  $G_0$ , conforme mostra a figura 4.8. Estes foram obtidos a partir do ensaio “Cross-hole”, o qual determina-se a velocidade da onda cortante para posterior determinação do módulo de cisalhamento ( $G_{máx}$ ).

#### 4.1.2.5 Ensaio de laboratório.

Os ensaios laboratoriais apresentam maior precisão na determinação dos parâmetros característicos do solo, visto que, é possível ter-se um controle muito mais rigoroso em um número maior de etapas e requisitos necessários à correta determinação dos parâmetros. No entanto, não se pode garantir o estado original das amostras levadas ao laboratório para ensaiar. Já os ensaios de campo possuem uma maior potencialidade na determinação das características originais das amostras, visto que, são ensaios realizados *in loco*.

Os ensaios foram realizados nos laboratórios de Mecânica dos Solos da Engenharia Civil (FEC), e no laboratório de Materiais da Engenharia Agrícola (FEAGRI).

O primeiro ensaio trata da determinação em percentual da composição granulométrica (argila, silte e areia) ao longo da profundidade, conforme mostra a figura 4.9. Através desta pode-se classificar o solo como uma argila siltosa de 0 à 6 metros de profundidade, e abaixo de 6 metros tem-se um solo silto argiloso. Ressalta-se que estes ensaios foram realizados com defloculante.

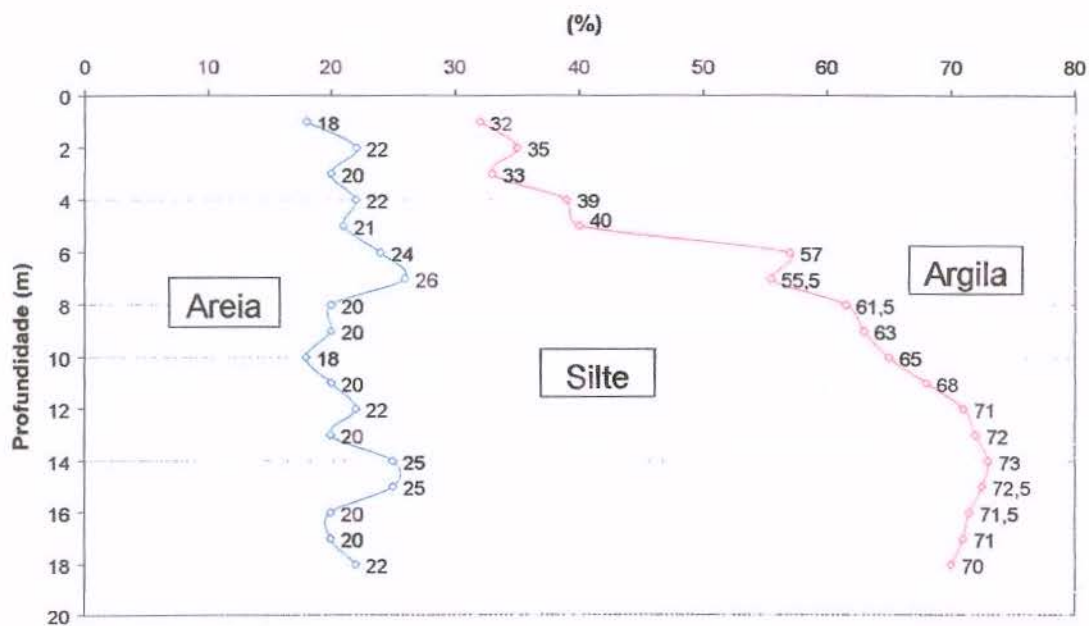


Figura 4.9. *Distribuição Granulométrica (CARVALHO et al., 2004)*

Na Figura 4.10 apresentam-se os valores dos ensaios de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP), tem-se nesta mesma figura os respectivos valores determinados para o Índice de Plasticidade (IP) até a profundidade de 17,00 m.



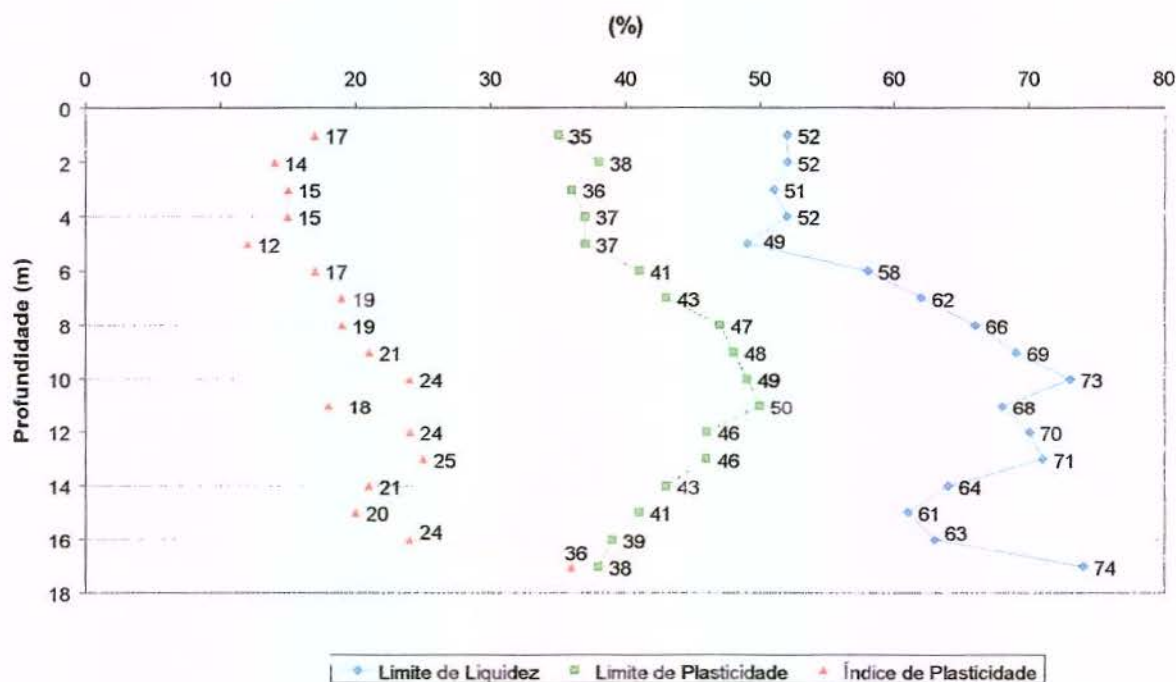


Figura 4.10. Valores de limites de Atterberg (CARVALHO et al., 2004)

A figura 4.11 mostra a variação ao longo da profundidade dos valores de alguns índices físicos obtidos para o Campo Experimental, de acordo com os resultados apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6. Índices físicos (CARVALHO et al., 2004)

| Profundidade<br>(m) | $\gamma_{nat}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_s$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | w<br>(%) | Sr<br>(%) | e    | n<br>(%) |
|---------------------|----------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|----------|-----------|------|----------|
| 1,0                 | 13,4                                   | 29,7                               | 10,7                               | 24,3     | 40,8      | 1,77 | 63,8     |
| 2,0                 | 13,0                                   | 29,1                               | 10,6                               | 23,4     | 38,7      | 1,76 | 63,7     |
| 3,0                 | 13,0                                   | 29,5                               | 10,6                               | 22,8     | 37,6      | 1,79 | 64,1     |
| 4,0                 | 13,0                                   | 30,1                               | 10,5                               | 23,7     | 38,4      | 1,86 | 65,0     |
| 6,0                 | 15,4                                   | 30,1                               | 12,4                               | 24,6     | 51,4      | 1,44 | 59,0     |
| 7,0                 | 15,4                                   | 29,1                               | 12,2                               | 26,3     | 54,7      | 1,40 | 58,2     |
| 8,0                 | 14,8                                   | 29,5                               | 11,5                               | 28,1     | 53,1      | 1,56 | 60,1     |
| 9,0                 | 15,0                                   | 30,1                               | 11,6                               | 29,9     | 56,2      | 1,60 | 61,5     |
| 10,0                | 15,1                                   | 29,6                               | 11,6                               | 30,5     | 57,4      | 1,60 | 61,6     |
| 12,0                | 16,1                                   | 30,6                               | 12,0                               | 33,8     | 68,5      | 1,46 | 59,4     |
| 14,0                | 16,4                                   | 30,6                               | 12,3                               | 32,8     | 67,8      | 1,48 | 58,7     |
| 14,5                | 16,4                                   | 30,6                               | 12,3                               | 32,8     | 67,8      | 1,48 | 58,7     |
| 16,0                | 16,7                                   | 30,1                               | 12,0                               | 39,2     | 78,1      | 1,51 | 60,1     |

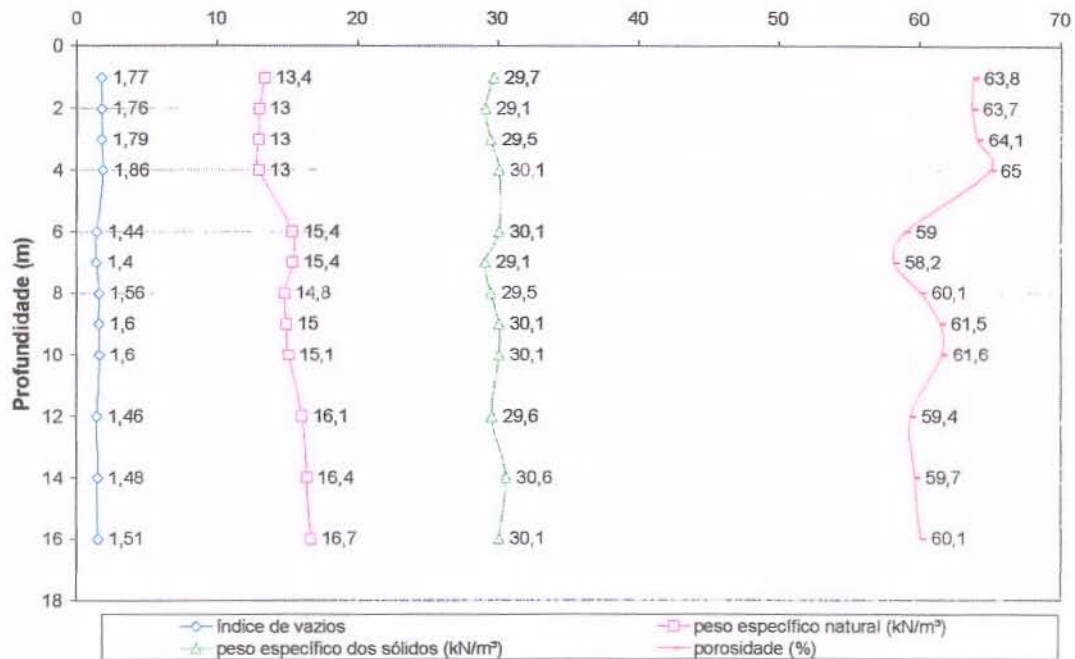


Figura 4.11. Índices Físicos obtidos para o Campo Experimental (CARVALHO et al., 2004).

Na figura 4.12 apresentam-se os parâmetros de resistência à compressão simples até a profundidade de 16m.

Com a retirada de amostras indeformadas pôde-se, não só realizar os ensaios edométricos, mas também os ensaios triaxiais, cujos valores de coesão e ângulo de atrito em termos de tensões totais estão apresentados na figura 4.13.



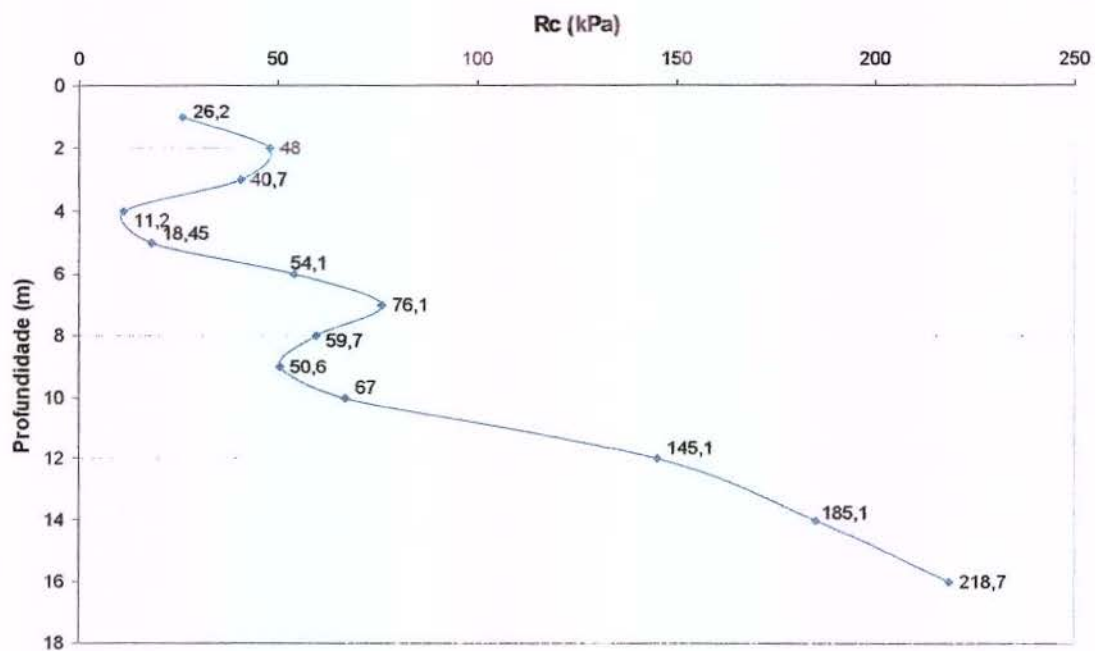


Figura 4.12. Resistência à compressão, obtidos até 16m (CARVALHO et al., 2004).

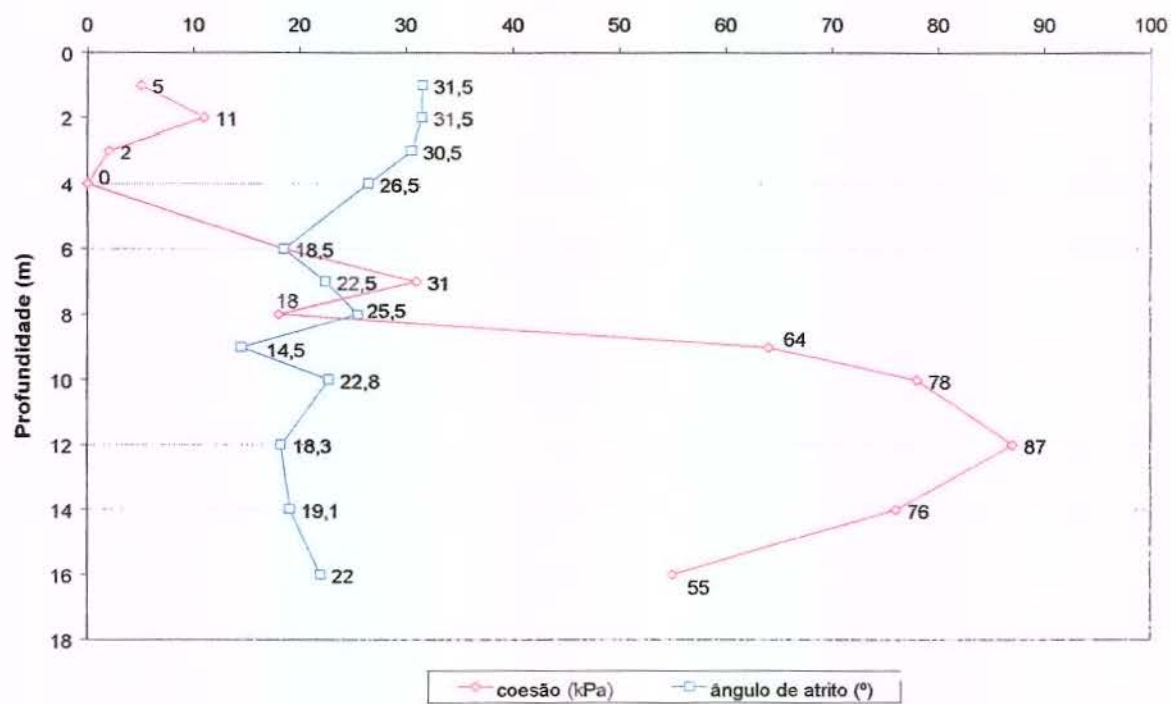


Figura 4.13. Parâmetros de resistência totais obtidos em ensaios triaxiais, adensado não-drenado (C.U.) (CARVALHO et al., 2004).

Os valores da Tabela 4.7 foram obtidos através de ensaios tipo Proctor Normal realizados em amostras retiradas às profundidades de 1 a 4m.

*Tabela 4.7. Valores obtidos na curva de Compactação*

| Amostra | Umidade Ótima (%) | Peso Específico Seco (kN/m <sup>3</sup> ) |
|---------|-------------------|-------------------------------------------|
| 1       | 28                | 15,4                                      |
| 2       | 28                | 15,4                                      |
| 3       | 27                | 15,3                                      |
| 4       | 28                | 15,8                                      |

## 4.2 Estacas Ensaaiadas.

Os estudos são relativos à duas estacas. A estaca “A” trata-se de uma estaca raiz com 23 metros de comprimento e 0,31 metro de diâmetro, a segunda estaca raiz (estaca “B”) possui comprimento de 12 metros e 0,41 metro de diâmetro. Para a primeira estaca citada fez-se prova de carga, a qual foi executada neste trabalho, já as informações da segunda estaca foram obtidas em **NOGUEIRA (2004)**.

### 4.2.1 Características gerais das estacas ensaiadas.

Para a realização desta pesquisa executou-se uma estaca raiz de acordo com as características constantes na tabela 4.8. Essas características consideradas da estaca raiz são de uso corrente das empresas que comercializam esse tipo de fundação. A tabela 4.8 apresenta também as características da estaca 3.

*Tabela 4.8. Características geométricas das estacas.*

| Características                               | Estaca “A” | Estaca “B” |
|-----------------------------------------------|------------|------------|
| Diâmetro da estaca (mm)                       | 310        | 410        |
| Diâmetro externo do tubo (mm)                 | 275        | 355        |
| Área da secção transversal (cm <sup>2</sup> ) | 755        | 1320       |
| Perímetro da estaca (cm)                      | 98         | 126        |
| Diâmetro externo do estribo (mm)              | 200        | 280        |
| Diâmetro interno da coroa (mm)                | 235        | 323        |

|                 |    |    |
|-----------------|----|----|
| Comprimento (m) | 23 | 12 |
|-----------------|----|----|

#### 4.2.2 Processo Executivo.

As estacas “A” e “B” foram executadas segundo as prescrições do Manual e Especificações de Produtos e Procedimentos da ABEF (ABEF, 1999). Quando necessário, foram usadas as preconizações apresentadas pela Norma Brasileira de Fundações - NBR 6.122/96.

#### 4.2.3 Características da argamassa.

A idealização do traço desta “argamassa” partiu da necessidade de suprir as dificuldades de concretagem existentes devido ao processo executivo de confecção da estaca, em que o sistema de injeção da argamassa sob pressão deveria ser feito através de um tubo. Desta forma, a utilização de “argamassa” com elevada fluidez e com agregados na forma de pedrisco, tornou-se fundamental para a prática de uma boa concretagem. Nas tabelas 4.9 e 4.10 pode-se verificar as principais composições e relações do traço empregado.

*Tabela 4.9. Dados técnicos considerados (Estaca “A”)*

|                                         |       |
|-----------------------------------------|-------|
| Cimento (kg)                            | 1,00  |
| Areia ( $\lambda$ )                     | 1,58  |
| Relação A/C                             | 0,525 |
| Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> ) | 640   |

*Tabela 4.10. Consumo de material por “Traço”*

|                      |       |
|----------------------|-------|
| Cimento (kg)         | 200,0 |
| Areia (12 litros)    | 21,0  |
| Água (12 litros)     | 7,0   |
| Umidade da areia (%) | 6,8   |

Na tabela 4.11 são apresentados os resultados obtidos na ruptura dos corpos de prova moldados com o mesmo concreto utilizado na confecção da estaca raiz “A”, os quais serviram para aferir a tensão de ruptura do concreto empregado.

*Tabela 4.11. Resultados dos ensaios à compressão dos corpos de provas (a 89 dias).*

| Tensão de Ruptura (MPa) |      |      |      |
|-------------------------|------|------|------|
| CP 1                    | 31,0 | CP 5 | 35,1 |
| CP 2                    | 26,2 | CP 6 | 36,0 |
| CP 3                    | 30,6 | CP 7 | 35,2 |
| CP 4                    | 32,2 | CP 8 | 31,9 |

#### 4.2.4 Armadura da estaca.

O dimensionamento estrutural da estaca fez-se analogamente ao cálculo utilizado no dimensionamento de pilares, como mostra a equação 88.

$$A_s = \frac{2 \cdot N - 0,6 \cdot D^2 \cdot f_{ck}}{0,9 \cdot f_{yk} - 0,765 \cdot f_{ck}} \quad (88)$$

Onde:

N é a carga aplicada no topo da estaca;

A<sub>s</sub> é a área de aço.

O valor de  $f_{ck}$  considerado no dimensionamento estrutural de fundações, normalmente não ultrapassa 20MPa, exceto em casos excepcionais que exigem condições de projeto especiais. No entanto, a ABNT (**NBR 6122/96**), em sua última revisão, recomenda o emprego de concreto com resistência característica ( $f_{ck}$ ) não inferior a 18MPa para execução de fundações. O aço CA-50, empregado no dimensionamento da estaca, apresenta resistência característica ao escoamento ( $f_{yk}$ ) igual a 500MPa.

É importante salientar que existem duas condições a serem analisadas quando se projeta um elemento de fundação (estaca e solo), a análise estrutural e a geotécnica. Têm-



se dessa forma duas capacidades, a do elemento estrutural e a do maciço de solo. O menor valor de capacidade encontrado é então considerado como capacidade do elemento de fundação (estaca-solo), sendo normalmente representado pela capacidade de carga geotécnica.

Previamente à realização da prova de carga é determinada analiticamente a capacidade de carga do elemento de fundação, através de um método consagrado. Neste caso determinou-se através do método **LIZZI (1982)**, resultando em 1800kN, ou seja, supostamente essa seria a resistência última do elemento de fundação (sistema: estaca + solo).

A tabela 4.12 apresenta a armadura utilizada nas estacas.

*Tabela 4.12. Dimensionamento da armadura das estacas*

| Comprimento da estaca | Armadura longitudinal | Comprimento da armadura | Bitola do estribo | Diâmetro do estribo |
|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------|---------------------|
| 23 m                  | 7 $\phi$ 20 mm        | 23 m                    | 6,3 mm            | 200 mm              |
| 12 m                  | 6 $\phi$ 20 mm        | 12 m                    | 6,3 mm            | 280 mm              |

A instalação da armadura no interior do tubo metálico de revestimento após a perfuração da estaca até cota pré-determinada foi realizada com o auxílio da torre da perfuratriz *CLÓ ZIRONI CR-12* e o caminhão *munk* para içar a parte final da armadura e permitir que a mesma fosse posicionada na direção vertical, de forma a facilitar a sua descida.

#### 4.2.5 Golpes de pressão.

Uma característica marcante na confecção das estacas tipo raiz são os golpes de pressão existentes, os quais foram repetidos por até 6 vezes na seguinte ordem: ponta da estaca (23m), 18m, 15m, 12m, 9m e 6m, onde aplicou-se a pressão de 300 kPa. (Estaca “A”)

Procedimento análogo foi considerado durante o processo de injeção de argamassa para confecção da estaca raiz de 12 metros de comprimento, os golpes de pressão foram aplicados a 12m (ponta), 6m (L/2) e a 2m da superfície. (Estaca “B”)

#### 4.2.6 Instrumentação

Existe grande interesse em avaliar separadamente, em provas de carga, a parcela de carregamento transferida à ponta e ao fuste em estacas submetidas à compressão (DÉCOURT, 1995) e (MANTILLA, 1992).

Com o objetivo de determinar a transferência de carga ao solo e ao atrito desenvolvido no conjunto solo-estaca, optou-se pela utilização de “strain-gages”, ao longo do fuste da estaca (Estaca “A” e “B”).

A instrumentação é composta de barras instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência (“strain-gages”). Para sua confecção utilizou-se barras de aço do tipo CA-50, com 12,5mm de diâmetro e 0,60m de comprimento. Estas barras foram instaladas, posteriormente à execução das estacas, dentro de um tubo de aço instalado junto à armadura da estaca quando da sua execução. As barras foram unidas e colocadas no tubo de aço, em posição pré-definida, formando uma barra contínua. Para possibilitar a emenda das barras, utilizou-se o sistema de rosqueamento das pontas, com acoplamento de luvas do mesmo material.

Os extensômetros elétricos utilizados, especiais para aço (KFG-2-120-D16-11 - Kyowa Electronics Instruments), foram montados em ponte completa e protegidos contra umidade e choque mecânico, através da aplicação de resina especial (Scotchcast - 3M). Completada a instrumentação, todas as barras foram levadas ao laboratório para calibração, verificando-se assim o seu perfeito funcionamento.

As barras foram introduzidas dentro do tubo de aço, juntamente com uma mangueira de plástico, com diâmetro aproximado de 6mm. Através da mangueira de plástico foi injetada nata de cimento no tubo, de baixo para cima, com fator água/cimento igual a 0,45; a fim de solidarizar o conjunto de barras instrumentadas ao tubo de aço. As barras ficaram suspensas no ato da injeção, evitando-se flambagem dentro do tubo.

##### 4.2.6.1 Instalação da instrumentação.

A instrumentação foi instalada nos níveis 0,5m (Nível 1), 5,0m (Nível 2), 11,7m (Nível 3), 18,0m (Nível 4) e 22,7m (Nível 5) de profundidade, distribuídos ao longo do fuste da estaca. (Estaca “A”)



E para a estaca “B” foram instaladas nos níveis de 0,5m (Nível 1), 5,0m (Nível 2) e 11,7m (Nível 3).

#### 4.3 Prova de Carga.

A prova de carga do tipo lento (SML) foi realizada de acordo com as especificações da Norma Brasileira (ABNT-NBR 12.131/91). O solo, a partir da base do bloco de coroamento, foi escavado até a profundidade de 0,60m para que tal trecho fosse utilizado como secção de referência, para a determinação do módulo de elasticidade do material que compõem a estaca, e para que o bloco de coroamento não oferecesse nenhuma resistência sobre o solo abaixo de si mesmo.

