

ESTUDO DE CORRELAÇÕES ENTRE OS ENSAIOS DE
PENETRAÇÃO ESTÁTICA E DINÂMICA E SUAS APLICAÇÕES
AO PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Bernadete Ragoni Danziger

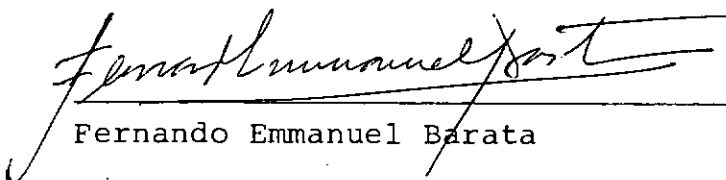
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO
DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:

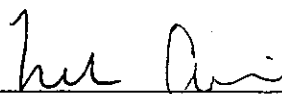


Dirceu de Alencar Velloso

Presidente



Fernando Emmanuel Barata



Nelson Aoki



Francisco de Rezende Lopes

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

SETEMBRO DE 1982

RAGONI DANZIGER, BERNADETE

Estudo de Correlações entre os Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica e suas Aplicações ao Projeto de Fundações Profundas. (Rio de Janeiro) 1982.

X , 265 p. 29,7 cm (COPPE - UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1982)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Fundações Profundas. I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

Este trabalho é dedicado a Priscila Maria e Fernando Artur, pela atmosfera de paz e tranquilidade que possibilitaram a sua conclusão, e aos meus queridos pais e sogros, pela sempre presente dedicação e apoio de inestimável valor.

AGRADECIMENTOS

- Ao Professor Dirceu de Alencar Velloso, pela grande amizade, incessante presteza e fonte de inesgotável e valiosa orientação,
- Ao Professor Fernando Emmanuel Barata - cujo contagiante entusiasmo pela Mecânica dos Solos tem resultado na dedicação, por parte de muitos de seus alunos, a esta especialidade da Engenharia Civil-, pelas importantes sugestões,
- À Engenheira Anna Margarida M.C.C. Fonseca, pelas valiosas sugestões apresentadas,
- Ao Engenheiro Fernando Artur Brasil Danziger, pelo contínuo estímulo e interessantes sugestões,
- Aos Engenheiros Vivien Mello Suruagy e David Antunes Cabral , pelo auxílio na extensa tarefa de coleta e grupamento de dados,
- A todos os docentes e colegas do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, em especial, da Área de Mecânica dos Solos, pela amizade e constante incentivo,
- À Estacas Franki LTDA., pelo material analisado e à D.E.P.E.- Divisão de Estudos e Projetos Especiais - , pelo apoio e amizade dos colegas,

ABSTRACT

The ever present interest in applying field tests to determine the bearing capacity of foundations, particularly deep foundations, explains the necessity to check, or modify, existing correlations between the "standard penetration test" and the "diepsondering". Considerations are made concerning the statistical approach to the problem and comparisons are made between the results obtained here with values reported in the literature, as well as suggestions are made with respect to the application of correlations.

Load tests on different pile types are analysed and compared to the results of the usual methods of prediction of the ultimate pile load. The variations found in such comparisons are believed to be due more to the rough character of the borings rather than to the quality of the correlation or to the accuracy of the method of calculation.

The question of the philosophy of foundations projects is also dealt with and suggestions are made concerning the application of the correlations as well as its continuous appropriateness as a means of evaluating the store of experience acquired with its utilization in engineering practice.

- Ao pessoal do Núcleo de Computação Eletrônica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, pelo auxílio prestado,
- Às bibliotecárias de Estacas Franki LTDA., Terezinha Moreira Borba e Ilmara de Castro Matos, pelo intenso trabalho de coleta das referências bibliográficas,
- À Eni dos Santos Gonçalves, pelo primor na realização dos serviços datilográficos e aos desenhistas Armandino de Paiva Esteves, Antonio Francisco Torres e João Lucas das Chagas Filho, pelo carinho na confecção dos desenhos e gráficos do presente trabalho.

RESUMO

O interesse sempre presente da aplicação de ensaios de campo para a determinação da capacidade de carga de fundações e, em particular, de fundações profundas, se traduz na necessidade de se aferir, ou modificar, as correlações existentes entre o "standard penetration test" e o "diepsondering". São feitas algumas considerações acerca da abordagem estatística do problema, algumas comparações entre os resultados encontrados com os valores indicados pela bibliografia, bem como sugestões quanto ao emprego das correlações.

São analisadas provas de carga em diferentes tipos de estaca e comparadas aos resultados dos métodos usuais de previsão da carga de ruptura de estacas. As variações encontradas são atribuídas mais ao caráter grosseiro das sondagens à percussão do que à qualidade das correlações ou acurácia da metodologia de cálculo.

É abordado o tema da filosofia do projeto de fundações e são feitas algumas sugestões quanto às aplicações das correlações, bem como à sua contínua adequação e aferição ao acervo de experiência adquirido com a sua utilização na prática da engenharia.

ÍNDICE

	P.
CAPÍTULO I - COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA E DINÂMICA	1
I.1 - Introdução	1
I.2 - Importância das Correlações	2
I.3 - Estatística	5
I.4 - Histórico das Correlações	19
I.5 - Coleta dos Dados	27
I.6 - Fatores que Influenciam os Valores do SPT	34
I.6.1 - Fatores Ligados aos Detalhes e Procedimentos do Ensaio	34
I.6.2 - Propriedades Granulométricas do Solo	36
I.6.3 - Submergência	36
I.6.4 - Densidade Relativa	39
I.6.5 - Pressão Efetiva Sobrejacente	42
I.7 - Critérios de Seleção e Análise dos Dados	45
I.8 - Apresentação e Análise dos Resultados	49
I.8.1 - Quadro Resumo	49
I.8.2 - Análise dos Resultados	57
I.8.2.1 - De modo geral, ou seja, sem distinção da natureza do solo, faixa de profundidade e tipo de amostrador	57

I.8.2.2 - Quanto à natureza dos ma teriais analisados	59
I.8.2.3 - Quanto ao efeito da pro fundidade	60
I.8.2.4 - Quanto à comparação en tre os valores de \bar{K} e K_c	63
I.8.2.5 - Quanto ao tipo de amostra dor	65

I.8.3 - Comparação das Correlações Obtidas com os Valores Existentes na Bibliografia	68
--	----

I.8.4 - Comentários Finais e Sugestões quanto ao Emprego das Correlações	71
---	----

CAPÍTULO II - APLICAÇÃO DAS CORRELAÇÕES ENTRE O PENETRÔ- METRO ESTÁTICO E O DINÂMICO À DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUN DAS	77
---	----

II.1 - Introdução	77
-------------------------	----

II.2 - Metodologia de Cálculo	89
-------------------------------------	----

II.2.1 - Método de Aoki e Velloso	90
---	----

II.2.2 - Método de Meyerhof	95
-----------------------------------	----

II.2.2.1 - Capacidade de Carga de Estacas em Areias	96
--	----

II.2.2.2 - Estimativas com Base em Ensaio Penetrométricos	102
--	-----

II.2.2.3 - Solos Não-Uniformes	104
--------------------------------------	-----

II.2.2.4 - Capacidade de Carga de Estacas em Argilas	105
---	-----

	P.
II.2.3 - Método de Décourt e Quaresma	109
II.2.4 - Método de Velloso, P.P.C.....	115
II.3 - Análise de Provas de Carga	118
II.3.1 - Provas de Carga em Estacas Tipo	
Franki	120
II.3.1.1 - Método de Aoki e Velloso	120
II.3.1.2 - Método de Meyerhof	125
II.3.1.3 - Método de Décourt e Qua-	
resma	127
II.3.1.4 - Método de Velloso, P.P.C.....	128
II.3.2 - Provas de Carga em Estacas Tubadas	130
II.3.2.1 - Método de Aoki e Velloso	130
II.3.2.2 - Método de Meyerhof	136
II.3.2.3 - Método de Décourt e	
Quaresma	137
II.3.2.4 - Método de Velloso, P.P.C.....	139
II.3.3 - Provas de Carga em Estacas Escavadas ...	140
II.3.3.1 - Método de Aoki e Velloso	140
II.3.3.2 - Método de Meyerhof	146
II.3.3.3 - Método de Décourt e	
Quaresma	148
II.3.3.4 - Método de Velloso, P.P.C.....	149
II.3.4 - Quadro Resumo	151
II.3.5 - Análise dos Resultados	157
II.3.5.1 - Método de Aoki e Velloso	157
II.3.5.2 - Comparação entre os Diver	
sos Métodos de Cálculo	165