*Tabela 4.13. Níveis de leitura da instrumentação*

| Estaca           | Nível 1* | Nível 2 | Nível 3 | Nível 4 | Nível 5 |
|------------------|----------|---------|---------|---------|---------|
| 23m-Compressão   | 0,50m    | 5,00m   | 11,70m  | 18,00m  | 22,70m  |
| 12m-Compressão** | 0,50m    | 5,00m   | 11,70m  | -       | -       |

\* Secção de referência; \*\* NOGUEIRA (2004)

### **5 Apresentação e discussão dos resultados das provas de carga.**

Os resultados de carga e recalque da estaca do subitem 5.1 (estaca “A”) foram obtidos a partir da realização de prova de carga, já para a estaca do subitem 5.2 (estaca “B”), os valores de carga e recalque foram obtidos através do trabalho realizado por **NOGUEIRA (2004)**.

As estimativas das cargas de ruptura para as estacas raiz “A” e “B”, em estudo, foram feitas através do método de Lizzi (1982) (ver Anexo A), isto porque, este método apresenta os melhores resultados em comparação com os vários resultados reais existentes. No entanto, este método não leva em consideração a parcela referente à resistência de ponta, sendo necessário estimar as respectivas porcentagens para resistência de ponta e de atrito lateral; para isso optou-se pelo método de Décourt (1995), o qual

apresenta resultados menos conservadores em comparação a outros métodos considerados consagrados para estimativa da carga de ruptura.

O intuito de tornar conhecido, em termos percentuais, as resistências supracitadas, deve-se ao fato de serem necessárias como dados de entrada em alguns métodos de previsão. Como por exemplo, nos métodos de previsão da curva carga vs recalque em que as iterações são feitas até que a soma dos incrementos seja maior ou igual a carga de ruptura estimada.

### 5.1 Estaca raiz “A” ( $L = 23\text{m}$ e $\phi = 0,31\text{m}$ ).

Antecipadamente à execução da prova de carga, fez-se necessário a estimativa da respectiva carga de ruptura ( $Q_{rup}$ ). Neste caso, empregou-se o método de **LIZZI (1982)**, pois de acordo com a **NBR 12.131/91**, os incrementos de carga devem ser da ordem de 10% da carga de ruptura, no caso de prova de carga lenta.

Na tabela 5.1 são apresentados os resultados da referida prova de carga realizada no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp, onde são apresentados os valores da carga e do recalque para cada carregamento e o recalque acumulado ao longo da prova de carga.

*Tabela 5.1. Resultados obtidos através da prova de carga (Estaca “A”)*

| $Q_{Total}$<br>(kN) | $\delta$ (mm) | $\delta_{acumulado}$<br>(mm) | $Q_{Total}$<br>(kN) | $\delta$ (mm) | $\delta_{acumulado}$<br>(mm) |
|---------------------|---------------|------------------------------|---------------------|---------------|------------------------------|
| 0                   | 0             | 0                            | 1600                | 1,70          | 6,97                         |
| 200                 | 0,19          | 0,19                         | 1800                | 2,12          | 9,08                         |
| 400                 | 0,02          | 0,21                         | 2000                | 20,68         | 29,76                        |
| 600                 | 0,56          | 0,77                         | 1390                | -0,18         | 29,58                        |
| 800                 | 1,10          | 1,87                         | 920                 | -1,53         | 28,05                        |
| 1000                | 0,44          | 2,31                         | 460                 | -2,51         | 25,54                        |
| 1200                | 1,49          | 3,79                         | 0                   | -3,98         | 21,56                        |
| 1400                | 1,48          | 5,27                         | -                   | -             | -                            |

A partir dos resultados de deslocamento do topo da estaca (tabela 5.1) foi possível desenhar o gráfico de curva carga vs recalque conforme mostra a figura 5.1. O comportamento da curva carga vs recalque apresenta a ruptura para o incremento de carga de 2000 kN de maneira abrupta, representado pelo trecho escarpado da curva.

O emprego de instrumentação em vários níveis possibilitou verificar e quantificar através da equação 1, as mobilizações lateral e de ponta para cada incremento de carga durante a realização da prova de carga. De acordo com a Lei de Hooke:  $F = E_e \cdot \epsilon \cdot A$ , sendo os valores expressos em kN com o aumento da profundidade. Através do gráfico da figura 5.2 pode-se verificar a deformação obtida na secção de referência para cada nível de carregamento. Dos cinco níveis instrumentados, foram descartados os posicionados nas cotas 5 e 11,7 por apresentarem inconsistências nos resultados.

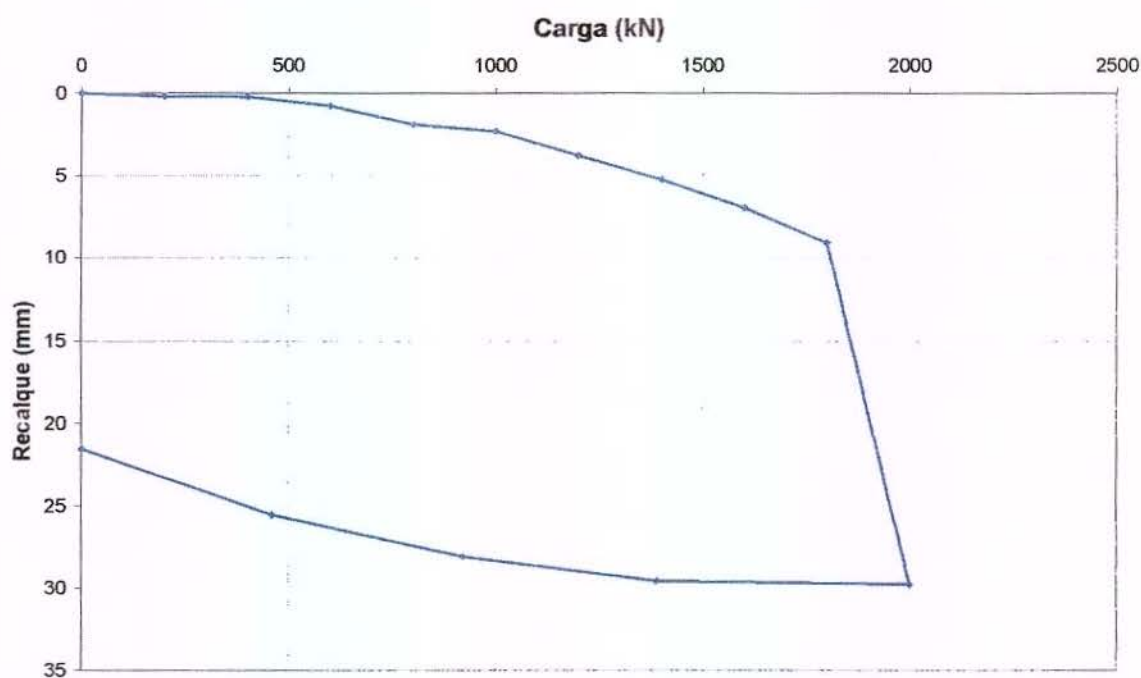


Figura 5.1. Curva carga vs recalque (estaca A)



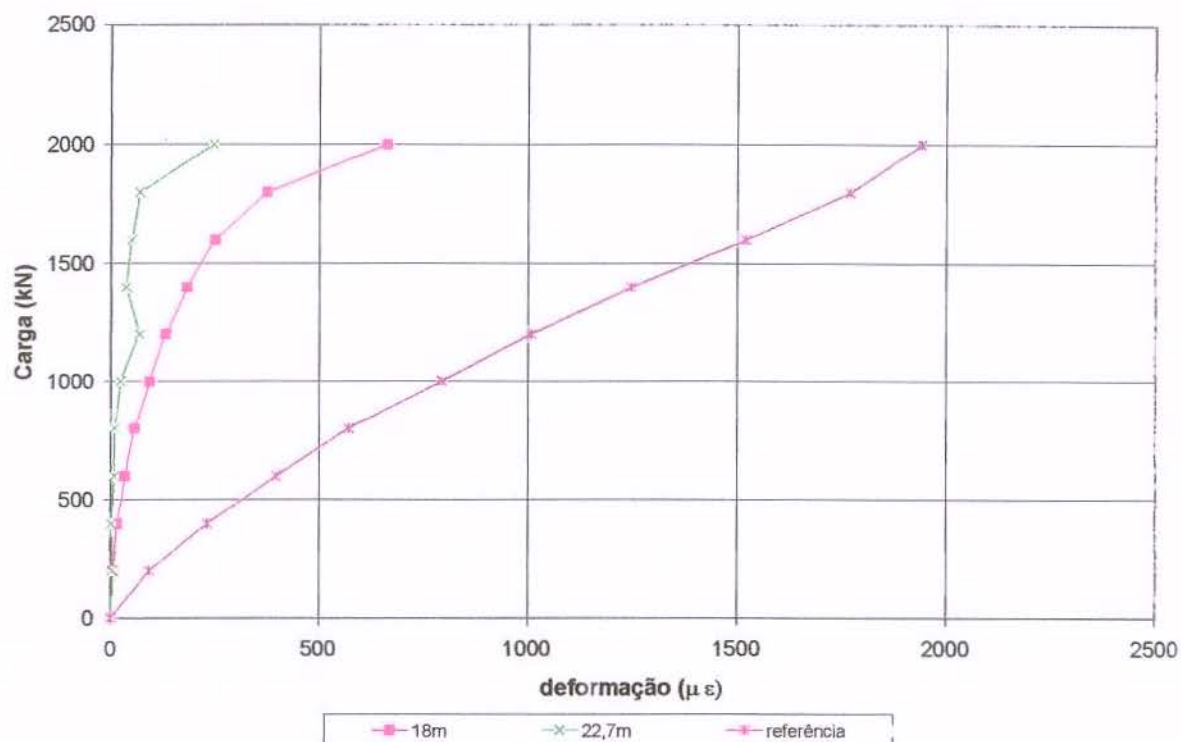


Figura 5.2. Gráfico de carga vs deformação (estaca A)

Partindo-se dos valores contidos no gráfico da figura 5.2, pode-se encontrar os valores apresentados na tabela 5.2, onde são apresentadas as leituras efetuadas em cada um dos 5 níveis instrumentados, já com valores convertidos em kN, respectivos a cada carregamento efetuado no decorrer da prova de carga. Estes resultados mostram a dissipação da força aplicada no topo da estaca, ao longo do seu comprimento. Os valores conferidos à ponta da estaca foram obtidos por extrapolação.

Tabela 5.2. Valores obtidos através da instrumentação instalada em vários níveis (estaca "A")

| Carga Aplicada *<br>(kN) | Valores da Instrumentação (kN) |        | Ponta<br>(23,0m) |
|--------------------------|--------------------------------|--------|------------------|
|                          | 18,00m                         | 22,70m |                  |
| 0                        | 0,0                            | 0,0    | 0,0              |
| 200                      | 4,3                            | 4,3    | 4,3              |
| 400                      | 17,4                           | 1,1    | 0,1              |
| 600                      | 35,8                           | 7,6    | 5,8              |

|      |       |       |       |
|------|-------|-------|-------|
| 800  | 61,8  | 10,8  | 7,5   |
| 1000 | 99,8  | 23,9  | 19,1  |
| 1200 | 142,1 | 31,3  | 23,8  |
| 1400 | 198,5 | 39,1  | 29,9  |
| 1600 | 270,1 | 54,2  | 40,4  |
| 1800 | 406,8 | 74,8  | 53,6  |
| 2000 | 719,2 | 265,8 | 236,9 |

\* nível de referência (ver tabela 4.13)

Os incrementos de carga aplicados ao longo da prova de carga apresentam-se dissipados, conforme ilustra a figura 5.3, onde são aplicados até a ruptura do elemento de fundação. Apresentam-se também, nesta mesma figura, os valores aferidos, nos diferentes níveis, pela instrumentação para a carga de ruptura.

Na figura 5.4, apresenta-se isoladamente a reta de dissipação para carga de trabalho (1000kN) obtida na realização da prova de carga, assim como, os seus respectivos valores em profundidade ao longo do fuste do elemento de fundação.

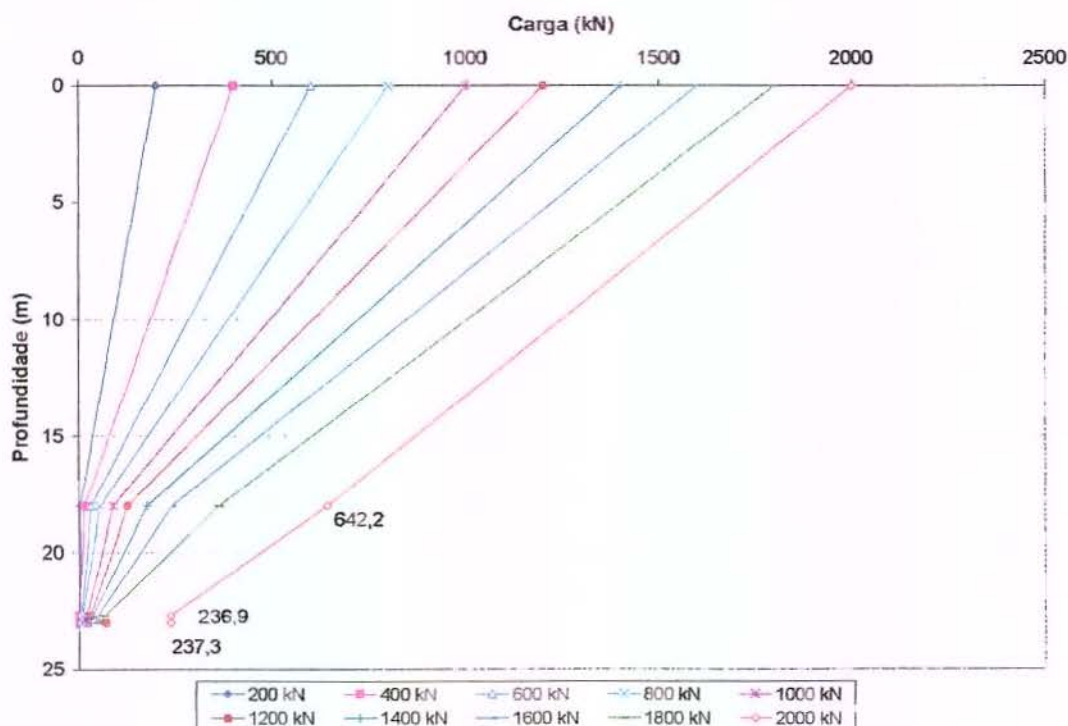


Figura 5.3. Verificação da carga dissipada em profundidade através da instrumentação

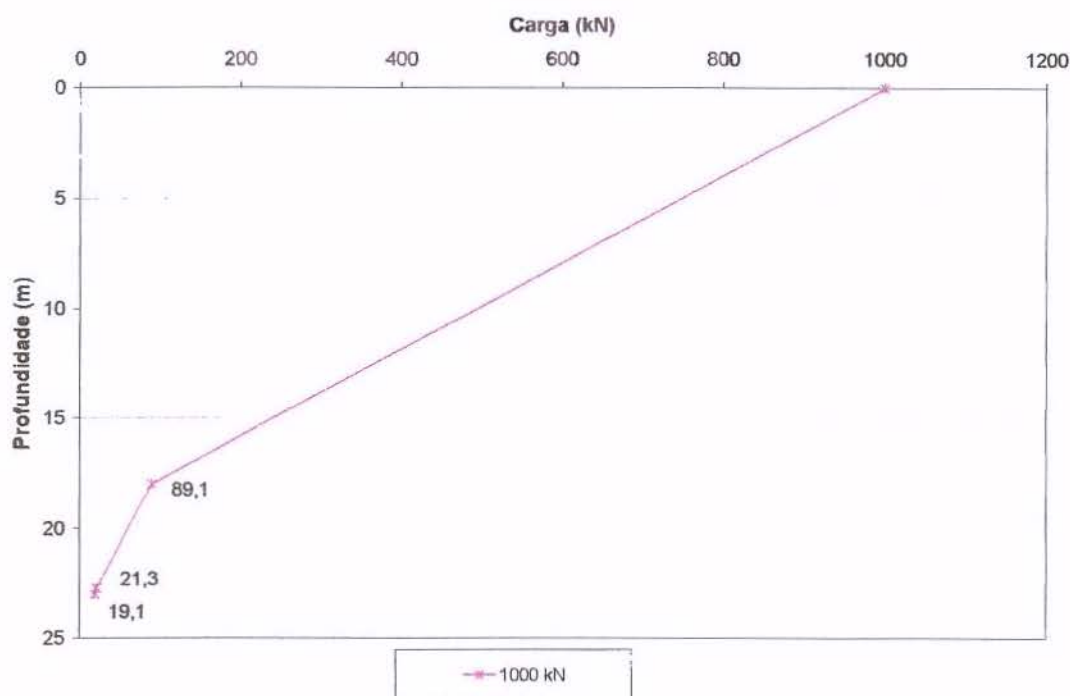


Figura 5.4. Gráfico de dissipação para a carga de trabalho ( $Q_{trab}$ )

A partir das figuras 5.3 e 5.4, tem-se que os valores da parcela relativa à resistência de ponta são 237kN (11,9%) e 19kN (1,9%) para a carga de ruptura ( $Q_{rup}$ ) e de trabalho ( $Q_{trab}$ ), respectivamente. Tem-se que a parcela de ponta sob a ação da carga de ruptura é 12,4 vezes maior em comparação com a mobilização da ponta quando da ação da carga de trabalho, ao passo que a carga de trabalho é 2 vezes menor que a carga de ruptura.

Para se estimar o atrito lateral unitário médio atuante ao longo do fuste da estaca empregaram-se as leis de Cambeftort. O gráfico da figura 5.5 apresenta o valor da saturação do atrito lateral unitário 80,5 kPa, obtido a partir da primeira Lei de Cambeftort, o qual resultou em um deslocamento de 5.1mm.



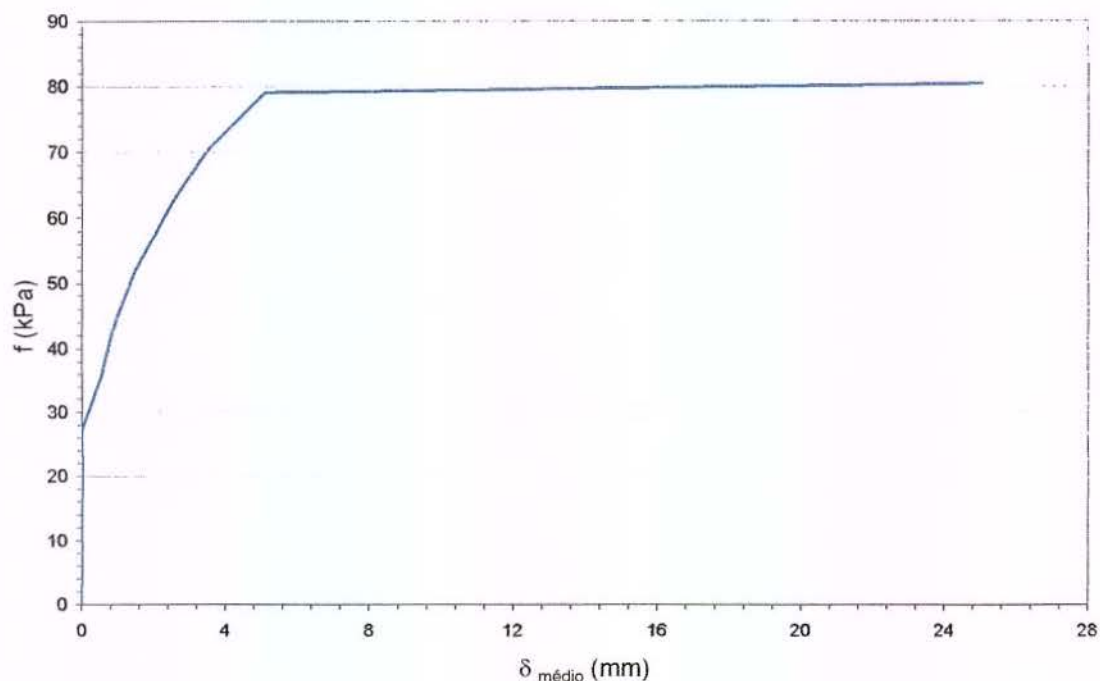


Figura 5.5. *Atrito lateral unitário médio em função do deslocamento médio (Estaca "A").*

Através da figura 5.6, pode-se verificar que a resistência de ponta obtida através da segunda Lei de Cambeftort foi da ordem de 760 kPa. No entanto, tem-se duas situações diferentes quanto ao comportamento das curvas. Na primeira Lei de Cambeftort (figura 5.5) nota-se que houve a completa saturação do atrito lateral unitário médio, com a estabilização da curva praticamente horizontalizada, fato esse que não ocorre na segunda lei de Cambeftort (figura 5.6), onde a resistência de ponta não encontra-se saturada, visto o comportamento ascendente da curva de mobilização da resistência de ponta.

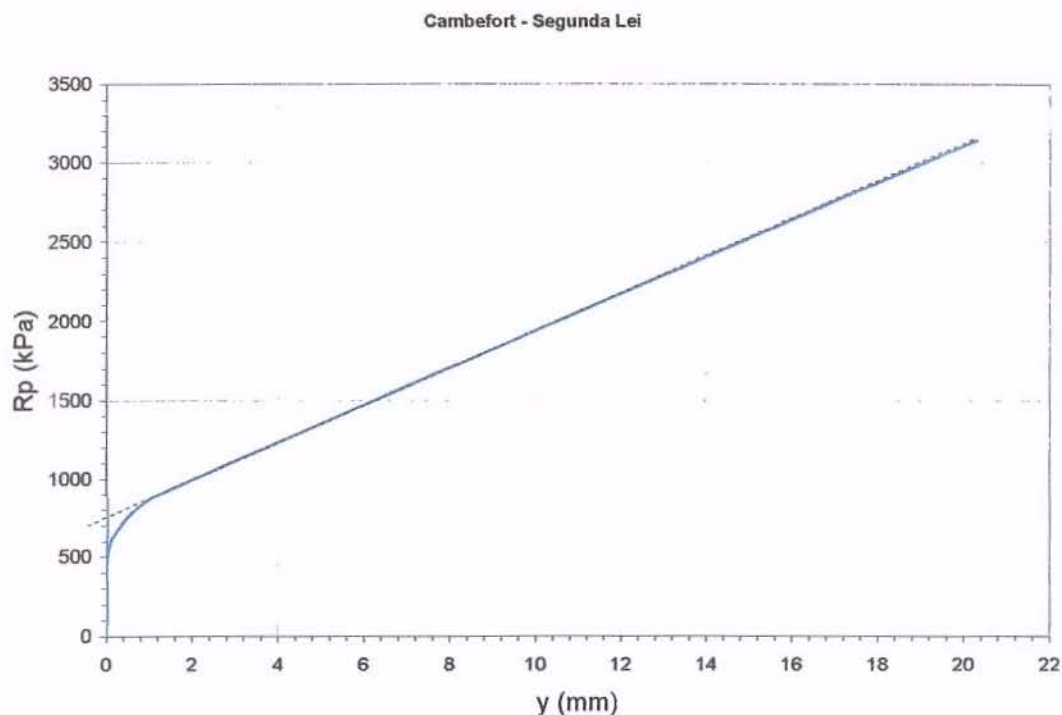


Figura 5.6. *Resistência de ponta conforme Segunda Lei de Cambefort (Estaca "A").*

A distribuição do atrito lateral obtido através da carga aferida nos vários níveis da instrumentação em profundidade, em função da área lateral correspondente àquele segmento instrumentado da estaca, é apresentada para cada estágio de carregamento, conforme ilustrado na figura 5.7. Nota-se que o atrito lateral mostra-se decrescente em função da profundidade até 1800 kN, acima desta carga, o atrito lateral passa a ser maior quando aproxima-se da ponta da estaca.

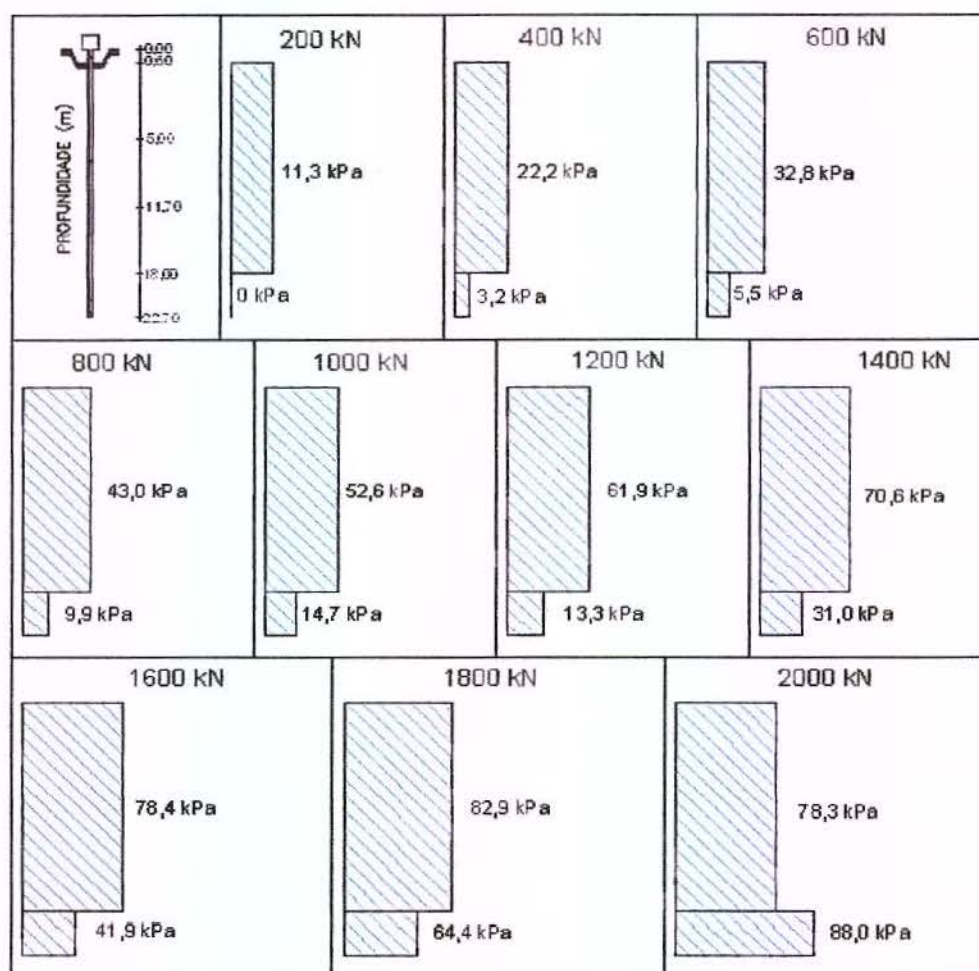


Figura 5.7. Gráficos dos atritos para as diversas cargas - estaca "A"

## 5.2 Estaca raiz "B" ( $L = 12\text{m}$ e $\phi = 41\text{ cm}$ ).

A tabela 5.3 apresenta os valores carga deslocamento da prova de carga. Pode-se observar a constância nos valores, a partir do momento em que se aplica a primeira carga (70 kN) até o incremento que resulta na carga de 350 kN. Os demais carregamentos que se seguem apresentam deformações maiores que as primeiras, porém, de pequena intensidade. Já para os carregamentos que se aproximaram da carga de ruptura houve deslocamentos um pouco mais expressivos, apresentando recalques da ordem de 1,44 e 5,47 mm para as cargas de 840 e 910 kN, respectivamente. Depois de observada a ruptura do elemento de fundação, prosseguiu-se com a prova de carga através da realização dos estágios de descarregamentos.

*Tabela 5.3. Resultados obtidos através da prova de carga (Estaca “B”)*

| $Q_{total}$<br>(kN) | $\delta$ (mm) | $\delta_{acumulado}$<br>(mm) | $Q_{total}$<br>(kN) | $\delta$ (mm) | $\delta_{acumulado}$<br>(mm) |
|---------------------|---------------|------------------------------|---------------------|---------------|------------------------------|
| 0                   | 0,00          | 0,00                         | 630                 | 0,23          | 0,94                         |
| 70                  | 0,03          | 0,03                         | 700                 | 0,65          | 1,59                         |
| 140                 | 0,00          | 0,03                         | 770                 | 0,71          | 2,30                         |
| 210                 | 0,00          | 0,03                         | 840                 | 1,44          | 3,74                         |
| 280                 | 0,00          | 0,03                         | 910                 | 5,47          | 9,21                         |
| 350                 | 0,01          | 0,04                         | 980                 | 46,21         | 55,42                        |
| 420                 | 0,35          | 0,39                         | 700                 | - 0,14        | 55,28                        |
| 490                 | 0,12          | 0,51                         | 490                 | - 0,27        | 55,01                        |
| 560                 | 0,20          | 0,71                         | 210                 | - 1,11        | 53,90                        |

Apresenta-se na figura 5.8 a curva carga vs recalque característica da estaca “B” de 12m de comprimento. Nesta, pode-se observar um comportamento de ruptura abrupto, no qual o elemento de fundação suporta os incrementos de carga até valores próximos à carga de ruptura, sendo na maior parte absorvidas por pequenas deformações elásticas, tanto do solo quanto do material da estaca (concreto). Este tipo de comportamento pode ser influenciado pela presença de solo argilo siltoso de comportamento arenoso, o qual encontra-se envolto à estaca.



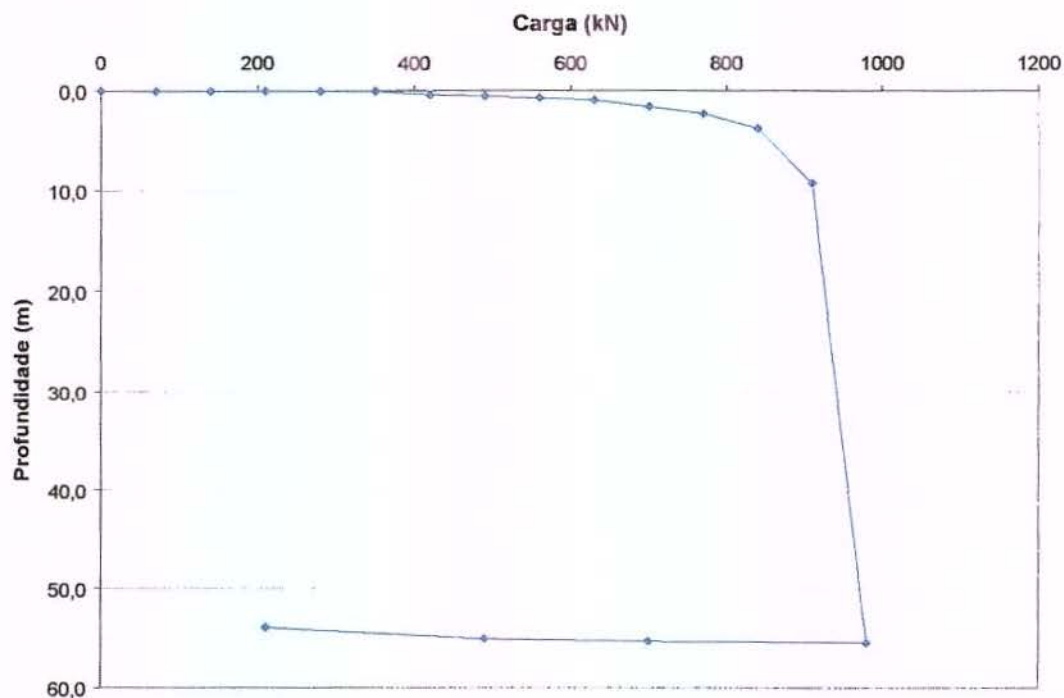


Figura 5.8. Curva carga vs recalque da estaca de 12 metros

No caso em estudo, o que pode estar favorecendo este tipo de comportamento é a presença de uma camada, nos primeiros 6 metros de profundidade, composta de uma argila silto-arenosa laterítica de elevada porosidade, que apresenta estrutura macroporosa e metaestável, fornecendo indícios de comportamento arenoso.

A partir das deformações verificadas na instrumentação pôde-se obter, através de procedimento algébrico, os valores das deformações (unidades decimais - kN) e a respectiva força atuante em uma determinada seção ao longo da estaca, conforme ilustra a tabela 5.4.

Na figura 5.9 são apresentados os gráficos de dissipação dos carregamentos aplicados durante a realização da prova de carga em cada nível instrumentado até a carga de ruptura do elemento de fundação.

*Tabela 5.4. Valores da carga em cada nível instrumentado (kN)*

| Carga aplicada<br>(kN) | Níveis aferidos (m) |       |         |
|------------------------|---------------------|-------|---------|
|                        | 5,00                | 11,70 | Ponta * |
| 0                      | 0,0                 | 0,0   | 0,0     |
| 70                     | 33,3                | 0,8   | 0,0     |
| 140                    | 74,0                | 4,2   | 1,0     |
| 210                    | 117,2               | 6,7   | 1,7     |
| 280                    | 156,3               | 10,0  | 3,4     |
| 350                    | 200,3               | 14,1  | 5,7     |
| 420                    | 251,1               | 17,5  | 6,9     |
| 490                    | 294,3               | 20,8  | 8,4     |
| 560                    | 336,7               | 24,1  | 10,0    |
| 630                    | 379,1               | 27,4  | 11,6    |
| 700                    | 430,6               | 30,8  | 12,7    |
| 770                    | 491,3               | 37,4  | 16,9    |
| 840                    | 532,0               | 42,4  | 20,3    |
| 910                    | 583,6               | 45,7  | 21,4    |
| 980                    | 607,7               | 66,5  | 42,1    |

\* Valores estimados por Nogueira (2004)

De acordo com as figuras 5.9 e 5.10, os valores da parcela relativa à resistência de ponta são 42 kN (4,3%) e 8kN (1,7%) para a carga de ruptura ( $Q_{rup}$ ) e de trabalho ( $Q_{trab}$ ), respectivamente. Isso mostra que a parcela de ponta sob a ação da carga de ruptura é 5 vezes maior em comparação com a ação da carga de trabalho, ao passo que a carga admissível é 2 vezes menor que a carga de ruptura.

A mobilização por resistência de ponta apresentadas pelas estacas “A” e “B” para a carga de trabalho, mostram-se bastante próximas, sendo da ordem de 1,9 e 1,7% da carga de trabalho, respectivamente. Porém, quando comparadas em termos percentuais para a carga de ruptura foram da ordem de 11,85 e 4,30%, respectivamente. Essa considerável diferença, talvez possa ser atribuída à variação do comportamento deste tipo de estaca diante de elevados carregamentos, visto que, ao mesmo tempo que a estaca “B” apresenta uma razão de embutimento ( $L/D$ ) de aproximadamente 30, a razão da estaca “A” é de aproximadamente 75.



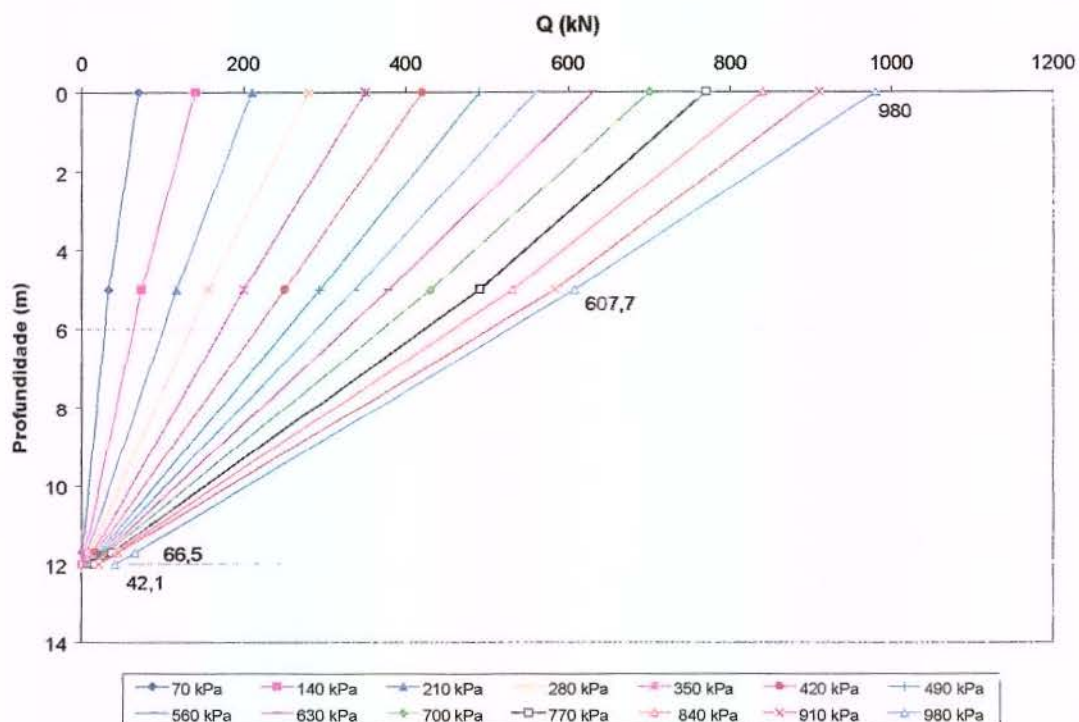


Figura 5.9. Verificação da carga dissipada em profundidade através da instrumentação

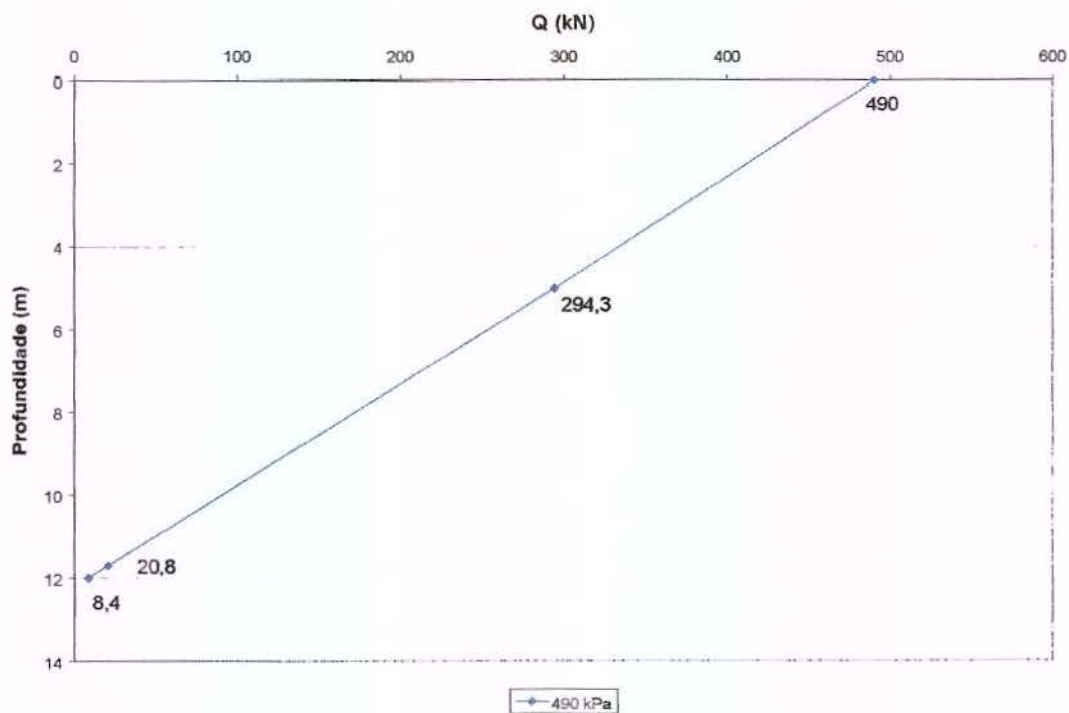


Figura 5.10. Gráfico de dissipação para a carga de trabalho ( $Q_{trab}$ )

A partir das leis de Cambeftort obteve-se o valor do atrito lateral, da ordem de 63 kPa (figura 5.11), acompanhado por uma resistência de ponta de 315 kPa (figura 5.12).

Como já exposto a estaca “A” apresenta uma relação  $L/D$  de aproximadamente 75, ao passo que a estaca “B” apresenta um valor para essa mesma relação de, aproximadamente, 30. No entanto, a resistência lateral aferida por Cambeftort apresenta uma pequena vantagem de “A” em relação a “B”, da ordem de aproximadamente 27%. Ao passo que, comparando-se as resistências de ponta, verifica-se que a vantagem de “A” sobre “B” é de aproximadamente 141%.

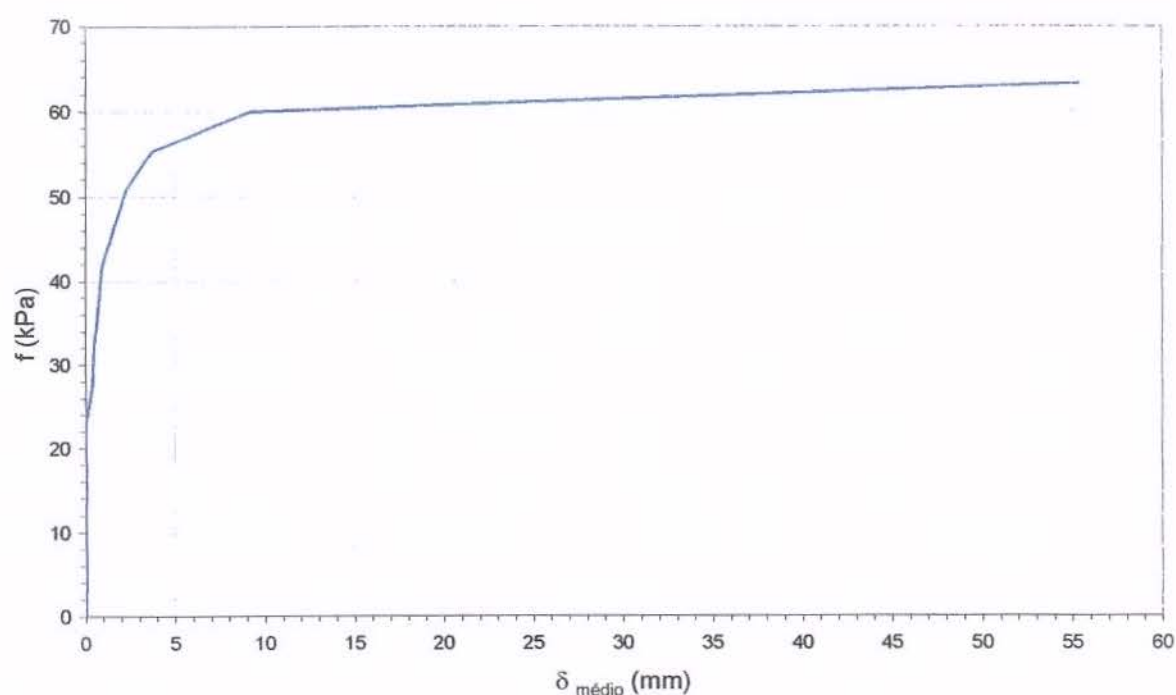


Figura 5.11. *Saturação do atrito lateral conforme Primeira Lei de Cambeftort*

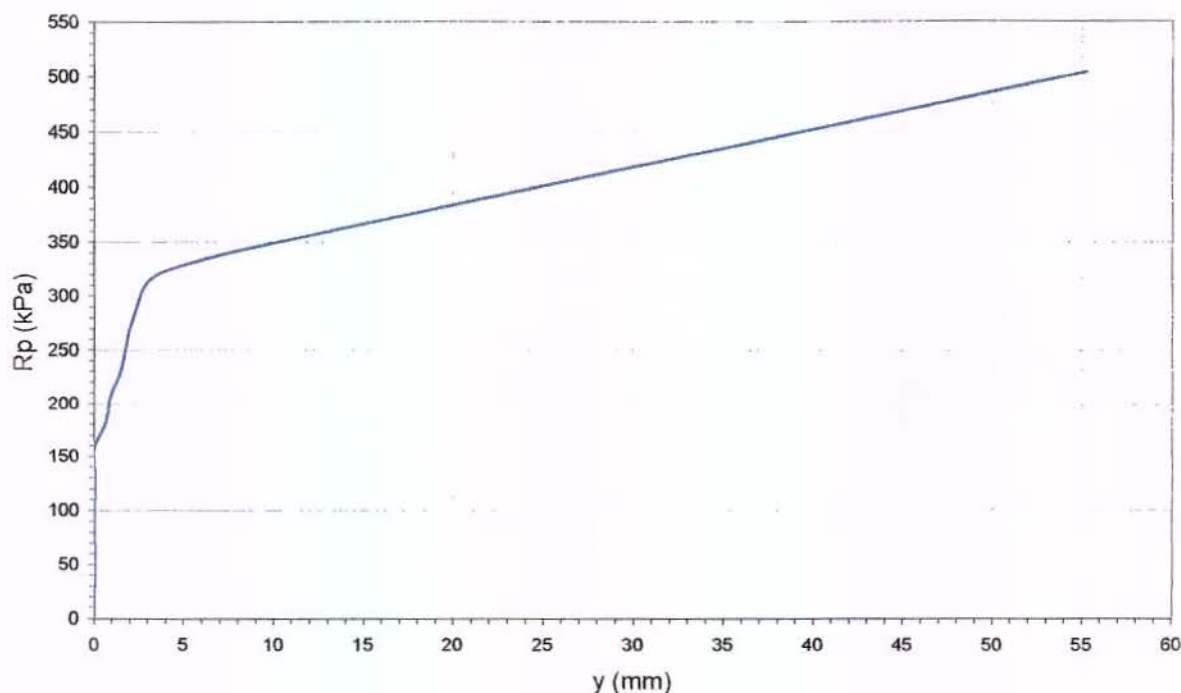


Figura 5.12. Resistência de ponta conforme Segunda Lei de Cambeffort

Na figura 5.13 pode-se verificar a distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca “B”. Estes foram obtidos a partir dos valores de carga medidos pela instrumentação instalada em diferentes níveis de profundidade. Verifica-se nessa mesma figura, que o atrito obtido na primeira camada entre 0,6 e 6 metros de profundidade é maior até o carregamento de 700kN, apresentando inversão desse comportamento para as cargas de 770, 840 e 910kN, porém para a carga de ruptura o atrito da camada entre 0,6 e 6m volta a ser mais elevado que o atrito do trecho de 6 a 12m de profundidade.

Quando comparados os atritos laterais existentes nas figuras 5.7 e 5.13, verifica-se que para a estaca “A”, cuja razão de embutimento é da ordem de 75, tem-se uma diminuição do atrito na camada compreendida entre 0,6 e 18m, com aumento da resistência lateral próximo à região da ponta, compreendida entre 18 e 22,7m, no momento da ruptura. Em contrapartida, para a estaca “B”, cuja razão de embutimento é de aproximadamente 30, o atrito lateral mostra-se mais elevado na camada entre 0,6 e 6m, com inversão para alguns carregamentos intermediários. No entanto, para a carga de ruptura, constatou-se a predominância do maior atrito relativo à primeira camada.

O fato da maior resistência oferecida pela região próxima à ponta da estaca “A” em comparação com a estaca “B”, pode ser atribuído à razão de embutimento que

apresenta tanto maior resistência a carregamentos elevados, quanto maior seu índice de esbeltez. Porém, deve-se lembrar que as características de resistência do solo devem ser levadas em consideração para tal inferência.

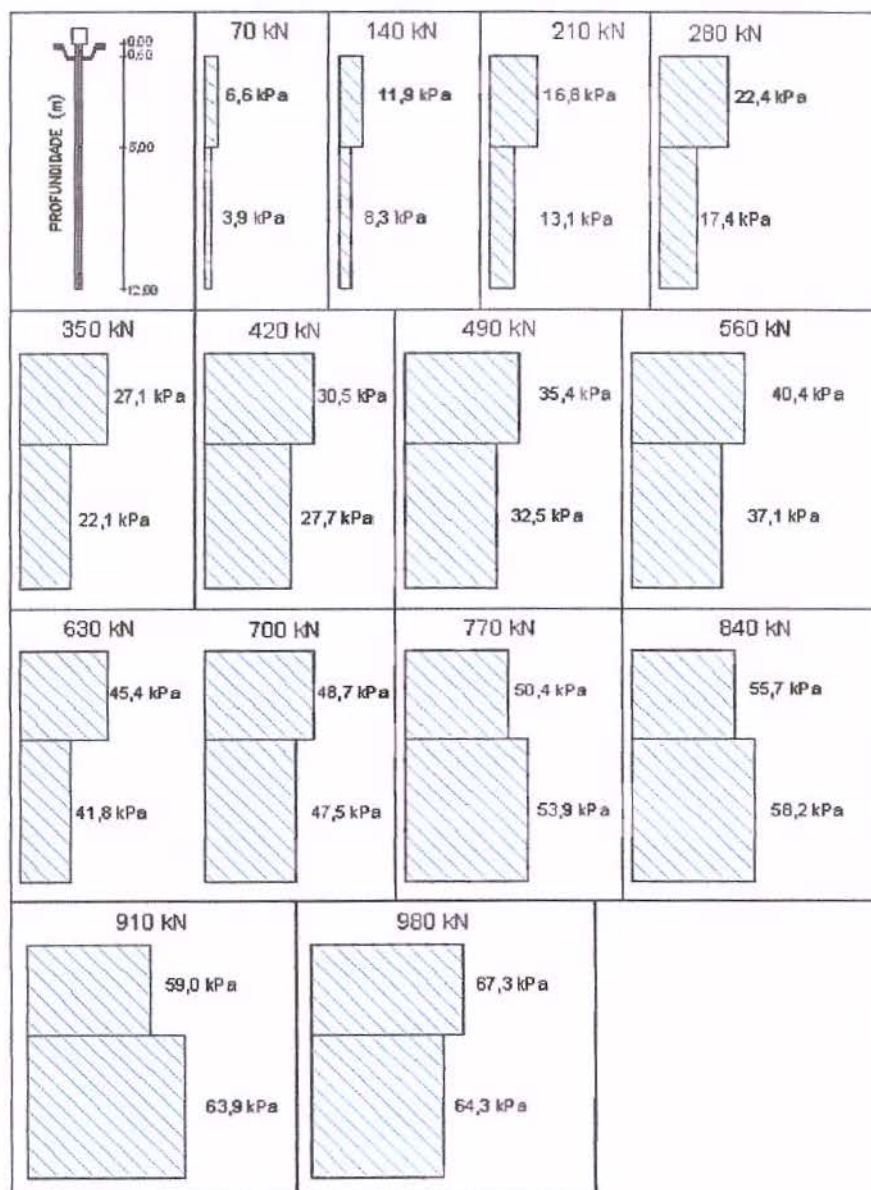


Figura 5.13. Gráficos dos atritos para as diversas cargas - estaca "B"



## **6 Análise e discussão dos resultados de previsão.**

---

Os resultados deste item estão divididos em duas etapas, a primeira, contida no item 6.1 apresenta os métodos de estimativa da carga de ruptura e extrapolação da curva carga vs recalque e no item 6.2 apresenta-se os resultados dos métodos de previsão da curva carga vs recalque.

Os métodos contidos no item 6.1 foram aplicados no intuito de aferir e verificar a existência de coerência entre as estimativas feitas por estes, em comparação aos resultados reais. Podendo, desta forma, viabilizar o emprego destes métodos em resultados obtidos por previsão.

### **6.1 Averiguação da Curva Carga vs Recalque.**

Estes métodos apresentam maneiras particulares de interpretar o comportamento dos resultados reais, no entanto, são considerados basicamente como ferramenta de lapidação da curva carga vs recalque, podendo-se estimar a carga de ruptura e o recalque para a carga de trabalho. Analisa-se, primeiramente, o comportamento da curva carga vs recalque da estaca “A”.

#### **6.1.1 Estaca raiz “A” ( $L = 23\text{ m}$ e $\phi = 31\text{ cm}$ ).**

Na figura 6.1 fez-se a aproximação pelo critério de Van Der Veen (VDV) com as proposições feitas por Aoki. Assim, como já se era esperado, a curva obtida pelo VDV converge para a carga de ruptura de 2000kN encontrada na prova de carga.