II.3.6 - Aferição do Atrito Lateral	177
---	-----

CAPÍTULO III - RESUMO DAS PRINCIPAIS CONCLUSÕES E

SUGESTÕES PARA PESQUISAS	189
--------------------------------	-----

III.1 - Generalidades	189
-----------------------------	-----

III.2 - Resumo das Principais Conclusões	189
--	-----

III.3 - Sugestões para Pesquisas	198
--	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	200
----------------------------------	-----

APÊNDICE I	214
------------------	-----

APÊNDICE II	217
-------------------	-----

ANEXO I	237
---------------	-----

ANEXO II	242
----------------	-----

CAPÍTULO I

COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO

ESTÁTICA E DINÂMICA

I.1 - INTRODUÇÃO

Inúmeras obras de fundações têm sido projetadas e executadas, no decorrer das últimas décadas, com base, quase que exclusivamente, em resultados de ensaios de penetração dinâmica - "standard penetration test" - realizados ao longo das sondagens à percussão.

Em se considerando que o sucesso, ou insucesso, de uma obra de engenharia possa ser avaliado pelo seu desempenho ao longo de sua vida útil, a experiência adquirida em obras de fundações tem demonstrado que, apesar do caráter grosseiro desse ensaio, sua utilidade e importância ficam comprovadas pelo bom comportamento de grande número de obras cujas decisões de projeto e acompanhamento de execução foram norteados exclusivamente pelo ensaio de penetração dinâmica.

O ensaio de penetração estática - "diepsondering" - tem seu uso bastante difundido, principalmente em obras de maior vulto ou naquelas onde se quer confirmar os resultados de sondagens, nem sempre confiáveis. É utilizado como um método de investigação in situ complementar às sondagens, permitindo um estudo mais apurado do comportamento de fundações e, em par

ticular, das fundações profundas.

No presente trabalho, procura-se correlacionar estes dois tipos de ensaios com o objetivo da determinação da capacidade de carga de fundações profundas, baseando-se num grande número de ensaios - 252 "diepsonderings" e 253 sondagens à percussão - realizados, nos últimos anos, em 64 obras situadas na cidade do Rio de Janeiro. O mapa da cidade, na figura I.1, fornece uma indicação dos locais onde houve uma maior concentração de dados.

Muitos autores brasileiros têm se dedicado a esse assunto, destacando-se, entre eles, os engenheiros Othelo Machado, Carlos Magalhães, Antonio José da Costa Nunes, Anna Margarida M.C.C. Fonseca e Victor de Mello. Este trabalho, portanto, constitui-se apenas numa parcela de contribuição a tema já extensivamente estudado por vários engenheiros no Brasil e em todo o mundo.

Após a apresentação dos resultados das correlações, são analisadas, no capítulo II, algumas aplicações práticas, na área de fundações, onde se utiliza diretamente os resultados obtidos de sondagens à percussão a partir de correlações com o "diepsondering".

1.2 - IMPORTÂNCIA DAS CORRELAÇÕES

Em todo o campo do conhecimento humano, a experiência adquirida com casos reais nos leva a uma tentativa de análise e

STA. CRUZ



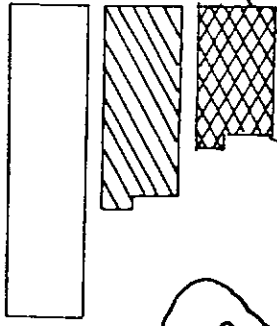
ENG. DENTRO



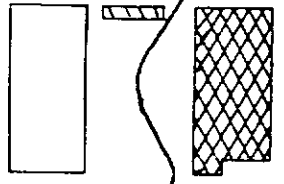
CID. NOVA



CENTRO



FLAMENGO



LARANJEIRAS



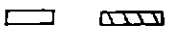
BOTAFOGO



JD. BOTÂNICO



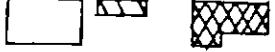
GÁVEA



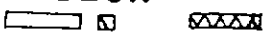
LAGOA



COPACABANA



LEBLON



IPANEMA



LEGENDA

- - "DIEPSONDERING"
- ▨ - SPT
- ▩ - IRP

Fig. I.1 - Concentração dos dados nas diversas localidades da cidade do Rio de Janeiro.

previsão com base em variáveis julgadas relevantes.

Pela observação de que o aumento do índice de vazios de uma dada amostra de areia com certa distribuição granulométrica se traduz no aumento de sua permeabilidade, A. Casagrande propôs a seguinte expressão, de origem empírica (TERZAGHI E PECK⁷³):

$$k = 1,4 k_{0,85} e^2, \text{ onde:}$$

$k_{0,85}$ - é o valor da permeabilidade correspondente ao índice de vazios do material ensaiado, de valor igual a 0,85.

e - é o índice de vazios para o qual se deseja determinar a permeabilidade.

Da mesma forma, observa-se que quando o material do subsolo é revelado como resistente pela sondagem, também o é pelo "diepsondering" e pelo diagrama de execução de estacas, o que leva o engenheiro de fundações a buscar uma análise da previsão do comportamento de suas fundações diretamente a partir desses ensaios.

Pode-se estender esse tema a vários setores da engenharia e outros campos do conhecimento, onde se procura levar vantagem de experiências anteriores em busca de um melhor aprimoramento da técnica.

Assim já pensavam TERZAGHI & PECK⁷³, quando dizem:

"Semiempirical rules for determining settlement are based on relations between the results of simple field tests such as penetration tests, the load per unit area and the behaviour of existing structures. Every relation of this type is a statistical one involving more or less important scattering from the average. Experience shows that a relation developed within a geologically well-defined region always involves less scattering than the corresponding relation for all deposits of a given kind, irrespective of their geological origin and environment".

"Until local rules are established, the requirements of safety call for design on the basis of the more conservative general rules. Because of the additional expense involved in this procedure, the accumulation of the observational data needed for establishing local rules is a very good investment and should be encouraged. Only in this manner can the engineer exploit the desirable characteristics of the principal local soil types to the fullest extent".

I.3 - ESTATÍSTICA

A teoria e métodos de coleta e análise de dados numéricos compreende o estudo e aplicação da estatística. Seu objetivo é a aquisição de um conjunto de ferramentas que possibilitem a interpretação e análise de dados, que são complementos necessários nas atividades humanas de complexidade cada vez mais crescente.

A existência de uma relação entre duas ou mais variáveis é constatada inúmeras vezes na prática, levando ao desejo de se expressar, matematicamente, tal relação.

O diagrama de dispersão, gráfico dos pontos (x_i, y_i) , onde x_i é a variável independente e y_i é a variável dependente, auxilia a visualização de uma curva aproximada entre as duas variáveis.

O processo de ajustamento tem por objetivo a estimativa da variável dependente em função da variável independente e é conhecido como "regressão". A expressão resultante é denominada equação de regressão de y sobre x e a curva correspondente é a curva de regressão de y sobre x .

Existe uma infinidade de curvas que podem ser ajustadas a um conjunto de pontos. Com o objetivo de se evitar critérios individuais na escolha dessas curvas, é necessário estabelecer uma medida que denote o grau de proximidade dos pontos à curva.

Para um dado valor x_1 da variável independente, a diferença, em valor absoluto, entre o valor y_1 e o valor "ajustado" é chamado desvio, erro ou resíduo (fig. I.2).

O método dos mínimos quadrados estabelece que, de todas as curvas que se aproximam de determinado conjunto de pontos, a melhor curva é aquela cuja soma dos quadrados dos resíduos é um mínimo.