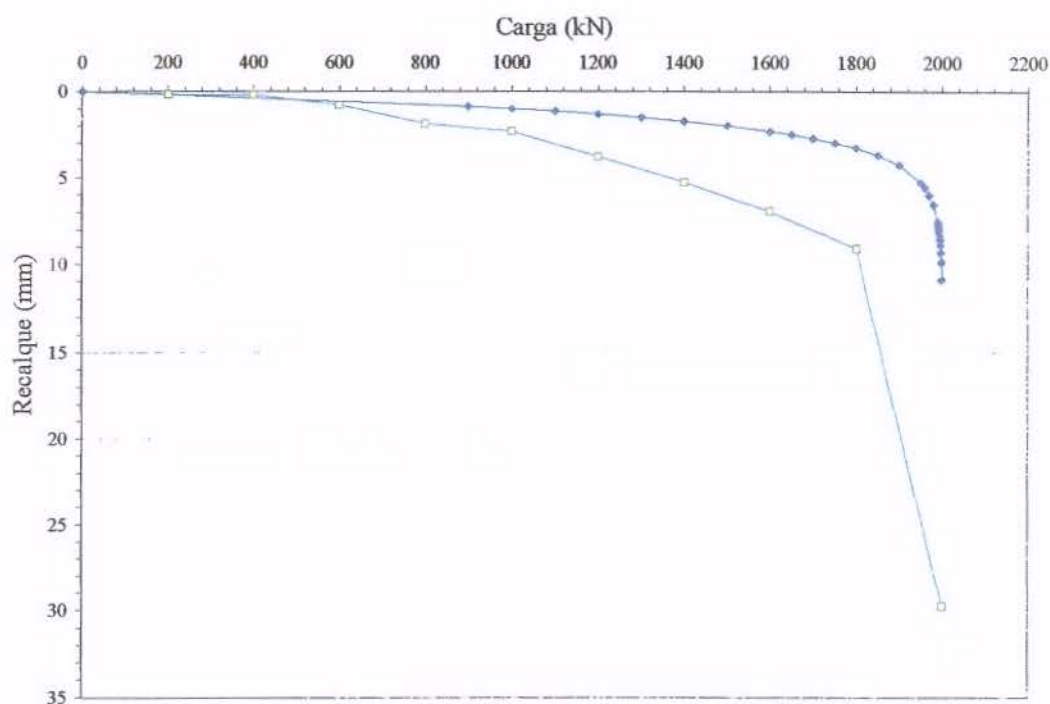


Figura 6.1. *Critério de Van Der Veen (modificado por Aoki) - Estaca "A"*

De acordo com a figura 6.2, tem-se a proposição feita pela NBR 6122/1996 para estimativa da curva carga vs recalque, a qual apresenta o comportamento de uma reta ( $\Delta_1$ ) que não parte da origem. A carga de ruptura foi de 2122kN, portanto, superior à fornecida pelo ensaio.



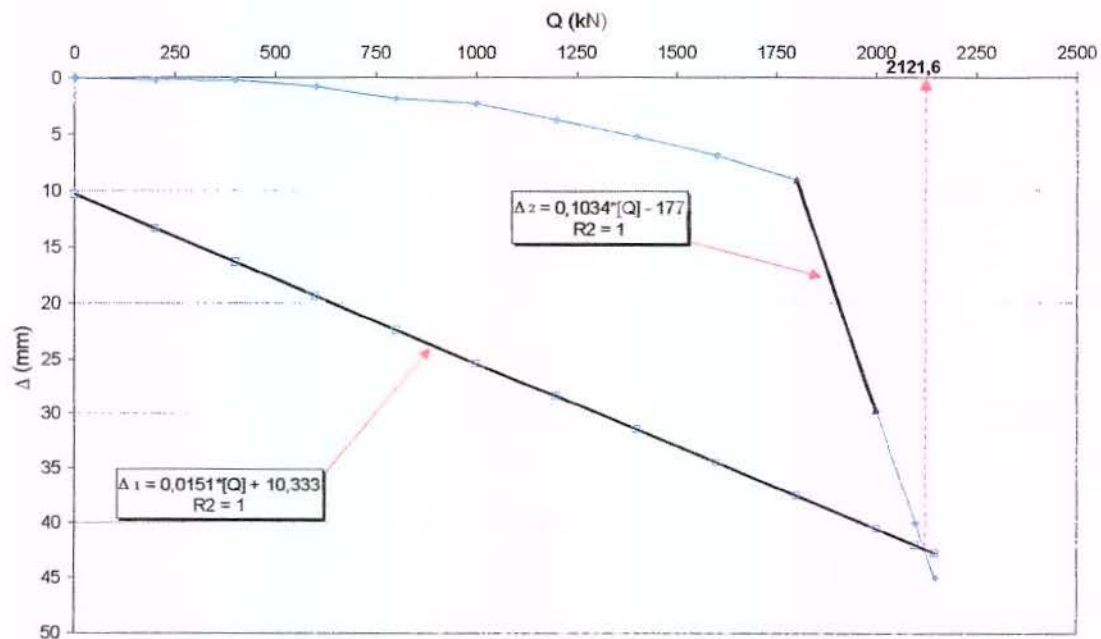


Figura 6.2. Método da Norma (NBR - 6122 / 1996) - Estaca "A"

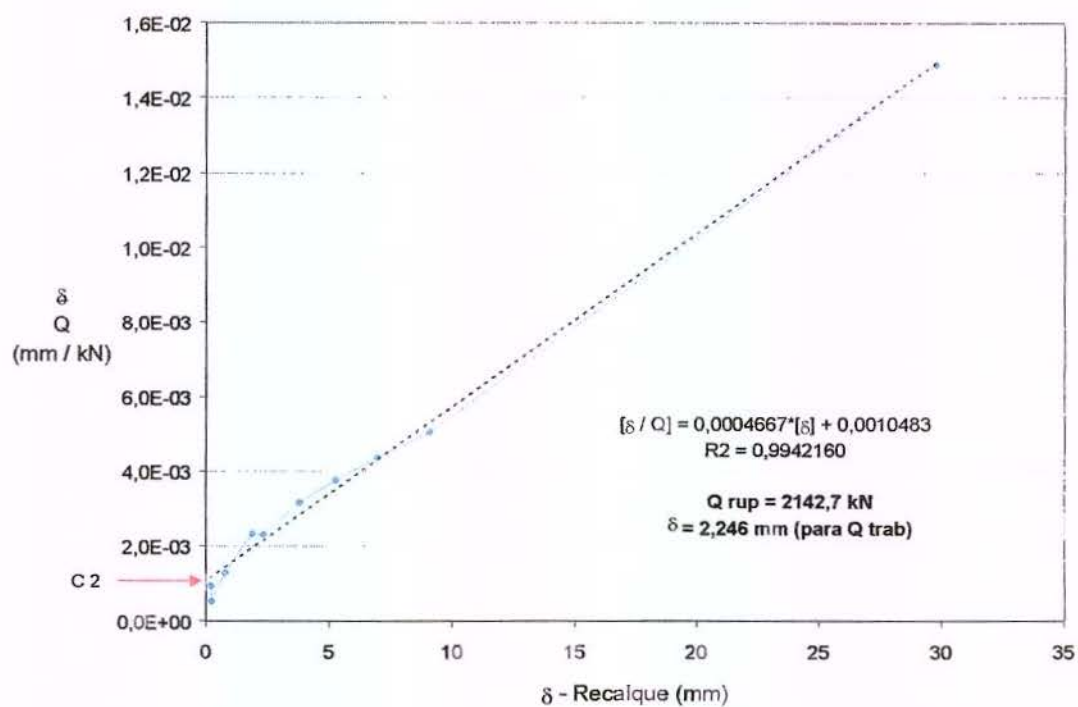


Figura 6.3. Método de Chin (1970) - Estaca "A"

Através da teoria desenvolvida por Chin (1970), tem-se na figura 6.3, a carga de ruptura da ordem de 2143 kN, obtida a partir do coeficiente angular da reta de tendência apresentada pela convergência dos pontos. O recalque para a carga de trabalho é de, aproximadamente, 2,25 mm, obtido pela substituição dos valores na equação da reta ( $\delta/Q$ ).

Este método pode, também, ser empregado após a estimativa da carga de ruptura por algum método consagrado, e assim atribuir incrementos de carga e determinar a curva carga vs recalque a partir destes valores de carga.

Na figura 6.4 obteve-se a partir do método de Davisson (1973), a carga de ruptura (1830 kN) e recalque (10,97 mm) para a carga de trabalho. Este recalque é estimado através da equação 5.

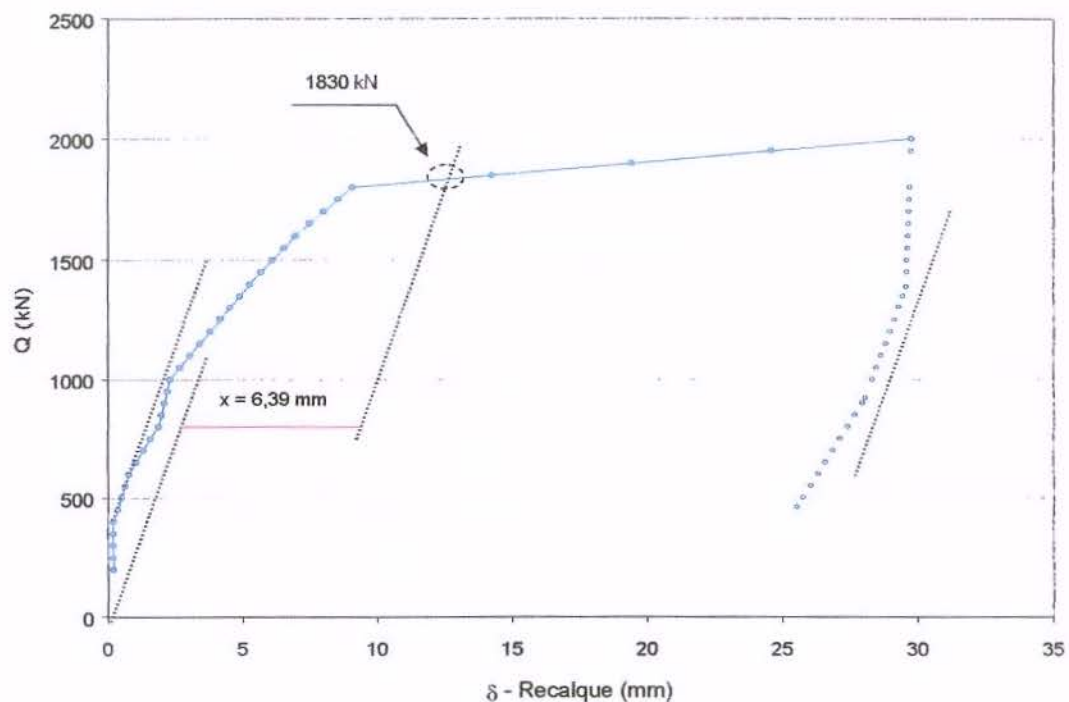


Figura 6.4. Método de Davisson (1973) - Estaca "A"

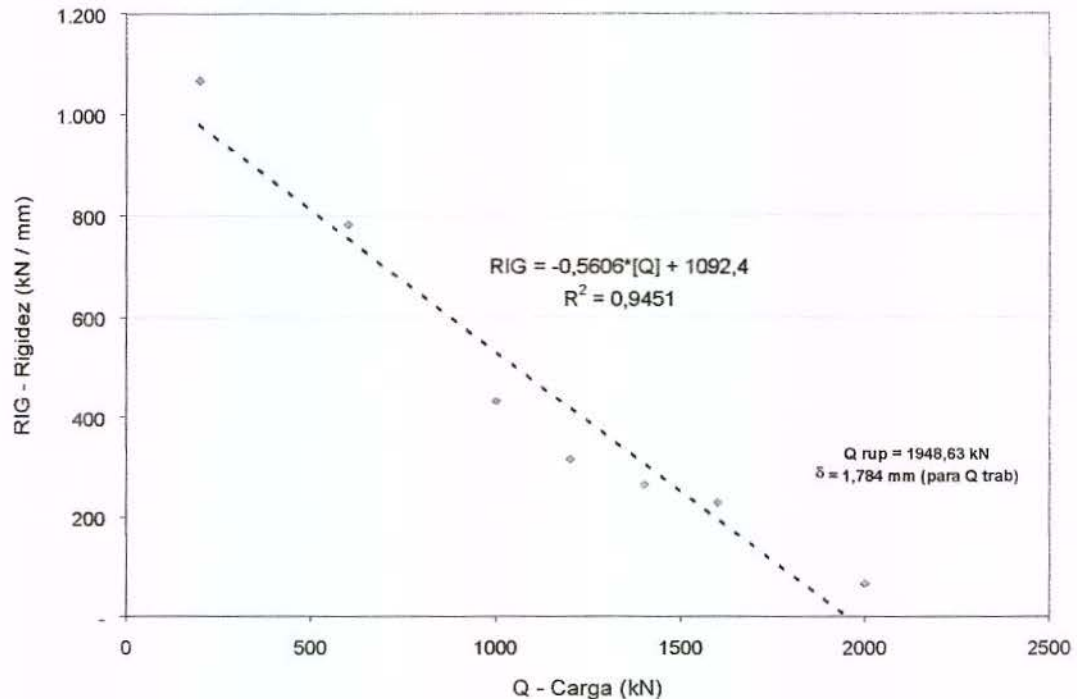


Figura 6.5. Método de Décourt (1998) - Estaca "A"

Com o emprego do método da rigidez, proposto por Décourt (1998), para a extrapolação da carga de ruptura, obteve-se um valor de 1949 kN, conforme mostra a figura 6.5.

A reta da rigidez é obtida considerando uma reta de tendência, a qual é originada pela melhor aproximação de uma reta ( $R^2$ ) que se possa obter através dos pontos plotados da relação carga recalque associado (eixo y) vs recalque (eixo x). O valor da carga de ruptura é determinado quando tem-se o esgotamento da rigidez (kN/mm), ou seja, quando a reta de rigidez intercepta o eixo das abscissas.

#### 6.1.2 Estaca raiz "B" ( $L = 12 \text{ m}$ e $\phi = 41 \text{ cm}$ ).

No intuito da verificação da convergência da curva carga vs recalque para a carga de ruptura aferida, aplicou-se o critério de Van Der Veen com proposições de Aoki. Conforme pode-se notar pela figura 6.6, e como se era esperado, a curva estimada através dos valores reais converge para a carga de ruptura real, porém, esta curva não se encontra convenientemente justaposta à curva real.

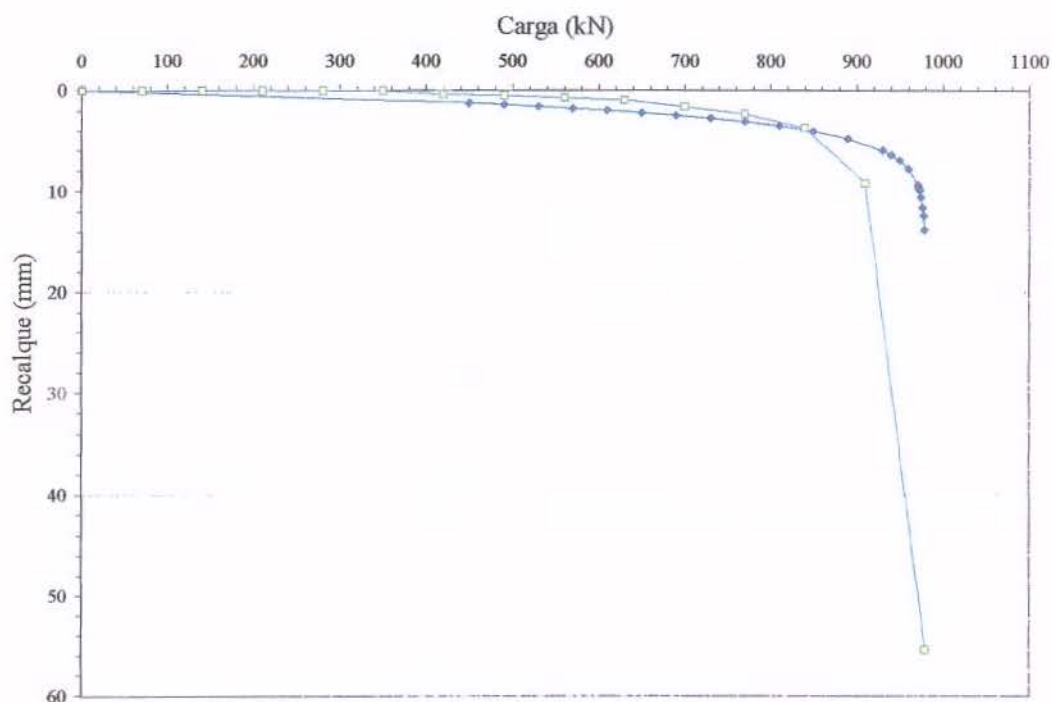


Figura 6.6. Critério de Van Der Veen (modificado por Aoki) - Estaca "B"

Pode-se notar através da figura 6.7, que o método da NBR mostra-se extremamente conservador quanto à estimativa dos valores da carga de ruptura e de trabalho. A carga de trabalho estimada é 11% menor que a carga de trabalho real.

Os métodos da NBR mostra-se extremamente conservador, além disso, esse método, apresenta uma curva carga vs recalque que não parte da origem. Os recalques são extremamente elevados e as estimativas dos recalques ou das cargas podem ser feitas a partir da equação ( $\Delta$ ), apresentada na figura 6.7.

Através do método de Chin, obteve-se uma carga de ruptura de 929 kN e um recalque associado à carga de trabalho (464,25 kN) de 0,32 mm. A carga de trabalho estimada representa 95% da carga de trabalho real (490 kN), o recalque estimado (0,32 mm) representa, aproximadamente, 70% do recalque real (0,46 mm) (Figura 6.8).

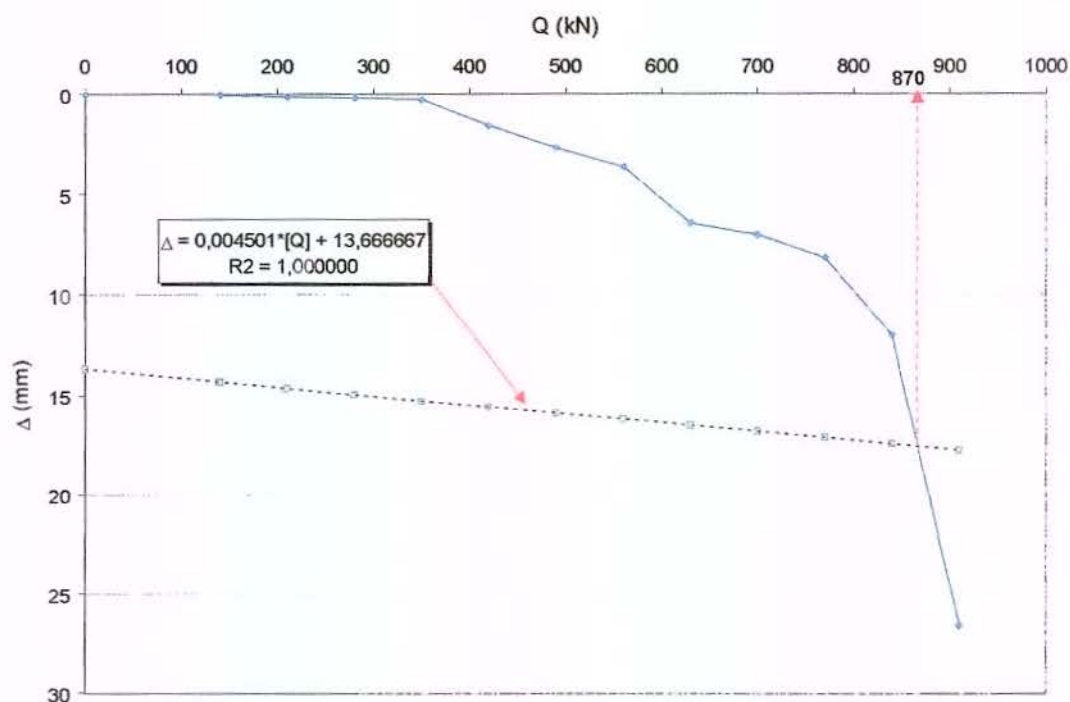


Figura 6.7. Método da Norma (NBR - 6122 / 1994) - Estaca "B"

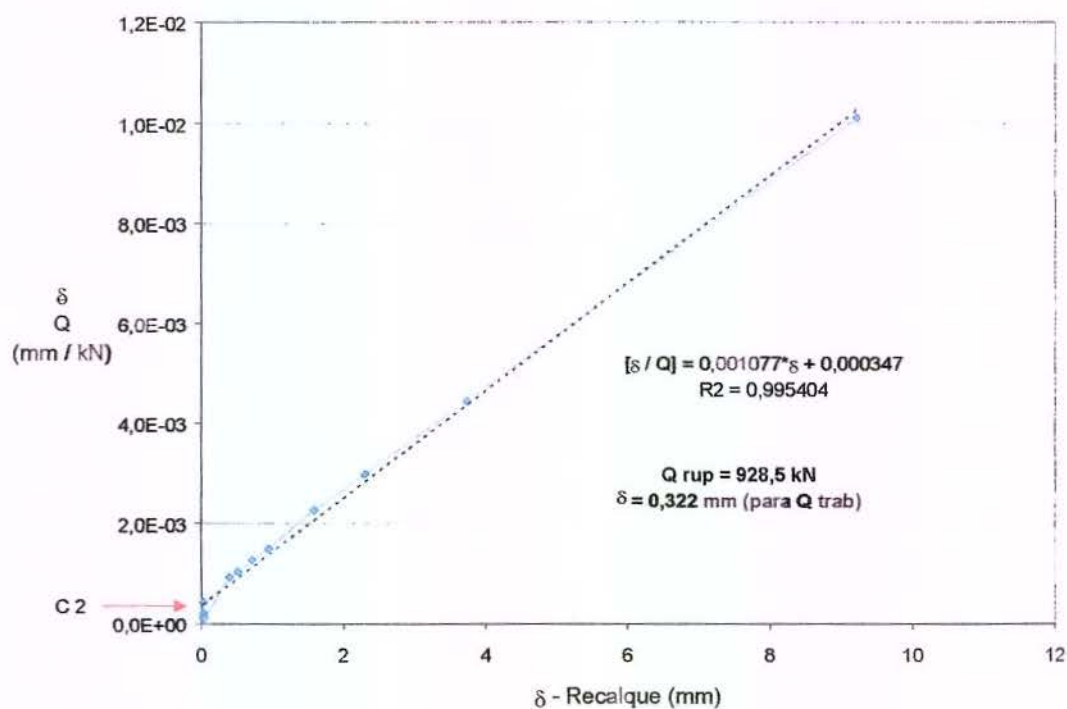


Figura 6.8. Método de Chin (1970) - Estaca "B"

Na figura 6.9 nota-se, no método de Davisson (1973), que para uma carga de ruptura de 910 kN obteve-se para a carga admissível de 455 kN.



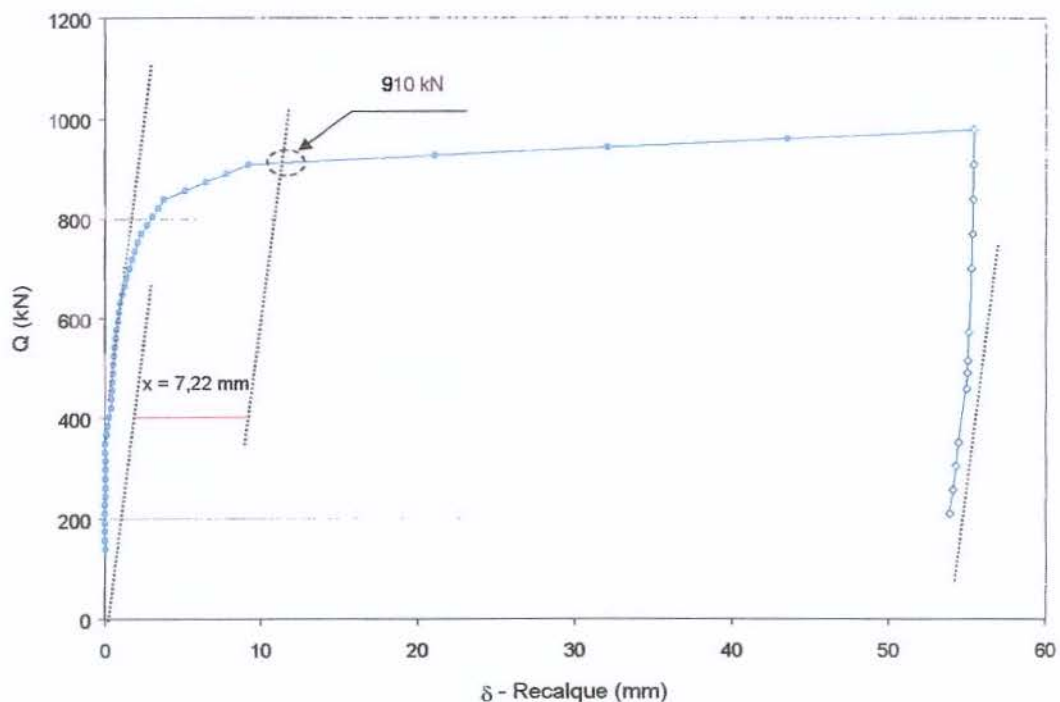


Figura 6.9. Método de Davisson (1973) - Estaca "B"

A figura 6.10 mostra o método da rigidez (Décourt, 1998, 2002) aplicado aos valores da prova de carga em estudo. Neste método, deve-se descartar os pontos em que não verifica-se certa convergência, fato este que fez com que somente fossem considerados os últimos 9 valores no gráfico da figura 6.10. Neste caso, obteve-se uma carga de ruptura de 960 kN e uma carga de trabalho de 479,8 kN.

De maneira análoga ao método de Chin, o método da rigidez apresenta uma reta de tendência, através da qual obtém-se, direta ou indiretamente, os valores da carga de ruptura e de recalque para a carga de trabalho.

O método da Rigidez mostra-se bastante eficiente na aferição da carga de ruptura, assim como, da curva carga vs recalque, visto que possui elevada capacidade de refinamento dos resultados. Pode-se visualizar e compreender melhor através da figura 6.10, onde tem-se os 5 primeiros pontos descartados por não apresentarem convergência com os demais.