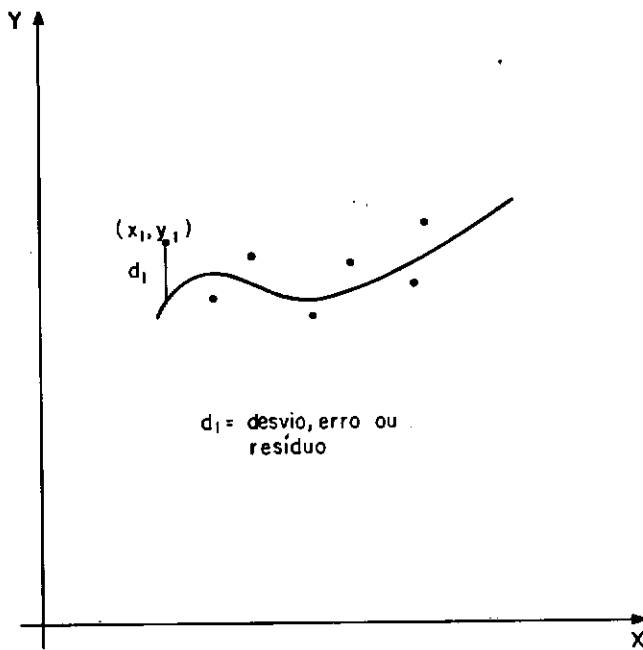


Fig. I.2 - Desvio, erro ou resíduo de (x_1, y_1) em relação à curva ajustadora.

A seguir será analisado o caso da reta dos mínimos quadrados.

Reta dos Mínimos Quadrados

Seja Z a seguinte função (ver Fig. I.3):

$$Z = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots + d_n^2 = \sum_{i=1}^n (a_1 x_i + a_0 - y_i)^2$$

$$\text{Mas } (a_1 x_i + a_0 - y_i)^2 = a_1^2 x_i^2 + a_0^2 + 2a_1 a_0 x_i + y_i^2 - 2a_1 x_i y_i - 2a_0 y_i$$

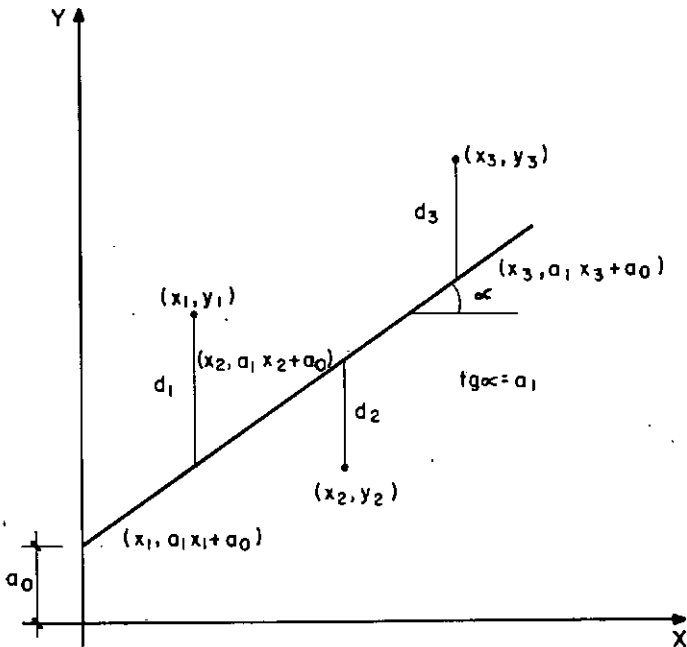


Fig. I.3 - Reta dos mínimos quadrados

$$\begin{aligned}
 \text{Logo } Z &= \sum_{i=1}^n (a_1^2 x_i^2 + a_0^2 + y_i^2 + 2a_1 a_0 x_i - 2a_1 x_i y_i - 2a_0 y_i) \\
 &= a_1^2 \sum_{i=1}^n x_i^2 + \sum_{i=1}^n y_i^2 - 2a_1 \sum_{i=1}^n x_i y_i + 2a_1 a_0 \sum_{i=1}^n x_i \\
 &\quad - 2a_0 \sum_{i=1}^n y_i + n a_0^2
 \end{aligned}$$

Para cada valor de a_0 e a_1 está associado um valor de

Z . O mínimo de Z em relação a a_1 será:

$$\frac{\partial Z}{\partial a_1} = 2a_1 \sum_{i=1}^n x_i^2 - 2 \sum_{i=1}^n x_i y_i + 2a_0 \sum_{i=1}^n x_i = 0$$

$$a_1 = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i - a_0 \sum_{i=1}^n x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (\text{I.1})$$