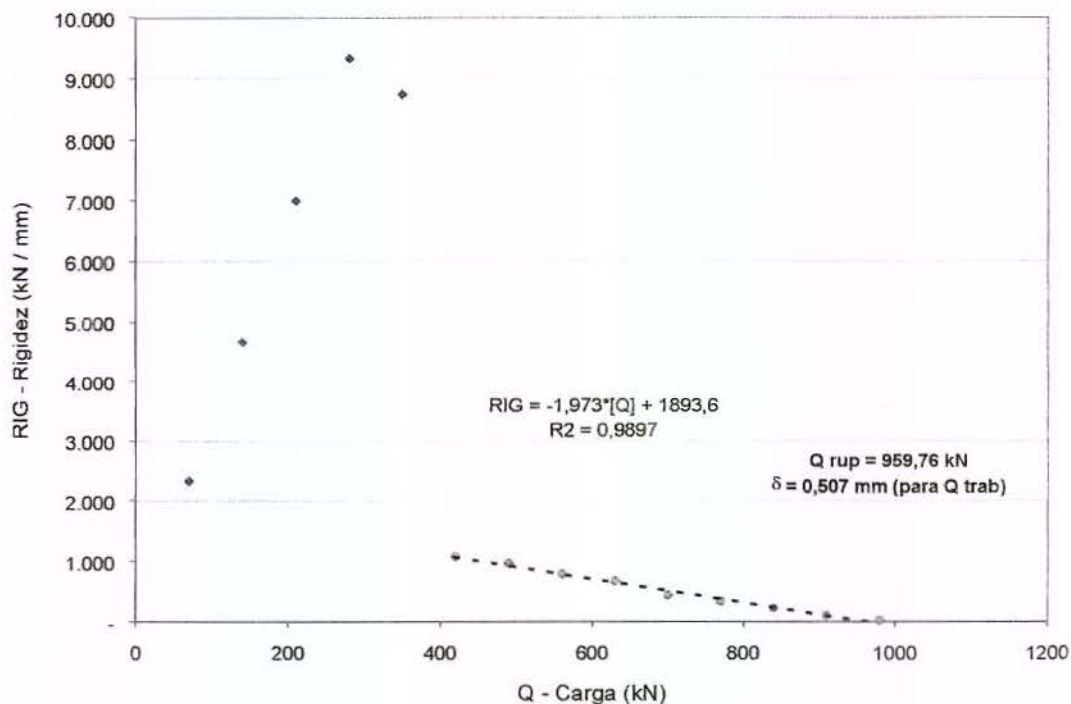


Figura 6.10. Método de Décourt (1998) - Estaca "B"

## 6.2 Métodos para Prever o Recalque e a Curva Carga vs Recalque.

Neste item são apresentados os resultados obtidos através dos métodos de previsão da curva carga vs recalque. Os resultados apresentados nos itens 6.2.1 e 6.2.2 não consideraram qualquer resultado real a não ser os parâmetros do solo e as características geométricas das estacas. Para os casos onde fez-se necessário conhecer a carga de ruptura e ou incrementos do carregamento da prova de carga, estimou-se através do método de Lizzi, com auxílio do método de Décourt & Quaresma (1978) com relação às porcentagens de resistência lateral e de ponta.

As cargas de ruptura previstas por Lizzi foram de 1802 e 824kN para as estacas "A" e "B" respectivamente. Os recalques obtidos para as cargas de trabalho das estacas "A" (900 kN) e estaca "B" (412 kN) são de 2,09 e 0,35 mm, respectivamente. Estes recalques foram obtidos nas curvas reais de carga vs recalque das estacas supracitadas para as suas respectivas cargas de trabalho estimadas.

É importante ressaltar que os métodos apresentados neste item não fazem distinção dos diferentes tipos de fundações existentes, assim como suas características quanto ao processo executivo. Os trabalhos existentes na literatura sobre tal assunto, normalmente não estudam o recalque de um determinado tipo de fundação. Este fato, talvez, possa estar inerente ao complexo entendimento da modelagem do comportamento estaca-solo, onde a gama de variáveis já existentes pode ser amplamente aumentada se considerados os particulares processos de execução das estacas.

### 6.2.1 Estaca raiz “A” ( $L = 23 \text{ m}$ e $\phi = 31 \text{ cm}$ ).

Na figura 6.11, o método de Poulos & Davis apresenta como curva de previsão carga vs recalque, uma reta partindo da origem, a qual finda ao atingir a carga de ruptura estimada por Lizzi (1802 kN). Para a carga de trabalho de 900kN obtém-se, através da reta estimada, um recalque de 12,13 mm, ao passo que, para esta mesma carga de trabalho prevista, apresenta-se um recalque de 2,09 mm na curva carga vs recalque real.

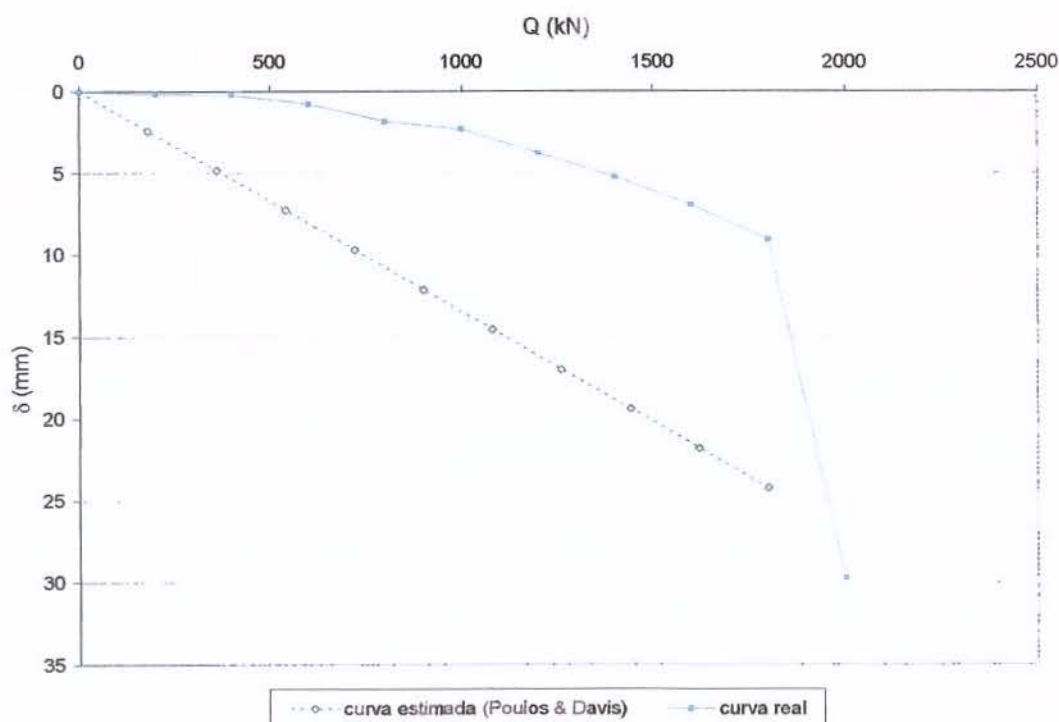


Figura 6.11. Método de Poulos & Davis (1980) - Estaca “A”

O recalque estimado por Poulos & Davis é 5,8 vezes maior que o recalque real para a mesma carga de trabalho. Em contrapartida, na figura 6.12, o método proposto por Vésic é ainda mais conservador, apresentando um recalque superestimado de 55,11 mm, sendo este, 26,4 vezes maior que o recalque real de 2,09 mm.

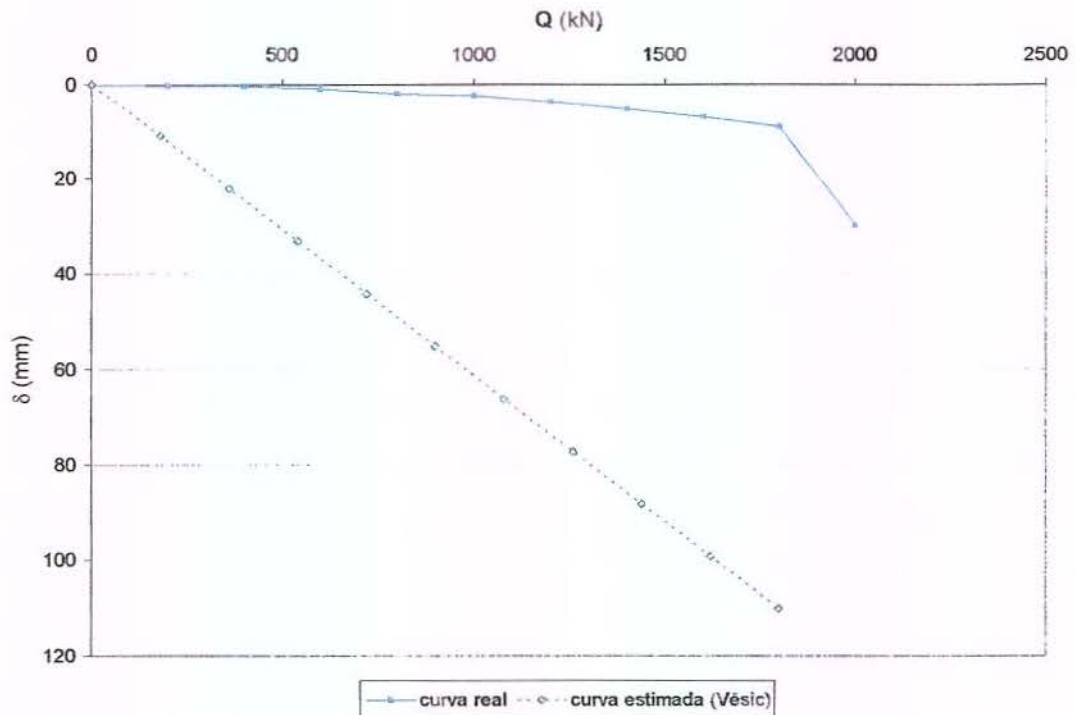


Figura 6.12. Método de Vésic (1969, 1975a) - Estaca "A"

O método da figura 6.13, proposto por Aoki & Lopes, foi utilizado com o auxílio de um programa em linguagem "MS-DOS" desenvolvido pelo próprio autor do método. Este método apresentou 9,11mm de recalque para a carga de trabalho estimada. No entanto, o recalque estimado foi 4,3 vezes maior em comparação com o recalque real (2,09mm).

Já o método de Randolph & Wroth, na figura 6.14, apresenta um recalque para a carga de trabalho (900kN) de 3,58mm, o qual é 1,7 vezes maior do que o recalque real (2,09mm).

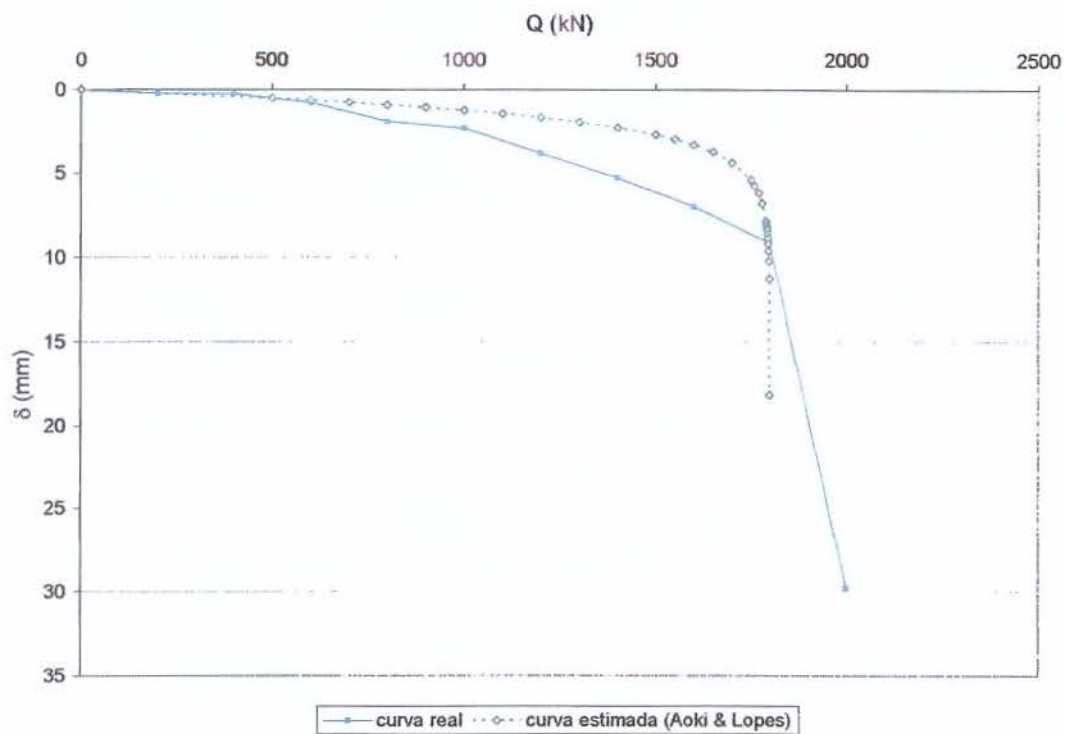


Figura 6.13. *Aoki & Lopes (1975) - Estaca "A"*

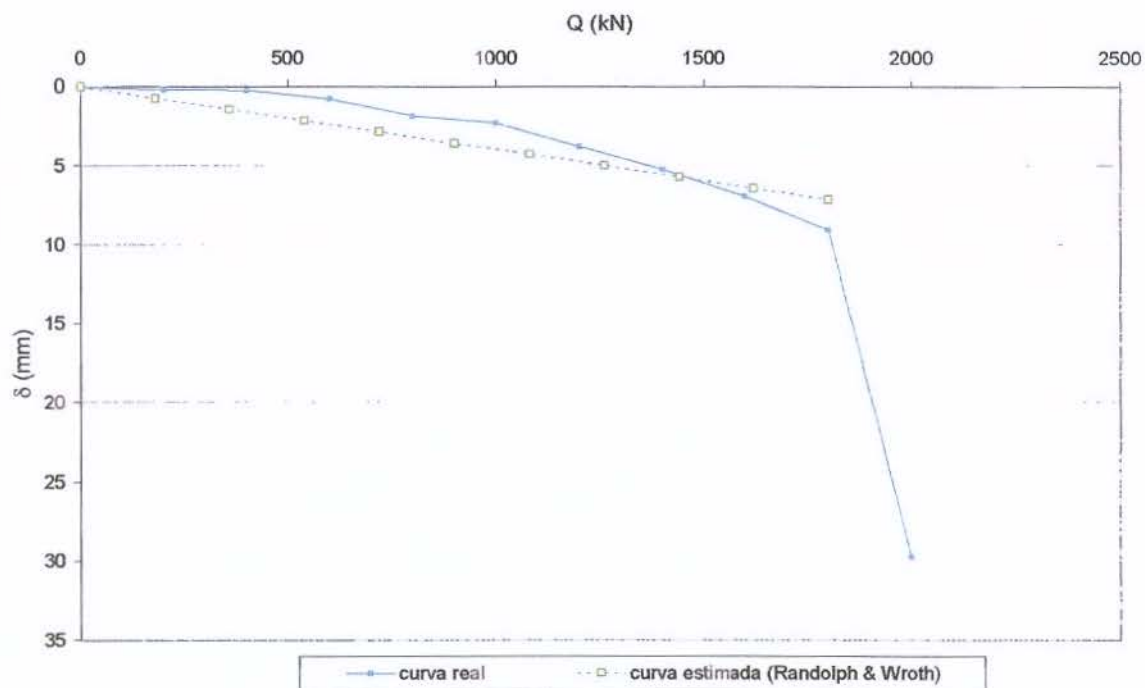


Figura 6.14. *Randolph & Wroth (1978) - Estaca "A"*



Os resultados apresentados pelos métodos nas figuras 6.11, 6.12, 6.13 e 6.14 apresentaram comportamento tensão vs deformação descrito por retas, as quais podem não estar descrevendo o real comportamento carga vs recalque das estacas em estudo, visto o baixo grau de acertabilidade da análise comparativa entre os resultados estimados vs reais.

O método proposto por Décourt, na figura 6.15, para previsão da curva carga vs recalque é composto por três retas. Os pontos subsequentes ao da origem são determinados encontrando-se os valores das cargas atribuídas para 5, 12.4 e 31mm de deformação. O recalque estimado por este método para a carga de trabalho foi de 2,74 mm, o qual é 31% maior que o recalque real (2,09 mm), ambos os recalques foram determinados para a mesma carga de trabalho prevista (900 kN).

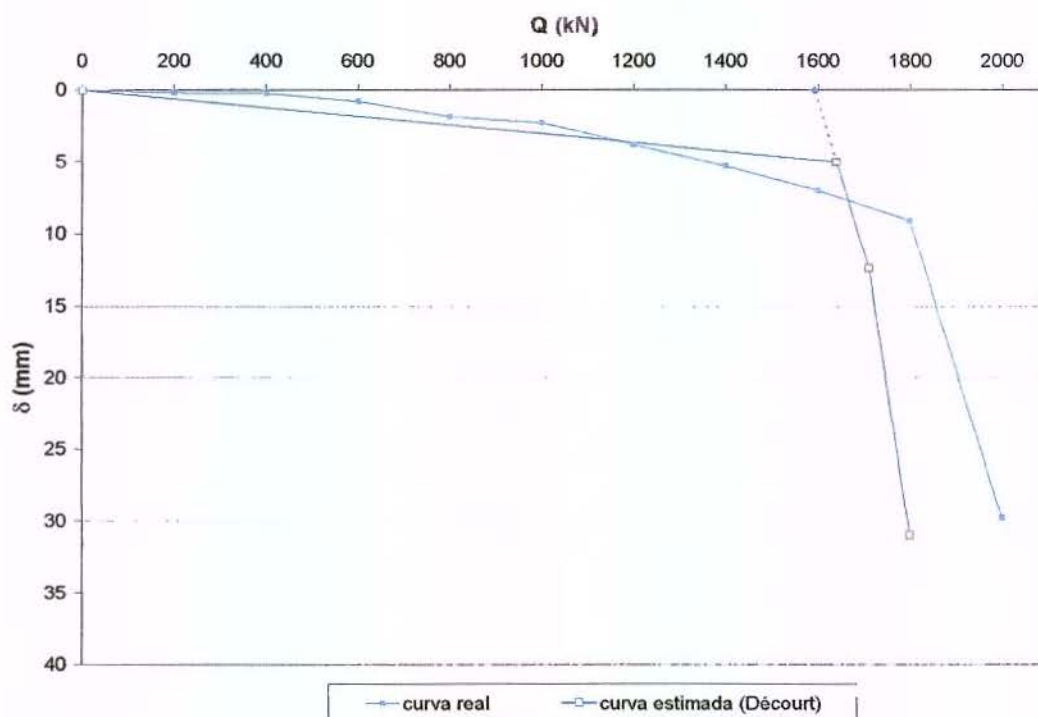


Figura 6.15. Método de Décourt (1995) - Estaca "A"

Os métodos seguintes, cujos resultados estão contidos nas figuras 6.16, 6.17 e 6.18, apresentam uma melhor aproximação entre as previsões e o resultado real. As considerações adotadas por estes métodos tratam da não-linearidade do comportamento tensão vs deformação do solo, principalmente no que se refere à utilização do módulo de cisalhamento inicial do solo ( $G_0$ ) e sua respectiva degradação quando da aplicação de

carregamentos. Tal inferência torna-se mais clara quando verifica-se os resultados encontrados através dos métodos que fazem uso desse importante parâmetro do solo.

O método de Verbrugge, na figura 6.16, apresenta a previsão da curva carga vs recalque, onde o recalque, de 0,89 mm, associado à carga de trabalho estimada (900kN), corresponde a 43% do recalque real (2,09 mm).

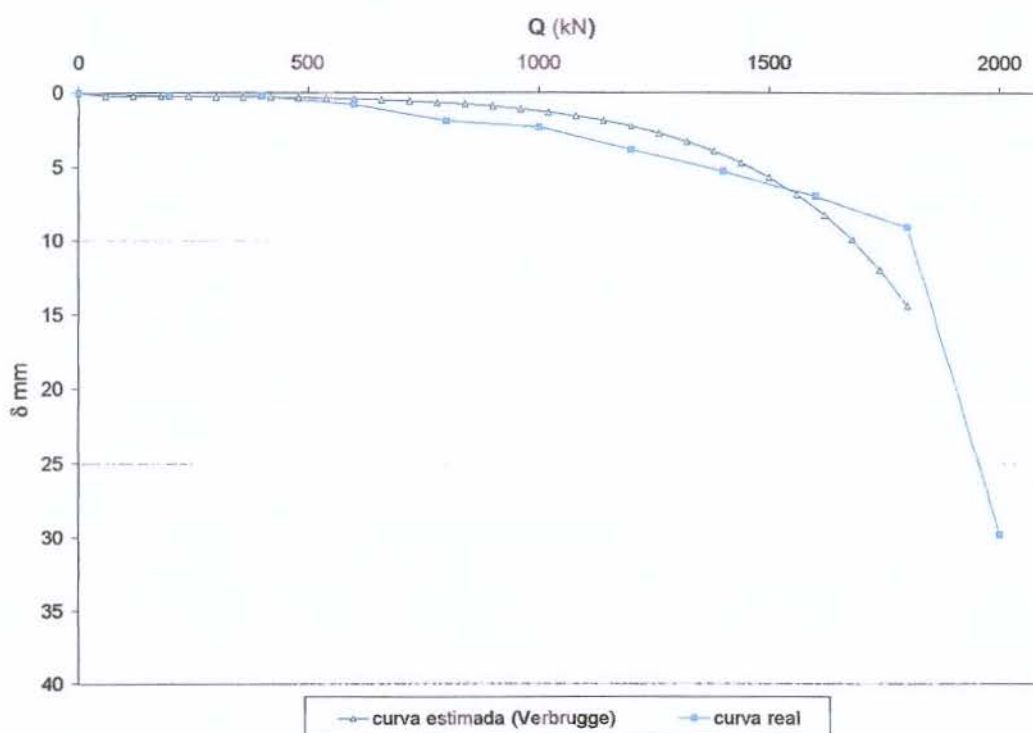


Figura 6.16. Método de Verbrugge (1986) - Estaca "A"

Na figura 6.17 apresenta-se o resultado obtido a partir do método da curva 't-z' modificado por Pando et al. Este método apresentou um recalque de 2,07 mm para a carga de trabalho estimada (900 kN), ou seja, obteve um grau de precisão com relação ao resultado real de 99% de acerto. Neste método a curva carga vs recalque mostra-se bastante de acordo com o comportamento apresentado pela prova de carga real.

Nos métodos contidos nas figuras 6.16, 6.17 e 6.18, a previsão da curva carga vs recalque é realizada somente a partir de parâmetros do solo e características gerais das estacas. Assim, fez-se necessário considerar um número "n" de iterações, as quais dariam a maior ou menor convergência da curva estimada por cada um dos métodos anteriormente citados. Para que fosse possível calcular e dar maior credibilidade aos



resultados, fez-se necessário programar os métodos de Verbrugge, 't-z' Pando et. al e Castelli & Motta, empregando o "MS-Excell com interface *Visual Basic*".

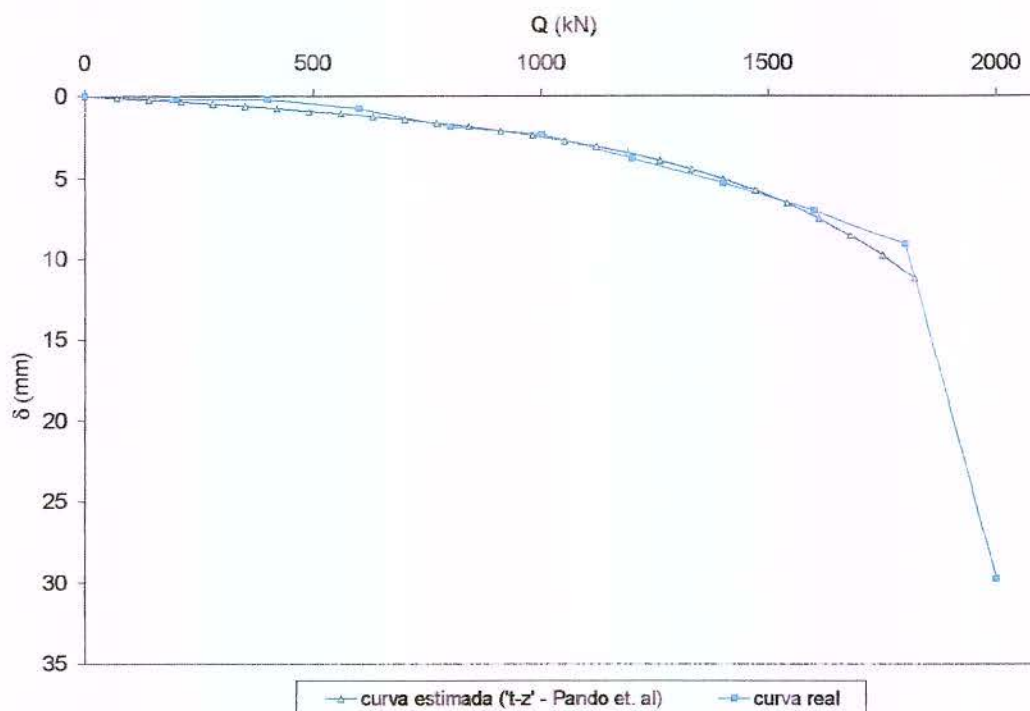


Figura 6.17. Método da curva 't-z' - modificado por Pando et. al (2004) - Estaca "A"

O método de Castelli & Motta, ilustrado na figura 6.18, apresenta um recalque para a carga de trabalho estimada (900 kN) de 1,90 mm, aferindo um grau de confiabilidade a este resultado de 91% de acertabilidade. A curva de carga vs recalque estimada mostra a mesma tendência verificada no comportamento carga vs recalque da curva real. Da mesma forma, os métodos de Verbrugge e curva 't-z' (Pando et. al), também apresentam mesmo aspecto.

Todos os métodos empregados na previsão da curva vs carga recalque foram conduzidos até a carga de ruptura prevista antecipadamente à execução da prova de carga. Os incrementos de carga considerados foram da ordem de 10% da carga de ruptura na maior parte dos casos, e determinou-se para cada carregamento o respectivo recalque atingido.