Para a determinação de a_0 , utilizamos o mesmo procedimento.

$$\frac{\partial Z}{\partial a_0} = 2a_1 \sum_{i=1}^n x_i - 2 \sum_{i=1}^n y_i + 2n a_0 = 0$$

$$a_0 = \frac{\sum_{i=1}^n y_i - a_1 \sum_{i=1}^n x_i}{n} = \bar{y} - a_1 \bar{x} \quad (\text{I.2})$$

Substituindo a expressão (I.2) em (I.1), tem-se:

$$a_1 = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i - \frac{\sum_{i=1}^n y_i - a_1 \sum_{i=1}^n x_i}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$n a_1 \sum_{i=1}^n x_i^2 = n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \sum_{i=1}^n y_i \sum_{i=1}^n x_i + a_1 \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2$$

$$a_1 \left(n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2 \right) = n \sum_{i=1}^n x_i y_i -$$

$$\sum_{i=1}^n y_i \sum_{i=1}^n x_i$$

$$a_1 = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \sum_{i=1}^n y_i \sum_{i=1}^n x_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2}$$

$$a_1 = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i - \frac{\sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n y_i}{n}}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{\left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2}{n}} \quad (\text{I.3})$$

Existem casos práticos em que se deseja que a reta passe pela origem.

Se estamos interessados, por exemplo, na medida do comprimento de uma corda de aço e esta medida for impraticável, podemos estabelecer uma relação entre seu comprimento e seu peso. Pela pesagem da corda, pode-se estimar seu comprimento. Esta correlação deverá passar pela origem do sistema de eixos co

ordenados.

Existe uma infinidade de retas passando pela origem. Se Z é a soma dos quadrados das distâncias dos pontos à reta, medidas na vertical, para certa reta com coeficiente angular k_c o valor de Z é mínimo (fig. I.4).

A esta reta k_c estará associado o maior coeficiente de correlação de todas as retas que passam pela origem que, no entanto, será inferior (no máximo igual) ao coeficiente de correlação da reta dos mínimos quadrados.

O método dos mínimos quadrados pode, também, ser aplicado para a determinação da melhor reta que passa pela origem.

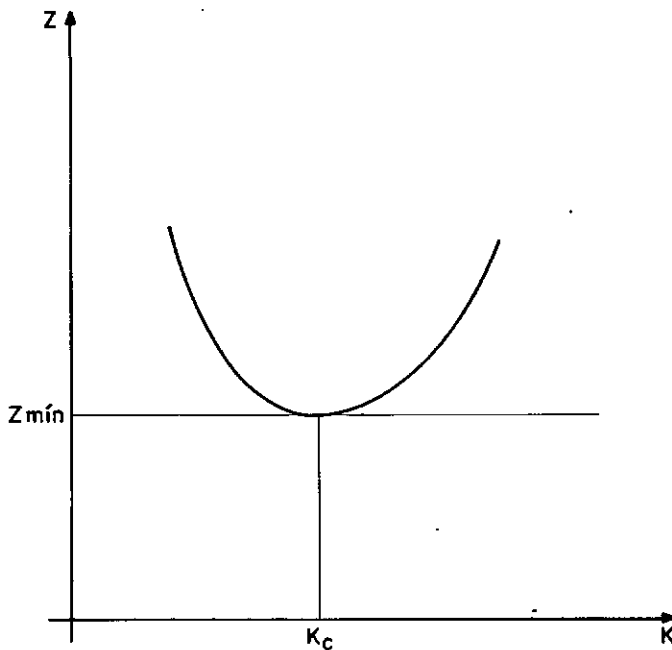


Fig. I.4 - Definição da melhor reta ajustadora que passa pela origem.

Reta Passando pela Origem, Aplicando-se o Método dos Mínimos Quadrados.