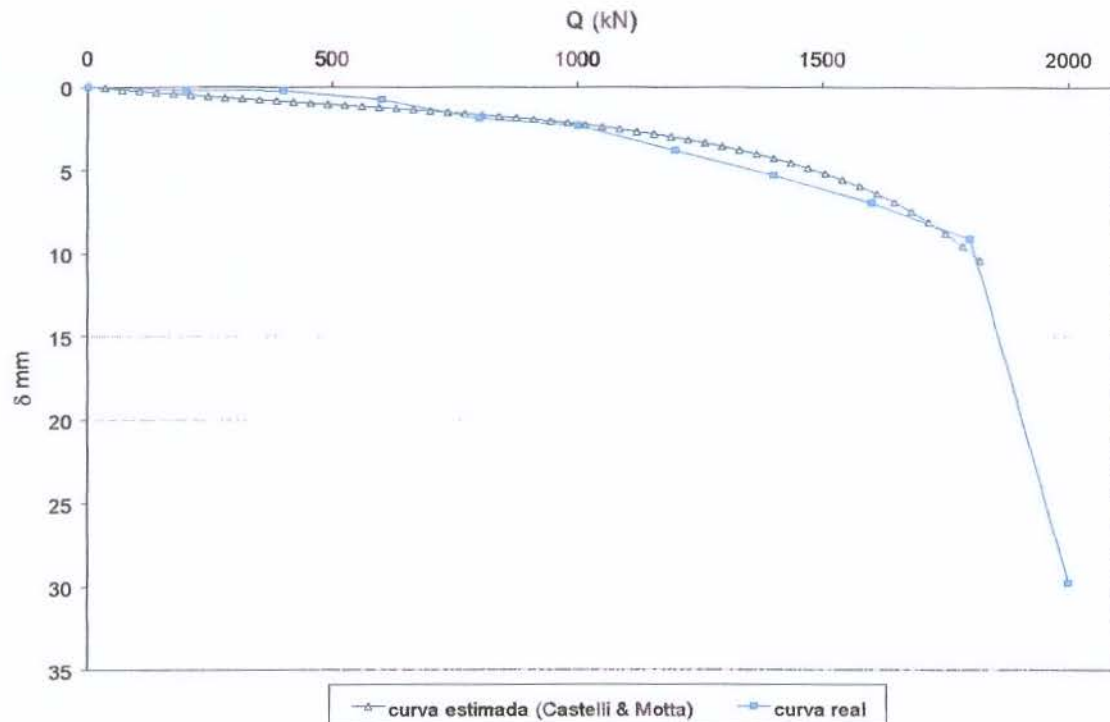


Figura 6.18. Método de Castelli & Motta (2003) - Estaca "A"

#### 6.2.2 Estaca raiz "B" ( $L = 12$ m e $\phi = 41$ cm).

De maneira análoga às previsões feitas para a estaca "A", determinou-se a curva carga vs recalque para a estaca "B". A carga de ruptura considerada nos cálculos, quando necessário, foi estimada pelo método de Lizzi, sendo da ordem de 824 kN, ou 412kN para a carga de trabalho cujo recalque real é de 0,35mm.

Conforme ilustra a figura 6.19, o método de Poulos & Davis apresenta para a estaca raiz "B" um recalque de 5,38 mm, sendo 15,3 vezes maior que o recalque real (0,35 mm) para a mesma carga de trabalho (412 kN).

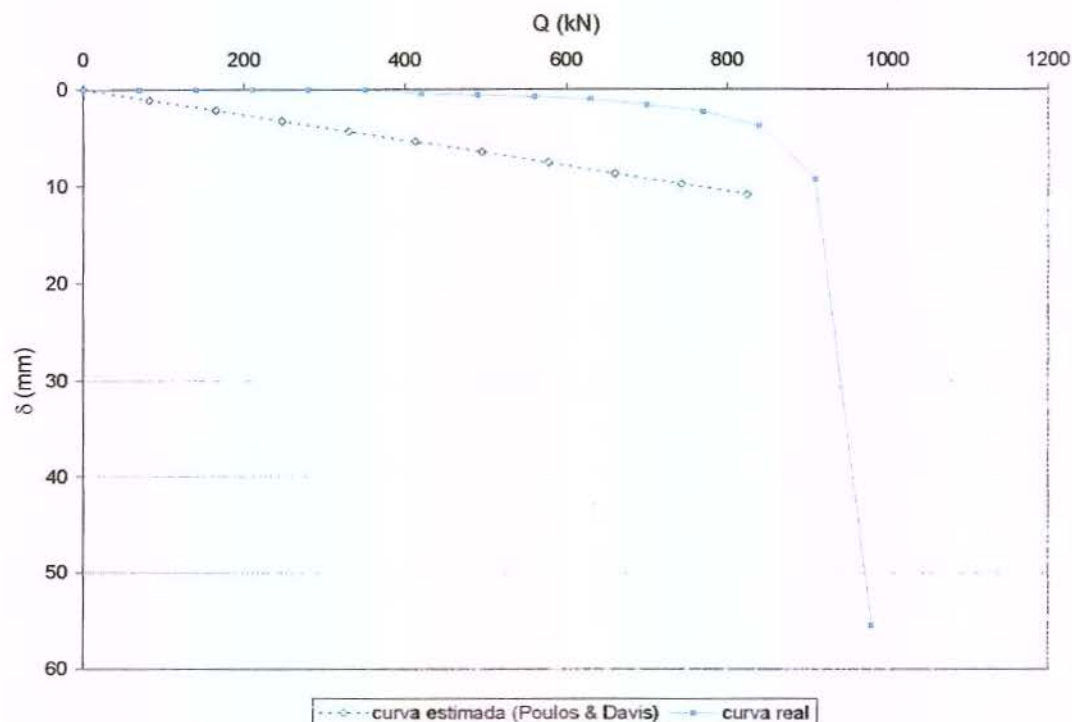


Figura 6.19. Método de Poulos & Davis (1980) - Estaca "B"

O método de Vésic, na figura 6.20, mostra uma reta com elevada declividade, onde o recalque de 26,75mm é 75,9 vezes maior que o recalque real para a mesma carga de trabalho estimada.

Na figura 6.21, apresenta-se a curva carga vs recalque prevista por Aoki & Lopes, que apesar de possuir uma declividade mais tênue, ainda sim, apresenta um considerável recalque estimado, de 3,41 mm para a carga de trabalho, que quando comparado ao recalque real de 0,35 tem-se um valor estimado em 9,7 vezes maior que o real.

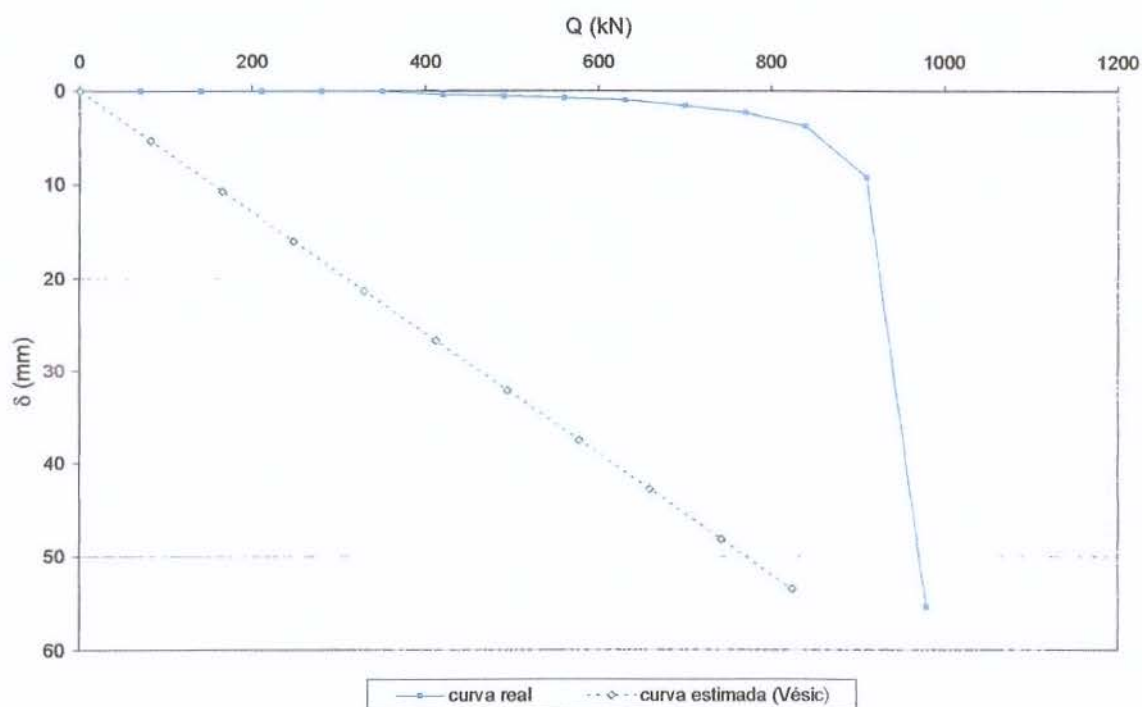


Figura 6.20. Método de Vésic (1969, 1975a) - Estaca "B"

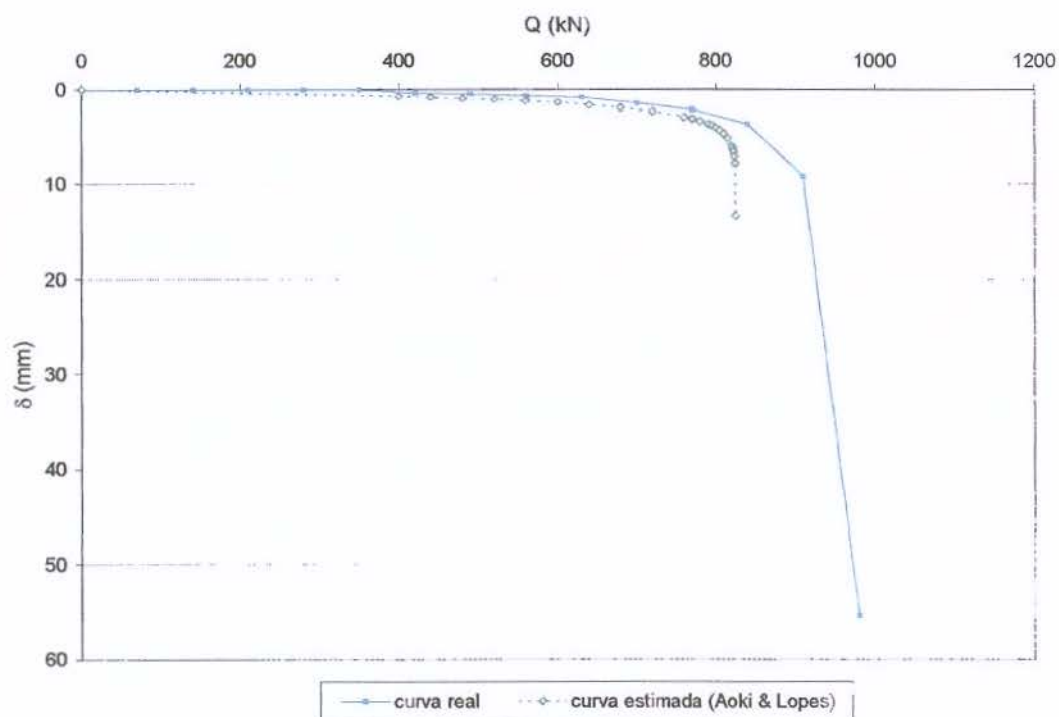


Figura 6.21. Aoki & Lopes (1975) - Estaca "B"

Para o método de Randolph & Wroth, na figura 6.22, tem-se que a curva carga recalque encontra-se menos acentuada em relação a prevista por Poulos & Davis, Vésic e

Aoki & lopes, porém, o valor do recalque estimado (1,41 mm) ainda é consideravelmente elevado, sendo 4 vezes maior que o real (0,35 mm).

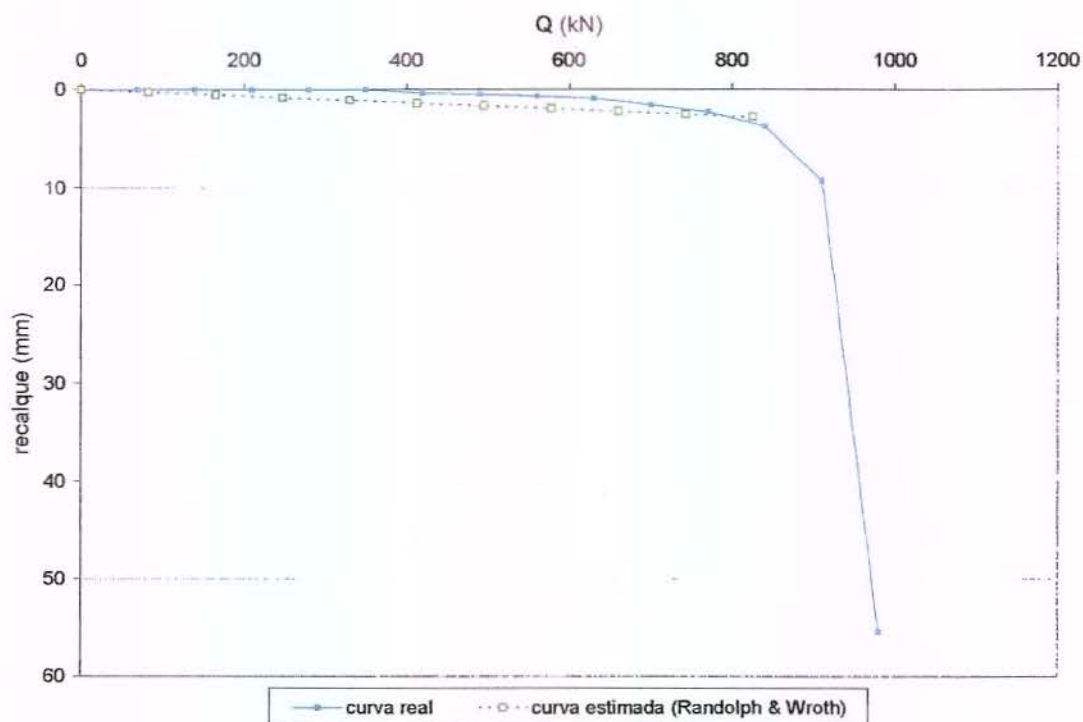


Figura 6.22. *Randolph & Wroth (1978) - Estaca "B"*

O método de Décourt, na figura 6.23, exibe um recalque para a carga de trabalho (412kN) de 2,76 mm, o qual é 7,8 vezes maior que o recalque para essa mesma carga obtido na curva carga vs recalque real. Este método mostra-se conservador, o traçado da curva carga vs recalque prevista está compreendido abaixo da curva real.

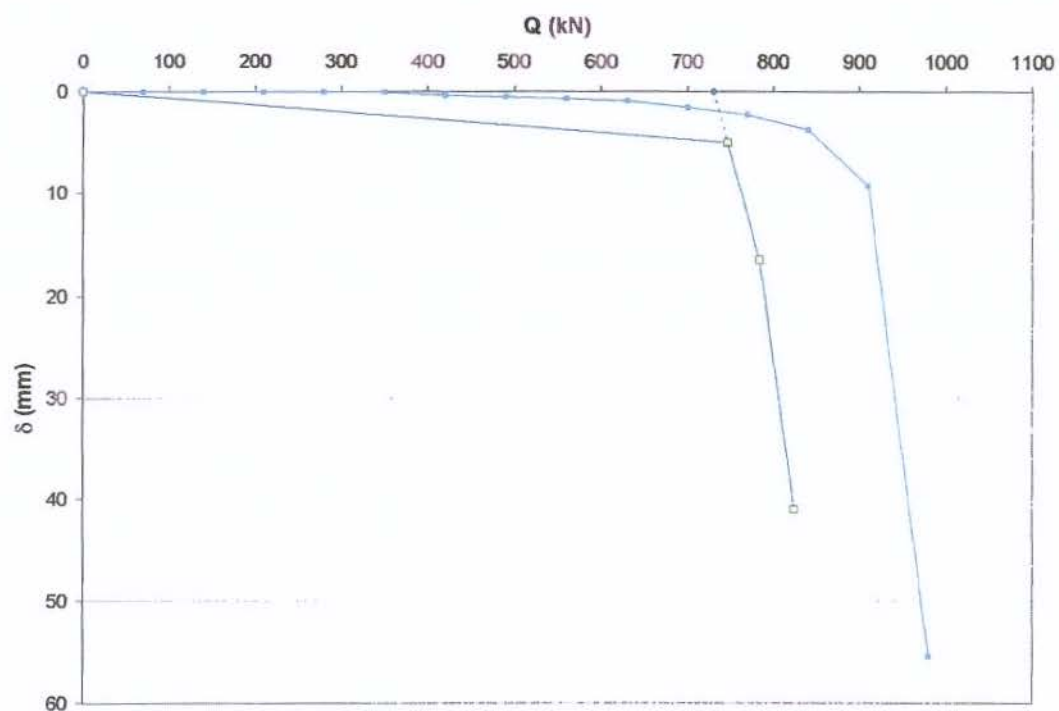


Figura 6.23. Método de Décourt (1995) - Estaca "B"

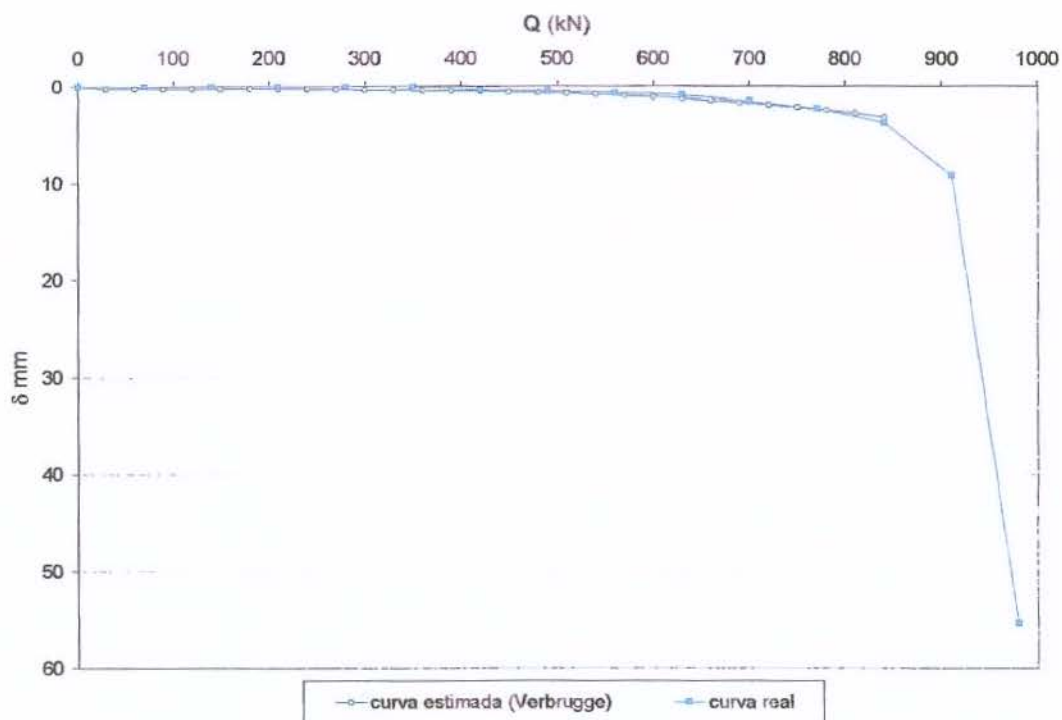


Figura 6.24. Método de Verbrugge (1986) - Estaca "B"

Apresenta-se, na figura 6.24, o método de Verbrugge. Este apresenta um comportamento da curva carga vs recalque bem de acordo com os resultados da prova de



carga. O recalque previsto para a carga de trabalho estimada é de 0,54 mm, sendo este 54% maior que o recalque (0,35mm) para a mesma carga, porém obtido na curva carga vs recalque real. O bom resultado apresentado pode, talvez, estar ligado ao fato do método em questão levar em conta a linearidade do comportamento dos parâmetros do solo, visto que, alguns destes apresentam elevada variabilidade ao longo da execução de instalação da estaca, ou da realização de uma prova de carga.

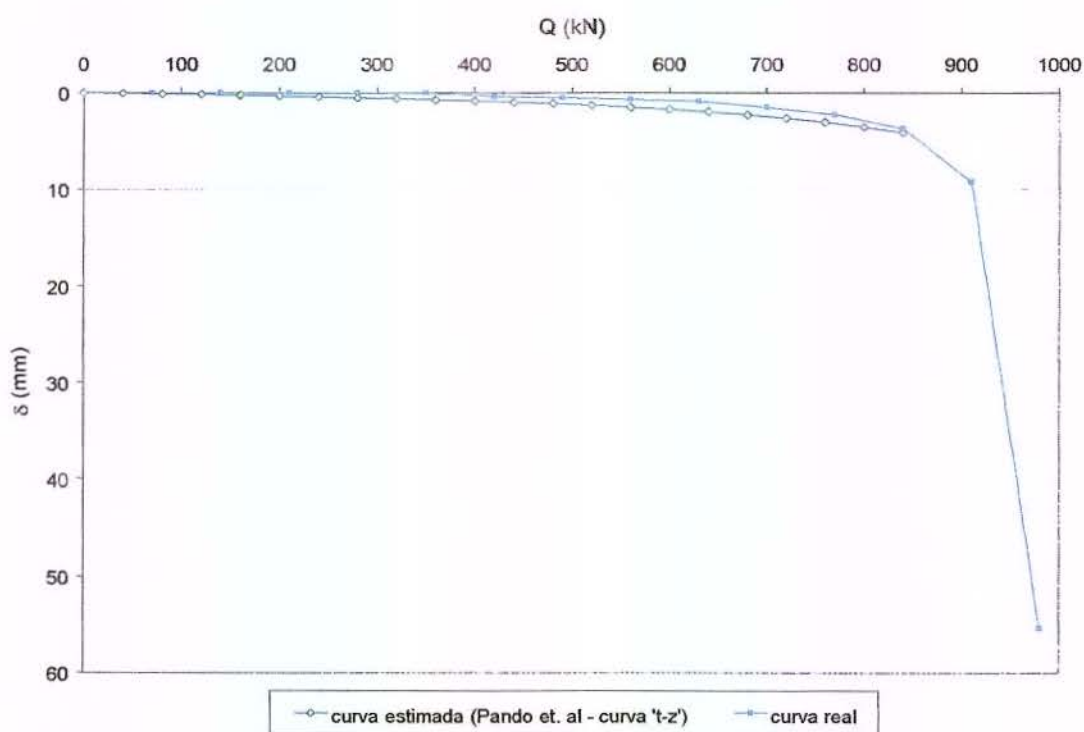


Figura 6.25. Método da curva 't-z' - modificado por Pando et. al (2004) - Estaca "B"

Tem-se na figura 6.25, o método da curva 't-z' modificado por Pando et. Al. Este previu um recalque de 0,91 mm para a carga de trabalho estimada (412 kN). Em comparação com o recalque (0,35 mm) para mesma carga obtido na curva carga vs recalque real, tem-se que o recalque previsto é 2,6 vezes maior que o recalque real. No entanto, faz-se necessário ressaltar que apesar do número 2,6 vezes representar uma superestimativa de 158% (mais que o dobro), a magnitude destes valores não é significativamente expressiva, visto que, em termos totais, a diferença entre os recalques (0,56 mm) é menor que 1 mm.

O que foi anteriormente citado para os métodos de Verbrugge e Curva 't-z', pode também servir como base de análise para o método de Castelli & Motta contido na figura 6.26. Este apresenta um recalque previsto para a carga de trabalho estimada de 0,74mm, o qual é 2,11 vezes maior que o recalque real (0,35mm). No entanto, a magnitude não é significativamente grande, uma vez que, a diferença em termos totais entre os recalques é menor que 0,5 mm.

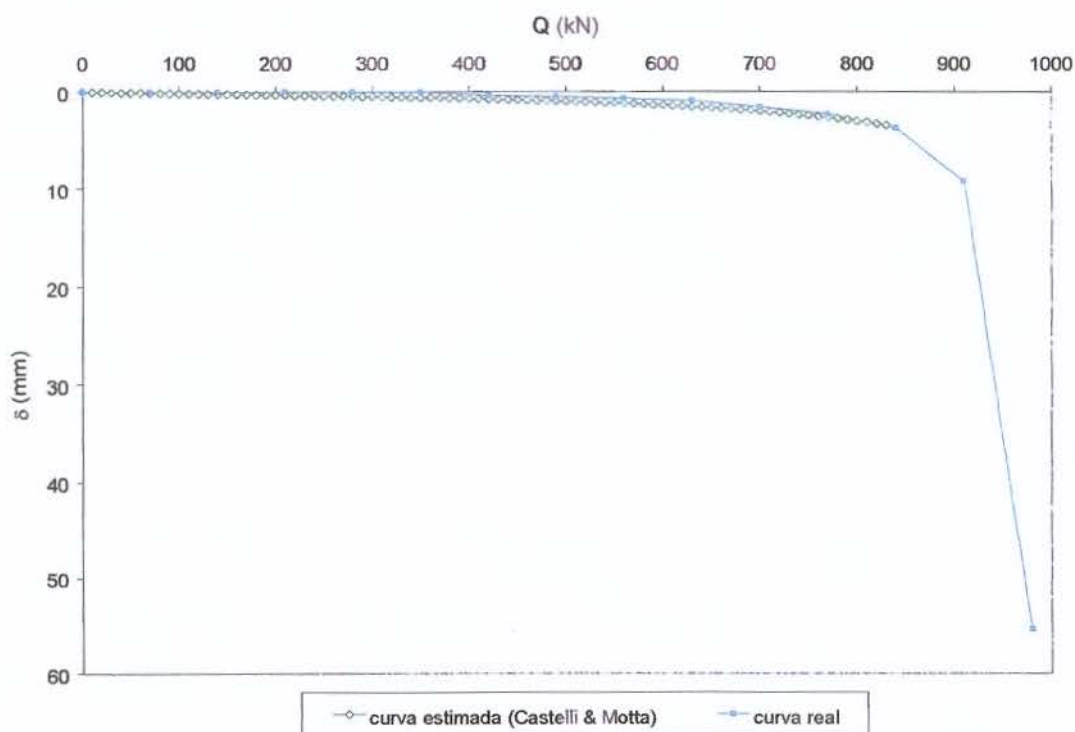


Figura 6.26. Método de Castelli & Motta (2003) - Estaca "B"

### 6.3 Análise comparativa dos resultados reais e métodos com aqueles de extrapolação da prova de carga.

Os resultados apresentados neste item, referem-se a aplicação dos métodos de extrapolação da carga de ruptura a partir dos resultados das provas de carga realizadas. As metodologias empregadas podem estimar o recalque atribuído a uma determinada carga,

no entanto, uma vez que fazem uso de resultados reais, pode ser inconsistente denominar estes métodos como uma opção para previsões do recalque ou da curva carga vs recalque.

As previsões do recalque e da curva carga vs recalque podem ser previstas por alguns métodos, os quais são apresentados no item 6.4, onde tem-se um melhor detalhamento de tal procedimento.

Na tabela 6.1 encontram-se compiladas as características gerais, tais como, comprimentos, diâmetros nominais, capacidade de carga real e recalque para a respectiva carga de trabalho obtidos para as estacas “A” e “B” ensaiadas.