Seja Z a seguinte função (fig. I.5):

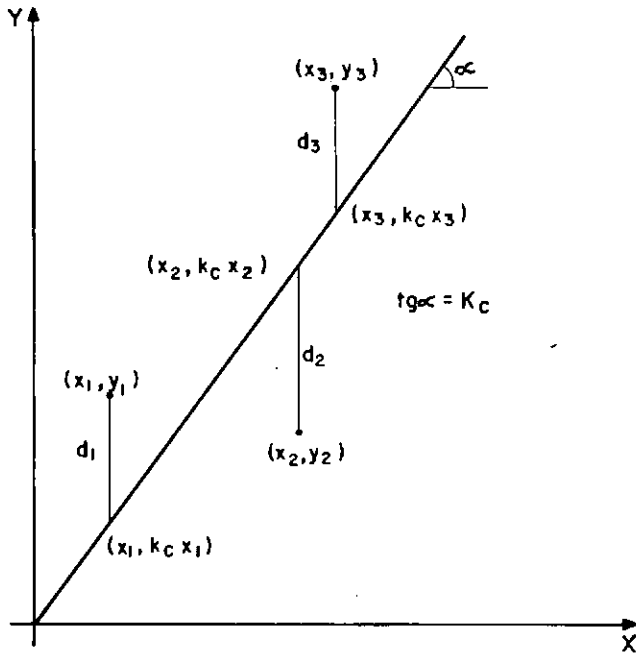


Fig. I.5 - Reta que passa pela origem.

$$Z = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots + d_n^2 = \sum_{i=1}^n (k_c x_i - y_i)^2$$

$$Z = \sum_{i=1}^n (k_c^2 x_i^2 + y_i^2 - 2k_c x_i y_i)$$

$$Z = k_c^2 \sum_{i=1}^n x_i^2 + \sum_{i=1}^n y_i^2 - 2k_c \sum_{i=1}^n x_i y_i$$

O mínimo de Z será:

$$\frac{dZ}{dk_c} = 2k_c \sum_{i=1}^n x_i^2 - 2 \sum_{i=1}^n x_i y_i = 0$$

$$k_c = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (\text{I.4})$$

No caso mais geral, em que se deseja expressar uma relação por uma curva de grau superior, a função potencial do tipo $y = a x^b$, além de passar pela origem, fornece uma boa flexibilidade para a correlação, traduzida pela variação de sua derivada em relação a x , $y' = ab x^{b-1}$.

Função Potencial, Aplicando-se o Método dos Mínimos Quadrados

A função $y = ax^b$ pode ser transformada numa reta, bastando-se tomar o logaritmo de seus termos.

$$\ln(y) = \ln(a) + b \ln(x)$$

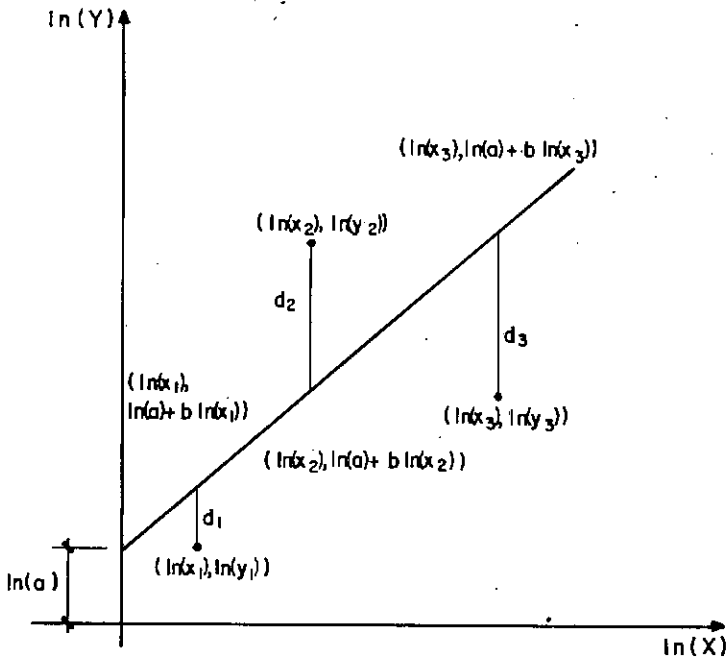


Fig. I.6 - Função potencial.