*Tabela 6.1. Características e resultados obtidos para as estacas “A” e “B”.*

| CARACTERÍSTICAS DA ESTACAS |           |            |                        |                             |      |
|----------------------------|-----------|------------|------------------------|-----------------------------|------|
| Estacas                    | Comp. (m) | $\phi$ (m) | $Q_{\text{real}}$ (kN) | $\delta_{\text{real}}$ (mm) | F.S. |
| A                          | 23        | 0,31       | 1000                   | 2,31                        | 2,0  |
| B                          | 12        | 0,41       | 490                    | 0,51                        | 2,0  |

### 6.3.1 Estacas raiz “A” ( $\phi = 31$ mm e $L = 23$ m).

Na tabela 6.2 são apresentados os resultados para a carga de trabalho, o recalque associado a esta carga e também as comparações entre os resultados reais e os estimados de carga.

*Tabela 6.2. Características de carga e recalque, reais e estimados (Estaca “A”).*

| Métodos  | $Q_{\text{real}}$ | $Q_{\text{estimado}}$ | $Q_r / Q_e$ |
|----------|-------------------|-----------------------|-------------|
| NBR      | 1000              | 1061                  | 1,06        |
| Davisson | 1000              | 915                   | 0,92        |
| Chin     | 1000              | 1072                  | 1,07        |
| Décourt  | 1000              | 975                   | 0,97        |

$Q_{\text{real}}$  - carga de trabalho real - (kN)

$Q_{\text{estimado}}$  - carga de trabalho estimada por cada método - (kN)



F.S. - fator de segurança

Na figura 6.27 tem-se a comparação entre as cargas de trabalho estimadas e a real, de maneira que, quanto mais próximo de 1,0 (100%) for o valor da relação, mais exato é considerado o resultado estimado pelo método. Considera-se que é extremamente desfavorável os valores maiores que 1,0 (um) para a carga de trabalho, uma vez que os elementos de fundação são projetados segundo a sua carga de trabalho, e que caso seja superestimada poderá incorrer em futuros problemas para a estrutura instalada sobre esta fundação. Neste caso em particular, o método da NBR 6122/96 e o de Chin apresentam essa situação. Ambos superestimaram em 6 e 7% da carga de trabalho real, respectivamente.

Os métodos de Davisson e Décourt apresentaram os resultados que estão mais de acordo com as normas de segurança, sendo que o método de Davisson (1973) estimou em 92% da carga de trabalho real e o método da rigidez (Décourt, 1998) estimou em 97% da carga de trabalho real.

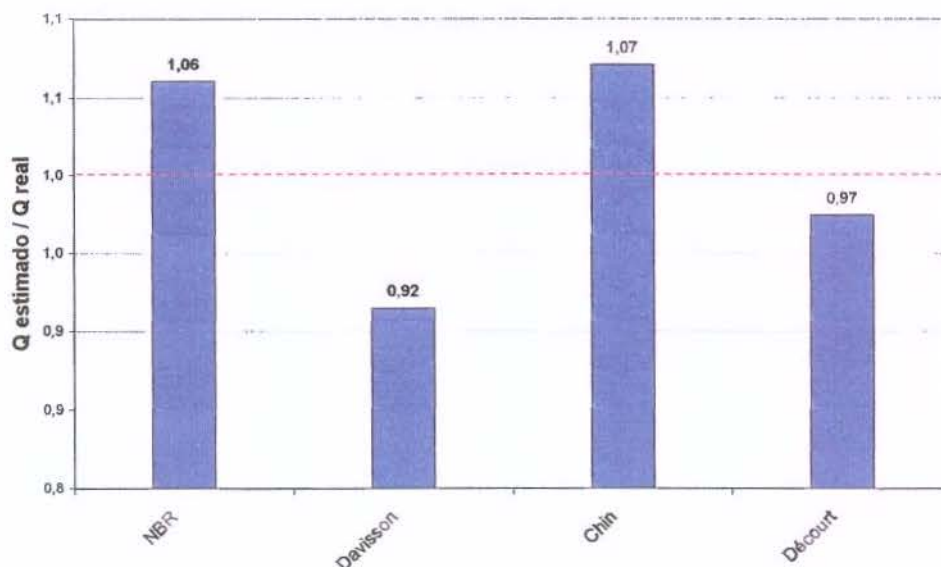


Figura 6.27. Comparação entre cargas de ruptura - Estimada vs Real (Estaca "A")

Dessa forma, nota-se que o método da Rigidez (Décourt, 1998) apresenta melhor resultado de estimativa da carga de ruptura dentre os demais métodos empregados que compõem as análises feitas no item 6.3.1.

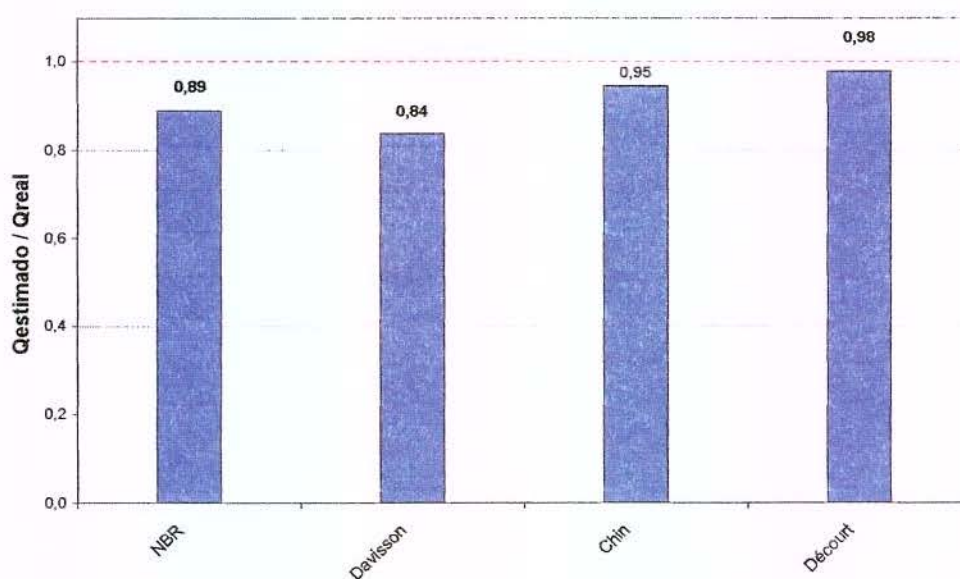
### 6.3.2 Estacas raiz “B” ( $\phi = 41 \text{ mm}$ e $L = 12 \text{ m}$ ).

O valores da carga de trabalho e recalque reais, assim como, cargas de trabalho e recalques estimados, e suas respectivas comparações encontram-se apresentados na tabela 6.3.

*Tabela 6.3. Características de carga e recalque, reais e estimados (Estaca “B”).*

| ESTACA “B” |                   |                       |             |
|------------|-------------------|-----------------------|-------------|
|            | $Q_{\text{real}}$ | $Q_{\text{estimado}}$ | $Q_e / Q_r$ |
| NBR        | 490,0             | 435,0                 | 0,89        |
| Davisson   | 490,0             | 410,5                 | 0,84        |
| Chin       | 490,0             | 463,5                 | 0,95        |
| Décourt    | 490,0             | 469,0                 | 0,96        |

A relação entre as cargas de trabalho estimadas e a real é apresentada na figura 6.28. Nesta análise comparativa, o método de Décourt (1998) apresentou o melhor resultado, com um acerto de 98% sobre a carga de trabalho real, seguido pelos acertos de 95% para Chin, 89% para a Norma e 84% para Davisson.



*Figura 6.28. Comparação entre cargas de ruptura - Estimada vs Real (Estaca “B”)*

Estes métodos de estimativa da carga de ruptura são de simples verificação dos resultados obtidos, visto que os mesmos dependem dos resultados reais para inferir suas próprias análises sobre a estimativa da carga de ruptura e conseqüentemente a de trabalho.

#### 6.4 Avaliação entre os resultados reais e os métodos de previsão do recalque e da curva carga vs recalque.

Neste item são avaliados os resultados reais obtidos através da aplicação dos métodos de previsão da curva carga vs recalque; estes somente fazem uso de resultados de ensaios realizados em campo para estimativas de parâmetros. Desta forma, obteve-se uma curva carga vs recalque para cada método em questão. Na tabela 6.4 são apresentados os resultados referentes às previsões de carga de ruptura e de trabalho. Os recalques apresentados foram obtidos a partir das curvas carga vs recalque reais, de acordo com as respectivas cargas de trabalho.

*Tabela 6.4. Previsão da capacidade de carga e recalque associado.*

|            | $Q_{rup}$ (kN) | $Q_{trab}$ (kN) | $\delta_{real}^*$ (mm) |
|------------|----------------|-----------------|------------------------|
| Estaca "A" | 1800,0         | 900,0           | 2,09                   |
| Estaca "B" | 824,6          | 412,3           | 0,35                   |

\* recalque obtido na curva carga vs recalque real para a carga admissível prevista.



#### 6.4.1 Estaca raiz “A” ( $\phi = 31 \text{ mm}$ e $L = 23 \text{ m}$ ).

Na tabela 6.5 estão compilados os resultados estimados pelos métodos de previsão, os resultados reais e a relação entre o recalque estimado e o real.

*Tabela 6.5. Resumo dos resultados aferidos.*

| ESTACA RAIZ “A”                   |                   |                  |                       |
|-----------------------------------|-------------------|------------------|-----------------------|
| Métodos                           | Recalque (mm)     |                  | $\delta_e / \delta_r$ |
|                                   | $\delta$ estimado | $\delta$ real ** |                       |
| Poulos & Davis (1980)             | 12,13             | 2,09             | 5,81                  |
| Vésic (1969, 1975a)               | 55,11             |                  | 26,42                 |
| Aoki & Lopes (1975)               | 1,04              |                  | 0,50                  |
| Randolph & Wroth (1978)           | 3,58              |                  | 1,72                  |
| Verbrugge (1986)                  | 0,89              |                  | 0,43                  |
| Curva ‘t-z’ - Pando et. Al (2004) | 2,07              |                  | 0,99                  |
| Castelli & Motta (2003)           | 1,90              |                  | 0,91                  |
| Décourt (1995)                    | 2,74              |                  | 1,31                  |

\*\* recalque obtido na curva carga vs recalque real para a carga admissível real.

Através da análise dos resultados contidos na tabela 6.5, pode-se verificar que os métodos que apresentaram melhor relação entre o recalque estimado e o real, considerando uma margem de erro de 10%, foram os métodos da Curva ‘t-z’ (Pando et. al) e Castelli & Motta. Estes resultados podem ser melhor visualizados na figura 6.29.

Para que outros dois métodos fossem acrescidos dentro de uma margem de tolerância seria necessário ampliar a margem de erro de 10 para 57%. Ao passo que essa porcentagem demonstra ser relativamente elevada, se comparada em termos totais de recalque é possível notar que trata-se de uma diferença de 1,19 mm.

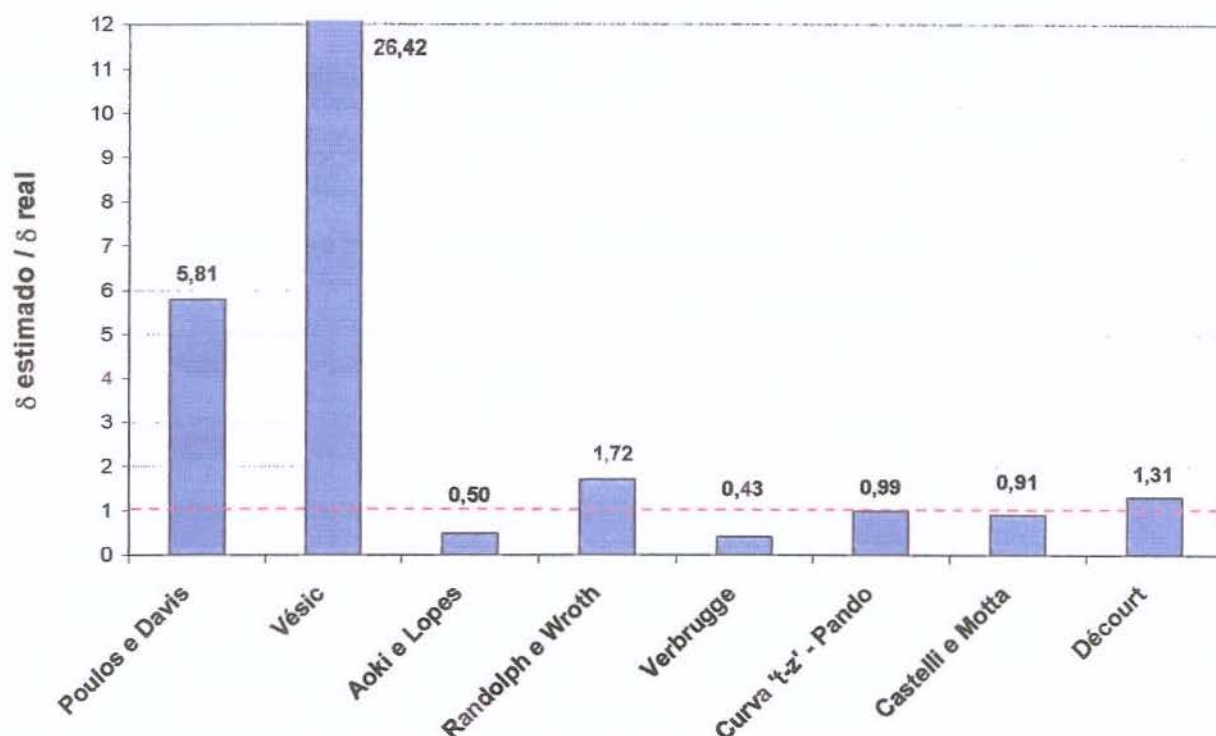


Figura 6.29. Comparação entre os recalques previstos e reais (Estaca "A")

Admitindo-se como resultados razoáveis, aqueles que apresentam uma diferença menor que 1mm de recalque, pode-se incluir nesse contexto somente o método de Décourt (1995), compreendido numa margem de erro de 47,8%.

O fato dos métodos Curva 't-z' (Pando et. Al, 2004) e Castelli & Motta (2003) terem apresentado os melhores resultados em comparação com os demais métodos, pode estar relacionado ao fato de que consideram em suas soluções teóricas a não-linearidade do comportamento tensão vs deformação do solo, assim como a consideração do módulo de cisalhamento inicial do solo ( $G_0$ ), quando solicitado a pequenas deformações. Ambos os métodos analisam o comportamento não linear do recalque de estacas que leva em consideração a diminuição dos parâmetros da rigidez do solo com o aumento da solicitação resistente, ou seja, com a aplicação de carga no elemento de fundação. Esses modelos empregam funções hiperbólicas de transferência de carga 't-z', as quais parecem descrever mais adequadamente o comportamento não-linear da resistência do eixo e da base da estaca.

#### 6.4.2 Estaca raiz "B" ( $\phi = 41 \text{ mm}$ e $L = 12 \text{ m}$ ).

Na tabela 6.6, os resultados dos recalques estimados para a carga de trabalho através dos métodos de previsão são comparados com o recalque real.

Tabela 6.6. Resumo dos resultados previstos e estimados.

| ESTACA RAIZ "B"                   |                   |                       |       |
|-----------------------------------|-------------------|-----------------------|-------|
| Métodos                           | Recalque (mm)     | $\delta_e / \delta_r$ |       |
|                                   | $\delta$ estimado | $\delta$ real **      |       |
| Poulos & Davis (1980)             | 5,38              | 0,35                  | 15,26 |
| Vésic (1969, 1975a)               | 26,75             | 0,35                  | 75,89 |
| Aoki & Lopes (1975)               | 0,82              | 0,35                  | 2,34  |
| Randolph & Wroth (1978)           | 1,41              | 0,35                  | 4,00  |
| Verbrugge (1986)                  | 0,54              | 0,35                  | 1,54  |
| Curva 't-z' - Pando et. Al (2004) | 0,90              | 0,35                  | 2,58  |
| Castelli & Motta (2003)           | 0,74              | 0,35                  | 2,11  |
| Décourt (1995)                    | 2,76              | 0,35                  | 7,84  |

\*\* recalque obtido na curva carga vs recalque real para a carga admissível real.

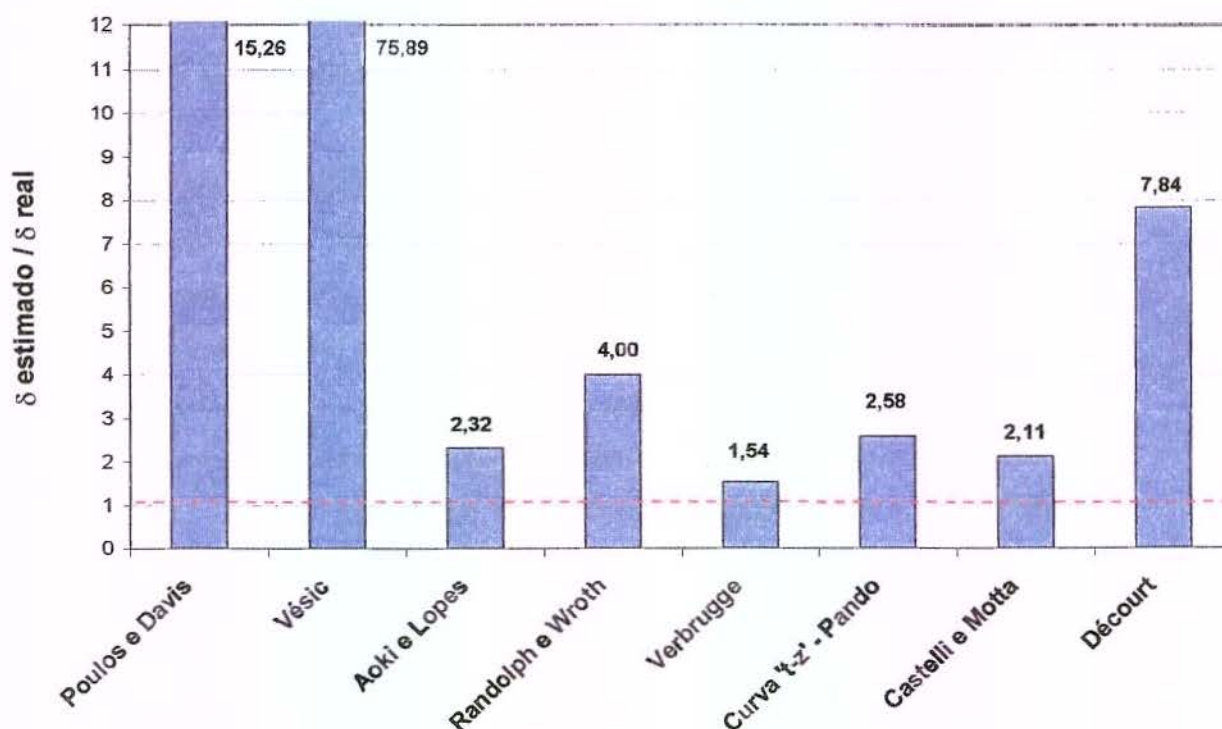


Figura 6.30. Recalque obtido através da curva carga vs recalque - Estimado vs Real (estaca "B")



Conforme mostra a tabela 6.6, tem-se que os métodos de Poulos & Davis e Vésic apresentaram resultados extremamente superestimados do recalque, da ordem de 15,26 e 75,89 vezes maior que o recalque real (0,35mm), respectivamente.

Os resultados previstos por Randolph & Wroth e Décourt mostram-se menos superestimados, 1,41 e 2,76mm, respectivamente. No entanto, estes recalques são, nesta mesma sequência, da ordem de 4,00 e 7,84 vezes maior que o recalque real.

Os métodos de previsão de Aoki & Lopes, Verbrugge, Curva 't-z' (Pando et al.) e Castelli & Motta, os quais mostraram-se bastante de acordo com os resultados reais da curva carga vs recalque e de recalque. Estes apresentaram resultados de recalque 0,82; 0,54; 0,91 e 0,74 mm, respectivamente, que em comparação com o recalque real representaram na mesma ordem 134, 54, 158 e 111% sobre o recalque real.

Como já comentado anteriormente, sabe-se que apesar das elevadas porcentagens apresentadas por estes métodos apresentaram os melhores comparativos (previsto vs real), são relativamente pequenas quando considerados os resultados em termos totais. Se comparados dessa forma, os métodos de Aoki & Lopes, Verbrugge, Curva 't-z' (Pando et al.) e Castelli & Motta apresentariam um acréscimo de 0,47; 0,19; 0,56 e 0,39mm, respectivamente. Dentre os resultados citados anteriormente, o maior dos acréscimos (0,56mm) representa um erro de 158% sobre o recalque real.

## 7 Considerações finais

---

A relação de embutimento das estacas em estudo, “A” e “B”, parece exercer determinada influência sobre o desempenho dos métodos de previsão na correta predição do comportamento da curva carga vs recalque, visto que, conforme ilustram as figuras 6.29 e 6.30, existe uma clara e evidente diferença da concentração dos resultados. No caso da figura 6.29, relativa a estaca “A”, cuja esbeltez é 75, os resultados de seis dos oito métodos analisados estão dentro de uma faixa de 100% de erro para mais ou para menos. Já no caso da estaca “B”, em que a razão de embutimento é da ordem de 30, somente um dos oito métodos encontra-se dentro dessa mesma faixa considerada.

Existe outra possibilidade para o fato da estaca “A”, cuja esbeltez é 2,5 vezes maior que a da estaca “B”, apresentar melhores resultados previstos pelos métodos empregados. Talvez a diferença na magnitude dos carregamentos aplicados possa influir na maior ou menor mobilização da resistência do eixo e em sua rapidez. Porém, a mobilização por atrito lateral assistida pelas Leis de Cambeftort mostram que a relação entre a estaca “A” e a estaca “B” é de aproximadamente 27% maior. Ao passo que a mobilização pela resistência de ponta é da ordem de 141% maior. O exposto pode mostrar que a esbeltez influi significativamente no comportamento destas estacas, principalmente pelo ganho na resistência de ponta apresentado para grandes índices de esbeltez das estacas.

O método proposto por Verbrugge, encara a complexidade da predição do comportamento carga vs recalque de maneira simplificadora, pelos equacionamentos aplicados, e, no entanto, mostrou-se eficiente para previsão do recalque. O principal mecanismo levado em consideração trata do conceito básico de dissipação da carga através da resistência lateral oferecida pelo solo circundante ao elemento de fundação.

Sabe-se que dois dos principais parâmetros que regem o comportamento não-linear do elemento solo-estaca são: o módulo de elasticidade e o módulo de cisalhamento do solo. Entretanto, as recentes publicações sobre o recalque em estacas isoladas (Curva ‘t-z’) modificado por Pando et al. (2004) e Castelli & Motta (2005) levam a entender que o



módulo de cisalhamento para pequenas deformações ou módulo de cisalhamento inicial ( $G_0$ ), representa importante e fundamental parâmetro do solo a ser empregado nas formulações desenvolvidas. Esse módulo apresenta uma rápida redução quando das primeiras solicitações feitas a partir dos carregamentos iniciais, com coerente acompanhamento da rápida redução resistente do solo.

Os métodos Curva 't-z' modificado por Pando et al. (2004), Castelli & Motta (2003) e Verbrugge (1986) apresentam alguma complexibilidade para que sejam executados os cálculos por eles propostos. Este fato pode ser atribuído à necessidade de repetições do processo iterativo, o qual depende de um número "n" de repetições que pode determinar a maior ou menor convergência das curvas carga vs recalque. Dessa forma, foi imprescindível que se fizesse a programação dos métodos, neste caso, utilizando-se o *software Visual Basic* em interface com o MS Excel.

## 8 Conclusões

---

Dos métodos de extrapolação da curva carga vs recalque utilizados, o método de Rigidez proposto por Décourt (1998) para estimativa da carga de ruptura em provas de cargas encerradas prematuramente, apresenta-se bastante eficiente, visto que, foi o que melhor estimou os valores da carga de ruptura em comparação com os resultados reais.

O método da Norma (NBR 6122/96) apresenta resultado satisfatório para averiguação da carga de ruptura nas situações em que o elemento de fundação, na prova de carga, mostra recalques elevados.

O método de Chin (1970) mostrou-se simples quanto à sua utilização para estimativa da carga de ruptura, porém, seu emprego está restrito à aferição de carga e recalque, e estimativa da carga de ruptura.

Os resultados de previsão apresentados por Poulos & Davis (1980), Vésic (1969, 1975) e Randolph & Wroth (1978) não apresentaram resultados satisfatórios da “curva” carga vs recalque. Principalmente, na estimativa do recalque associado à carga de trabalho, exclusivamente, para os tipos de estaca e de solo estudados.

O método da Curva ‘t-z’ apresenta dois coeficientes fundamentais de degradação da resistência do solo,  $g$  e  $f$ , onde  $g$  é o fator que incorpora a rápida redução do módulo de cisalhamento inicial, entretanto, não se tem a explicação de como são obtidos. Porém verifica-se que estes dois coeficientes são dependentes do modelo de equacionamento adotado, neste caso, o modelo hiperbólico com as modificações feitas por Pando et al (2004).

O método de Aoki & Lopes (1975) apresentou uma curva carga vs recalque satisfatória, desde que acompanhado pelo método de Van Der Veen (1953) modificado por Aoki.

Os métodos de previsão da curva carga vs recalque, Curva ‘t-z’ (Pando et. Al, 2004) e Castelli & Motta (2003), mostraram-se bastante influenciados pelo número “n” de iterações, o qual varia de acordo com o número de incrementos adotados, de forma que



apresentam uma maior ou menor convergência assintótica da curva carga vs recalque dependendo do valor do incremento considerado.

O método proposto por Castelli & Motta (2003) mostrou-se bastante eficiente na previsão da curva carga vs recalque das estacas raiz em análise, instaladas em solo de diabásio. Apesar de não ser um método propriamente desenvolvido para o solo de clima tropical.

No método exposto por Castelli & Motta (2003), existe uma limitação ao relato de valores do atrito lateral, o  $f_s$ , para o teste de uma estaca isolada. Eles não especificam os valores reais das forças de resistência do eixo e da resistência da base ( $R_{slim}$  e  $R_{blim}$ ) usadas em seus cálculos. Seria muito útil que os autores fornecessem uma tabela com os valores de  $R_{slim}$  e  $R_{blim}$  para determinados tipos de estacas.

Os métodos de Castelli & Motta (2003) e Curva 't-z' (modificado por Pando et al., 2004) apresentam indícios positivos de que podem ser empregados para previsão do comportamento da curva carga vs recalque, quando utiliza-se estacas do tipo raiz e em solo igual ou com as mesmas características físico-mecânicas do solo estudado, principalmente quando se tem elevadas esbeltez ( $L / D$ ).

Para uma maior credibilidade dos métodos de previsão da curva carga vs recalque, assim como o aprimoramento dos seus coeficientes, estes devem ser ajustados às condições do solo de clima tropical. É extremamente necessário que sejam realizados em larga escala, testes comparativos destes métodos com resultados de provas de carga reais.

Os métodos que apresentaram os melhores resultados na previsão do recalque, Castelli & Motta (2003), Curva 't-z' (Pando et. Al, 2004) e Verbrugge (1986) não levaram em consideração a esbeltez  $L / D$ , o tipo de estaca, nem tão pouco o processo executivo empregado. No entanto, os métodos da Curva 't-z' (Pando et. Al, 2004) e Castelli & Motta (2003) mostraram-se bastante influenciados, quanto a previsão da curva carga vs recalque, pelo módulo de cisalhamento inicial ( $G_0$ ) e pelo módulo de elasticidade ( $E$ ), os quais podem ser estimados através de ensaios realizados "in situ".

Os ensaios de campo, DMT, CPT e PMT apresentaram-se como importantes ferramentas para a correta determinação e estimativa das características físico-mecânicas do solo, principalmente por conservarem as características naturais do solo, dispensando qualquer tipo de amostragem, tanto deformada quanto indeformada.

Para melhor compreensão e averiguação da eficiência da previsão obtida pelos métodos Castelli & Motta (2003), Curva 't-z' (Pando et. Al, 2004) e Verbrugge (1986) seria necessário que se fizessem comparações entre resultados reais e previstos para diversos tipos de estacas confeccionadas por diferentes processos executivos.

## 9 Anexo A

### MÉTODO DE LIZZI (1982)

O método empírico proposto por Lizzi, em 1982, estima a carga lateral última ou a carga de ruptura, visto que, não considera a ação resistente da ponta da estaca.

A determinação da carga lateral última é obtida através da equação abaixo:

$$Q_{lu} = p \cdot \sum K \cdot I \cdot \Delta z$$

Onde:

p - perímetro da seção transversal da estaca;

K - fator que depende do tipo de solo na camada i, obtém-se através da tabela 9.2;

I - fator que depende do diâmetro da estaca, obtém-se através da tabela 9.1;

$\Delta z$  - comprimento do segmento da estaca.

*Tabela 9.1. Valores de I dependendo do diâmetro da estaca*

| Diâmetro Nominal (m) | Valor de I |
|----------------------|------------|
| 0,10                 | 1,00       |
| 0,15                 | 0,90       |
| 0,20                 | 0,85       |
| 0,25                 | 0,80       |
| 0,31                 | 0,74       |
| 0,41                 | 0,64       |

*Tabela 9.2. Valores de K dependendo da condição do solo*

| Solo                                   | K (kPa) |
|----------------------------------------|---------|
| Solo mole                              | 50      |
| Solo fofo                              | 100     |
| Solo medianamente compacto             | 150     |
| Solos muito rijos, pedregulhos, areias | 200     |

### MÉTODO DE PHILIPPONNAT (1980)

O método de Philipponnat, baseia-se e correlações desenvolvidas a partir dos valores de CPT, não apresenta maiores complicações para sua aplicação.

Carga de ruptura da estaca,  $Q_{rup}$ :

$$Q_{rup} = Q_{pu} + Q_{su}$$

Onde:

$Q_{pu}$  - carga mobilizável por resistência de ponta na ruptura;

$Q_{su}$  - carga mobilizável por atrito lateral na ruptura.

$$Q_{rup} = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s$$

$q_p$  - resistência de ponta unitária última;

$q_s$  - resistência unitária última por atrito lateral ao longo do fuste da estaca;

$A_p$  - área da ponta da estaca;

$A_s$  - área lateral do fuste da estaca.

Carga nominal (carga admissível face à resistência do solo),  $Q_N$ :

$$Q_N = \frac{q_s}{F_1} \cdot A_p + \frac{q_p}{F_2} \cdot A_s$$

Onde:

$F_1$  - coeficiente de segurança na resistência de ponta;

$F_2$  - coeficiente de segurança na resistência de atrito lateral;

Valor dos coeficientes de segurança

Resistência de ponta -  $F_1 = 3$

Atrito lateral -  $F_2 = 2$

Atrito lateral total

$$Q_{su} = p \cdot \sum q_{s(i)} \cdot h_{(i)}$$



Onde:

$p$  - perímetro da estaca;

$q_{s(i)}$  - atrito lateral unitário de ruptura na camada  $i$ ;

$h_{(i)}$  - espessura da camada  $i$ .

Determinação do atrito lateral unitário,  $q_s$  (No fuste)

$$q_s = \alpha_f \cdot \frac{q_c}{\alpha_s}$$

Os valores de  $\alpha_s$  e  $\alpha_f$  são obtidos nas tabelas 9.3 e 9.4, respectivamente.

Determinação da Resistência Limite do Solo,  $q_l$  (Na ponta)

$$q_p = \alpha_p \cdot q_c$$

Onde:

$q_c$  - resistência unitária de ponta do penetrômetro estático na camada portante.

O coeficiente  $\alpha_p$  relaciona a resistência de ponta limite da estaca à resistência do penetrômetro estático. Os valores de  $\alpha_p$  apresentados na tabela 9.3 foram obtidos por comparações com provas de carga.

*Tabela 9.3. Valores de  $\alpha_p$*

| Tipo de Solo | $\alpha_p$ |
|--------------|------------|
| Argila       | 0,50       |
| Silte        | 0,45       |
| Areia        | 0,40       |
| Pedregulho   | 0,35       |

*Tabela 9.4. Valores de  $\alpha_s$*

| Natureza do Solo                      | $\alpha_s$ |
|---------------------------------------|------------|
| Argila, argila calcárea               | 50         |
| Silte, argila arenosa, areia argilosa | 60         |
| Areia pouco compacta                  | 100        |
| Areia medianamente compacta           | 150        |
| Areia compacta, pedregulhos           | 200        |

Tabela 9.5. Valores de  $\alpha_f$

| Natureza da interface solo-estaca | Tipo de Estaca                                                                                                                                                                                                                                         | $\alpha_f$                                                                         | Valor máximo de $f_{su}$ em kPa |
|-----------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|
| Concreto                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Estacas pré-moldadas.</li> <li>- Estacas moldadas “in loco” de revestimento cravado.</li> <li>- Estacas escavadas com revestimento vibro cravado (concreto vibrado).</li> <li>- Estacas injetadas.</li> </ul> | 1,25                                                                               | 120                             |
|                                   | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Estacas escavadas (Diâmetro &lt; 1,50m)</li> <li>- Estacas Benoto.</li> <li>- Estacas escavadas (Diâmetro &gt; 1,50m)</li> <li>- Barretes.</li> <li>- Estacas prensadas.</li> </ul>                           | 0,85<br>0,75                                                                       | 100<br>80                       |
| Metálica                          | - Perfil H (considerar o perímetro circunscrito)                                                                                                                                                                                                       | 1,10                                                                               | 120                             |
|                                   | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfis metálicos cravados (perfis simples ou compostos)</li> <li>- Estacas metálicas prensadas</li> </ul>                                                                                                     | 0,60                                                                               | 50                              |
|                                   | - Estacas escavadas com revestimento perdido (ex: benoto com revestimento perdido)                                                                                                                                                                     | 0,30                                                                               | 25                              |
| Concreto ou metálica              | - Estacas implantadas a jato d’água ou bentonita                                                                                                                                                                                                       | Desprezar o atrito lateral ao longo do trecho executado a jato d’água ou bentonita |                                 |

## 10 Referências bibliográficas

---

ASSOCIAÇÃO BRAILEIRA DAS EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especificações de produtos e procedimentos**. 1 ed. São Paulo: ABEF, 1998. 288p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS. **Fundações: Teoria e Prática**. Editora Pini. 1 ed. São Paulo, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)**. ABNT: MB 3406. Rio de Janeiro: ANBT, 1991.

ALBIERO, J. H.; CARVALHO, D. e LOBO, A. S. 1993. Fundações. In: **Solos do Interior de São Paulo**, EESC-USP e ABMS-NRSP, p. 243-275.

ALBUQUERQUE, P. J. R. Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Tese de Doutorado. São Paulo. 2001.

ALBUQUERQUE, P. J. R., MASSAD, F., CARVALHO, D., FERREIRA, M. Comportamento a compressão de estacas escavadas, hélice contínua e hélice tipo ômega, em solo residual de diabásio. São Paulo. 2001.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**, 2 ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998. 169p.

ALONSO, U. R. **Correlações entre o atrito lateral medido com o torque e o SPT**. Revista Solos e Rochas, Vol. 17, nº 3, Dezembro 1994.

ALONSO, U. R. Estacas injetadas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.361-372.

AOKI, N. & LOPES, F. R. Estimating stress and settlement due to deep foundations by the theory of elasticity. In: **PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 5º, 1975, Buenos Aires, **Proceedings...**, Buenos Aires, 1975. v.1, p.377-386.

**BAGUELIN et al (1978) The Pressuremeter and Foundation Engineering.** Trans Tech Publication. Cluasthal, Germany.

BALDI, G. **Stiffness of sand form CPT, SPT and DMT**. ICE, Proc. Penetration test in UK. University of Birmingham. Paper No 42. 1988.

BARATA, F. E. Recalques de edificios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura - tese de concurso para professor titular do Departamento de construção civil do setor de Geomecânica da EEUF RJ, 1986.

BARATA, F. E., CÔRTEZ, H. M. SANTOS, L. A. B. C. Aplicações do cone holandês ao projeto de fundações diretas. **Anais**, IV COBRAMSEF, Rio de Janeiro, Vol. 1, tomo 2, pp. 1-41, 1970.

BARTON, M.E., COOPER, M. R. & PALMER, S. N. Diagenetic Alteration and Micro-structural Characteristics of Sands: Neglected Factors in the Interpretation of Penetration Tests In: Proc. I.C.E. Conf. on Penetration Testing in the U. K. Londres: Thomas Telford, 1989.

BAZARRA, A.R.S.S. Use of the standard penetration test for estimating settlement of shallow foundations on sand. Chicago: University of Illinois, 1967.



BEGEMANN, H. K. S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. **Proceedings** of the 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal. Vol 1. Pag 17-20. 1965.

BERARDI, R. & BOVOLenta, R. **Pile-settlement evaluation using field stiffness non-linearity**. Geotechnical Engineering, n° 158, pp. 35-44, January, 2005.

BRANDT, J. R. T. Utilização de um novo pressiómetro para a determinação das características elásticas de solos residuais gnáissicos e estratos do Terciário Paulista. Rio de Janeiro: PUC / RJ, 1978.

BRIAUD, J. L. **The pressuremeter**. Ed A.A. Balkema. Rotterdam. 322 pp. 1992.

BUSTAMANTE M. and GIANESELLI L. Pile bearing capacity by means of static penetrometer CPT. **Proceedings** of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 1982, 493-500.

CABRAL (1986)

CASTELLI F., and MOTTA E. Settlement prevision of piles under vertical load. **Geotechnical Engineering**, October 2003, n° 156, 183-191.

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; FONTAINE, E. B.; NOGUEIRA, R. C. R.; PASCHOALIM FILHO, J. A. e; GARCIA, J. R. **Concurso para previsão do comportamento de estacas raiz**. 1. ed. São Paulo, 2004. V. 1. 202 p.

CASTELLI F., MAUGERI M. and MOTTA E. Analisi non lineare del cedimento di un palo singolo. **Rivista Italiana di Geotecnica**, 1992, 26, No. 2, 115-135.

CASTELLI F., MAUGERI M. and MOTTA E. Modellazione del fenomeno di attrito negativo nei pali. **Rivista italiana di Geotecnica**, 1993, 27, n° 1, 11-27.



CHOW, Y. K. Analysis of vertically loaded pile groups. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1986, 10, 59-72.

CLAYTON, C. R. I., MATTHEWS, M. L. G. & SIMONS, N. E. **Site Investigation**. Oxford: Blackwell Science, 1995.

CLAYTON, C. R. I., MILITITSKY, J. and WOODS, R. I. (1993). **Earth pressure and earth retaining structures**. Blackie Academic and Professional (2<sup>nd</sup> Edition), 398p.

CORRÊA, R.S. **Previsão da carga de ruptura de estacas-raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento**. 1988. 131p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Fundações) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

COSTA NUNES, A. J. & FERNANDES, C. E. M. Aspectos relativos a instrumentação dos resultados de prova de carga em estacas instrumentadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7º, 1982, Olinda / Recife, **Anais...** Olinda, v. 3, p. 201-209.

COSTA NUNES, A.J. Estacas injetadas - relato geral. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, 1., 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo : ABMS, 1985. v.2, p.103-118.

DE BEER, E. E. (1988). **Different Behavior of Bored and Driven Piles**. Proc. Of 1º International Geotechnical Seminario. On Deep Foundation on bored and auger piles, pp 47-82, Ghent.

DE MELLO, V. **The standard penetration test**. Proc., 4to PCSMFE. San Juan. Puerto Rico. 1971.

DE RUITER J. and BERINGEN F. L. Pile foundations for large North Sea structures. *Marine Geotechnology*, 1979, 3, No. 3, 267-314.

DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, A. Pratical Applications of standard penetration test complemented by torque measurements, SPT-T; Present stage and future trends, in: *proc. XIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg.*, 1, 143-146. Índia, 1994.

DÉCOURT, L. Special Problems on Foundation, General Report, **Proceedings...**, IX PAMCSMFE, Vol. IV, pp. 1953-2001, Viña del Mar, 1991a.

DÉCOURT, L. Previsão dos deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente com base em ensaios penetrométricos, **Proceedings...**, SEFE II, Vol. II, pp. 340-362, São Paulo, 1991b.

DÉCOURT, L. SPT in non Classical Materials - U.S. - Brazil Geotechnical Workshop on **Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils**. Belo Horizonte, 1992.

DÉCOURT, L. Behavior of foudantions under working load conditions, **Proceedings...** XI ISSMGE, Vol. IV, pp. 453-487, Foz do iguaçu, Brasil, 1999.

DÉCOURT, L. Estacas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundações**: teoria e prática. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.265-301.

DÉCOURT, L. On the load-settlement behavior of piles. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.18, n.2, ago., 1995. p.93-112.

DIKRAN, S. S. Some Factors Affecting the Dinamic Penetration Resistance of a Saturated Fine Sand. University of Surrey, 1983.

DIN 4094, Part 2. Dynamic and Static Penetrometers: Application and evaluation. Berlim, 1980.

DOUGLAS, B.J. E OSLEN R.S. Soil classification using electric cone penetrometer. Cone penetration testing and experience. **Proceedings...** of the ASCE National Convention. St Louis. Pp 209-227. ASCE. USA. 1981.

DUNCAN, J.M., AND CHANG, C-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. **Journal of Soil Mechanics Foundations Division**, ASCE, 96(SM5), 1629-1653.

DYSLI, M. Some practical considerations on pile and diaphragm wall instrumentation. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIELDS MEASUREMENTS IN GEOMECHANICS, 1., 1983, Zurich . **Proceedings...** Zurich, v.1, p.451-461.

FONTAINE, E. B. Utilização de ensaios geotécnicos especiais de campo (cone elétrico e pressiômetro) em solos do interior do estado de São Paulo. 2004. 256p, Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Campinas, São Paulo.

FAHEY, M., AND CARTER, J.P. (1993). A finite element study of the pressuremeter test in sand using a non-linear elasticplastic model. **Canadian Geotechnical Journal**, 30(2), 348 - 362.

FELLENIOUS, B. H. (1980) The analysis of result from routine pile load test. **Ground Engineering**, september of 1980, pp. 19-31.

FLEMING W. G. K. A new method for single pile settlement prediction and analysis. **Geotéchnique**, 1992, 42, No. 3, 411-425.



FONSECA, A. J. P. V. Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto: Critérios para Dimensionamento de Fundações Diretas. Portugal, 1996. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade do Porto.

GIACHETI, H. L. e QUEIROZ, C. R. O piezocone e algumas aplicações recentes em engenharia. **Proceedings...** SEFE IV. São Paulo. 2000.

GIACHETI, H. L. Notas do curso Ensaios in situ e Instrumentação de Fundações. São Carlos. 2000.

GIACHETI, H.L. Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudos e considerações quanto a aplicação em solos tropicais. Tese de Livre Docente. Unesp. Bauru. 2001.

GIBBS, H. J. & HOLTZ, W. G. Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing, In: **Proceedings...** 4<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., 1, 35-39. Londres, 1957.

HANSBO, S.1994. **Foundation Engineering**. Elsevier, Amsterdam.

HOLUBEC, I. & D'APPOLONIA, E. Effect of particle shape on the engineering properties of granular soils, In: ASTM SPT 523, 304-318, 1973.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T., E LANCELOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. State of the art report. **Proceedings...** of the XI International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering. San Francisco. Vol I. Pag 57 - 153. Balkema Publication. Rotterdam. 1988.

KONDNER, R. L. (1963). Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, 89(SM1), 115-143.

KONDNER, R. L., and ZELASKO, J.S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation for sands. **Proceedings...**, 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Sao Paulo, Brazil, I, 289-324.

KONDNER, R. L., and ZELASKO, J.S. A hyperbolic stress-strain formulation for sands. **Proceedings...**, 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Sao Paulo, Brazil, I, 289-324, 1963.

KRAFT L. M., RAY, R. P. and KAGAWA T. Theoretical t-z curves. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, 1981, 107, n° GT11, 1543-1561.

KRAFT, L.M., Ray, R.P., and KAGAWA, T. (1981). "Theoretical t-z curves." **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, 107(11), 1543-1561.

LEHANE, B. & FAHEY, M. Using SCPT and DMT data for settlement prediction in sand. In: INTERNATIONAL SITE CHARACTERIZATION, 2., 2004, Rotterdam **Proceedings...** Rotterdam, v. 2, p. 1673 - 1679.

LIZZI, F. Reticoli di pali radice per il miglioramento delle caratteristiche di resistenza del terreno. In: CONVEGNO DI GEOTECNIA, 10. , 1970. Bari, .Italy.

LIZZI, F. The pali radice (root piles)- a state-of-the-art report. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES, Bangkok, 1982. **Proceedings...**, Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. p.417-450.

LIZZI, F. **The static restoration of monuments**. Genova: Sagep Publisher, 1982. 146p. escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros visando a

MARCHETTI, S. In situ tests by flat dilatometer. In: **Journal Geotechnical Engineering Division**, 106, GT3, 299-321, 1980.



MARCHETTI, S. The flat dilatometer - design applications. Keynote Lecture. In: 3<sup>rd</sup> Geotechnical Engineering Confederation Cairo: **Proceedings...** Cairo University, 1997.

MARCUSSON, W. F. & BIEGANOUSKY, W. A. Laboratory Standard Penetration Tests on Fine Sands, In: **Jounal Geotechnical Engineering Division**, vol. 103, GT, 565-580. New York: ASCE, 1977.

MENARD, L. The Menard Pressuremeter. Interpretation and Application of pressuremeter test results to foundation design. General memorandum. Sols Soils No 26. 1975.

MILITITSKY, J. & SCHNAID, F. "Uso do SPT em Fundações - Possibilidades e Limitações, Avaliação Crítica", In: XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Vol. 6, 125-138. **Proceedings...** Tucuman, Argentina, 1995.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, v.7, p.195-202, 1936.

MONACCI, M. D. Estudo da Colapsibilidade de um solo do campo experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp. Dissertação de mestrado - FEAGRI, Unicamp, 1995. 114f.

MOTA, B. N. Ensaios avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília. Interpretação e aplicação em projetos de fundação. Tese de doutorado. 2003. UnB. Brasília.

NBR 6.122. Projeto e execução de fundações. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, 1996.

NF P 94-110 **Essai Pressiometrique Ménard**. Norma Française. França. 1991.

NOGUEIRA, R. C. R. - **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. 2004. 204p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

PANDO M. A., Fernandez A. L. and Filz G. M. Pile settlement predictions using theoretical load transfer curves and seismic CPT data. In: INTERNATIONAL SITE CHARACTERIZATION, 2., 2004, Rotterdam **Proceedings...** Rotterdam, v. 2, p. 1525 - 1531.

PEIXOTO, P. A. Estudo do ensaio SPT - T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações. Teses Doutoral. UNICAMP. Campinas. SP. 2001.

PHILIPPONAT, G. Méthode pratique de calcul des pieux à l'aide du pénétromètre statique. **Proceedings...** Informations Techniques Bulletin. Paris. France. 1978.

PLANES, R.L. **Diseño estadístico de experimentos**. Editoras Científico-Técnica. Cuba. 1988.

POULOS, H. G., 1989. Twenty-ninth Rankine Lecture: Pile behaviour - theory and application. **Géotechnique**, 39(3): 365-415.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. The settlement behavior of single axially loaded incompressible piles and piers. **Géotechnique**, v.18, n.3, p.351-371, set, 1968.

POULOS, H.G. e Davies, E.H. **Pile foundation analysis and design**. Robert E. Krieger Publishing Company. Florida. USA. 1980.

PRESA, E. P. e POUSADA, M. C. Retrospectiva e Técnicas modernas de fundações em estacas, 2ª Edição, Salvador: **ABMS - Núcleo Regional da Bahia**, 2004, 107p.

RANDOLPH, M.F. ; WROTH, C.P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.104, gt12, p.1465-1487, dec, 1978.

RANDOLPH, M.F. (1994) "Design Methods for Piles Groups and Piles Rafts". State-of-the-Art Report, **Proceedings... XIII ICSMFE**, Vol. 5, pp.61-82, nova Delhi, Índia.

RANZINI, S.M.T. Sobre a aplicação do torque na obtenção do atrito lateral no SPT-2ª parte. **Revista Solos e Rochas** , São Paulo, v.17, p.189-190, 1994.

RANZINI, S.M.T. Sobre a medida de torque em amostrador SPT para a obtenção de novos parâmetros geotécnicos. **Revista Solos e Rochas** , São Paulo. v.11, p.29-30,1988.

ROBERTSON, P. K. & CAMPANELLA, R. G. Interpretation of cone penetration test, Part I: Sand, In: **Canadian Geotechnical Journal**, 20 (4), 718-733, 1983.

ROBERTSON, P. K. Cone Penetration Testing. **Geotechnical Applications Guide**. First Edition. Canada. 1998.

ROBERTSON, P. K. e - R.G. **Design manual for use of CPT and CPTU**. University of British Columbia. Vancouver. 1989.

ROBERTSON, P. K. e Campanella ,R. G, Gillespie,D. e Greig, J . Use of piezometer cone data. **Proceedings...** of the ASCE Specially Conference In situ



ROBERTSON, P. K. e Campanella, R. G. Interpretation of cone penetrometer test. Part I, Sand. **Canadian Geotechnical Journal**, 20(4), Pag 718 - 733, 1983.

ROCHA FILHO, P. Ensaio de piezocone em depósitos argilosos moles do Rio de Janeiro, In: **Simp. Depósitos Quaternários Baixadas Litorâneas Brasileiras**: Origem, Caracterização Geotécnica e Experiências de Obras, p. 371-395. Rio de Janeiro: 1988.

ROCHA FILHO, P. Ensaio de Piezocone em depósitos argilosos moles do Rio de Janeiro, In: **Simpósio Depósitos Quaternários Baixadas Litorâneas Brasileiras**: Origem, Caracterização Geotécnica e Experiências de Obras. Rio de Janeiro, 1989.

ROCHA FILHO, P. Influence of excess pore pressure on cone measurements, In: **European Symp. Penetration Testing**, 2, 2v. p. 805-811. Amsterdã: A. A. Baldema, 1982.

ROCHA FILHO, P. Ensaio "in situ" em solo residual. In: SEFE, 2, São Paulo. **Anais**, ABEF / ABMS, v.2, p. 147-165, 1991.

RODIN, S. CORBETT, B. O. SHERWOOD, D. E. & THORNBURN, S. "Penetration testing in United Kingdom", in: Proc. 1<sup>st</sup> European Symp. On Penetration Testing (ESOPT 1), Vol. 1. 139-146, 1974.

RODO DE MANTILLA, J. N. **Comportamento de estacas escavadas, instrumentadas à compressão**. 1992. 1v. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

SANGLERAT, G. The penetrometer and soil exploration. Elsevier. **Proceedings...** Amsterdam. Holland. 1972.

SCHMERTMANN, J. H. Guidelines for cone penetration test, performance and design. US Federal Highway Administration. Washington, D.C. Report FHWA-TS-78-209. U.S.A. 1978.

SCHMERTMANN, J. H. Penetration pore pressure effects on quasi-statics cone bearing, qc. **Proceedings...** of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT. Stockholm. 1974. Sweden.

SCHMERTMANN, J.H. Measurement of in situ shear strength. Proc of the ASCE Specialty Conference on in situ measurement of soil properties. Raleigh. North Carolina, 2. ASCE. USA. 1975

SCHMERTMANN, J. H., 1976. **An updated correlation between relative density, DR, and Fugro-type electronic cone bearing, qc.** Unpublished report to WES, Vicksburg, Miss. Citado por Jamiolkowski et al. (1988).

SCHNAID, F. & HOULSBY, G. T. Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test, in: **Géotechnique** Vol. 42, n° 4, 587-601, 1994.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2000, 189p.

SCHULTZE, E. & MENZENBACK, E. Stand Penetration Test and Compressibility of Soils, in: **Proceedings...** 5<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., 1, 527-532. Paris, 1961.

SKEMPTON, A. W. Standard Penetration test procedures and effects in sand of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation, In: **Géotechnique**, 36, 3, 425-447, 1986.



SODRÉ, D.J.R. **Análise estatística de métodos de precisão do comportamento de estaca raiz**. 1994. 175p. Dissertação (Mestrado em Fundações e Escavações) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley, 1967.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Vol. II, p.84-90.

VARGAS, M. - A Análise do Comportamento de Estacas Verticais Isoladas. SEFE I, **Anais...**, São Paulo. 1978

VERBRUGGE, J.C.(1981). Evaluation du tassement des pieux, a partir de l'essai de penetration statique. **Revue Française de Geotechnique**, May, n° 15, 75 - 82.

VERBRUGGE, J.C.(1986). Pile foundations design using C.P.T. results. **Structural Engineering Practice**, Belgium, n° 3 (2), p. 93-112.

VÉŠIC, A.S. General report on excavations and deep foundations. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975a, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975a, v.5, p.373-387.

WHITE, D. J. & BOLTON, M. D. Comparing CPT and pile base resistance in sand. **Geotechnical Engineering**, n° 158, pp. 3-14, January, 2005.

ZOLKOV, E. & WISEMAN, G. Engineering Properties of Dune and Beach Sands and the influence of Stress History, in: **Proceedings...** 6 th Int. conf. on Soil Mech. And Found. Engg., 1, 134-138. Montreal, 1965.