Seja Z a seguinte função (fig. I.6):

$$Z = d_1^2 + d_2^2 + \dots + d_n^2 = \sum_{i=1}^n (\ln(a) + b \ln(x_i) - \ln(y_i))^2$$

$$\text{Mas } (\ln(a) + b \ln(x_i) - \ln(y_i))^2 = \ln^2(a) + b^2 \ln^2(x_i) +$$

$$+ 2 \ln(a) b \ln(x_i) + \ln^2(y_i) - 2 \ln(a) \ln(y_i) - 2 b \ln(x_i) \ln(y_i).$$

$$\text{Logo } Z = n \ln^2(a) + b^2 \sum_{i=1}^n \ln^2(x_i) + 2 b \ln(a) \sum_{i=1}^n \ln(x_i)$$

$$+ \sum_{i=1}^n \ln^2(y_i) - 2 \ln(a) \sum_{i=1}^n \ln(y_i) - 2b \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \ln(y_i)$$

Para cada par de valores (a,b) está associado um valor de Z. O mínimo de Z em relação a a será:

$$\frac{\partial Z}{\partial a} = 2 n \ln(a) \frac{1}{a} + \frac{2b}{a} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) - \frac{2}{a} \sum_{i=1}^n \ln(y_i) = 0$$

$$n \ln(a) + b \sum_{i=1}^n \ln(x_i) - \sum_{i=1}^n \ln(y_i) = 0$$

$$\ln(a) = \frac{\sum_{i=1}^n \ln(y_i) - b \sum_{i=1}^n \ln(x_i)}{n} \quad (\text{I.5})$$

$$a = e^{\frac{\sum_{i=1}^n \ln(y_i) - b \sum_{i=1}^n \ln(x_i)}{n}} \quad (\text{I.6})$$

Para a determinação de b, utilizaremos o mesmo procedimento.

$$\frac{\partial Z}{\partial b} = 2b \sum_{i=1}^n \ln^2(x_i) + 2 \ln(a) \sum_{i=1}^n \ln(x_i) - 2 \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \ln(y_i) = 0$$

$$b \sum_{i=1}^n \ln^2(x_i) + \ln(a) \sum_{i=1}^n \ln(x_i) - \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \ln(y_i) = 0$$

$$\text{Mas } \ln(a) = \frac{\sum_{i=1}^n \ln(y_i) - b \sum_{i=1}^n \ln(x_i)}{n} \quad (\text{I.5})$$

Logo,

$$b \frac{\sum_{i=1}^n \ln^2(x_i)}{\sum_{i=1}^n \ln(x_i)} + \frac{\sum_{i=1}^n \ln(x_i) \sum_{i=1}^n \ln(y_i)}{n} - b \frac{\sum_{i=1}^n \ln(x_i) \sum_{i=1}^n \ln(x_i)}{n}$$

$$- \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \ln(y_i) = 0$$

$$b \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln^2(x_i)}{\sum_{i=1}^n \ln(x_i)} - \frac{(\sum_{i=1}^n \ln(x_i))^2}{n} \right] = - \frac{\sum_{i=1}^n \ln(x_i) \sum_{i=1}^n \ln(y_i)}{n}$$

$$+ \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \ln(y_i)$$

$$\sum_{i=1}^n (\ln(x_i) \ln(y_i)) - \frac{(\sum_{i=1}^n \ln(x_i)) (\sum_{i=1}^n \ln(y_i))}{n}$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (\ln(x_i) \ln(y_i)) - \frac{(\sum_{i=1}^n \ln(x_i)) (\sum_{i=1}^n \ln(y_i))}{n}}{\frac{\sum_{i=1}^n \ln^2(x_i)}{\sum_{i=1}^n \ln(x_i)} - \frac{(\sum_{i=1}^n \ln(x_i))^2}{n}} \quad (I.7)$$

$$\frac{\sum_{i=1}^n \ln^2(x_i)}{\sum_{i=1}^n \ln(x_i)} - \frac{(\sum_{i=1}^n \ln(x_i))^2}{n}$$

Coefficiente de Correlação

O coeficiente de correlação é um indicador da representatividade (ou qualidade) obtida pelo ajustamento da curva de regressão. A figura I.7 contém os elementos necessários à compreensão do seu conceito.

$y - \bar{y}$ - representa o desvio total (ou erro total), podendo ser considerado como o erro entre um y individual e a média aritmética, \bar{y} , dos valores de y , que é a estimativa de y quando a curva de regressão não é utilizada.

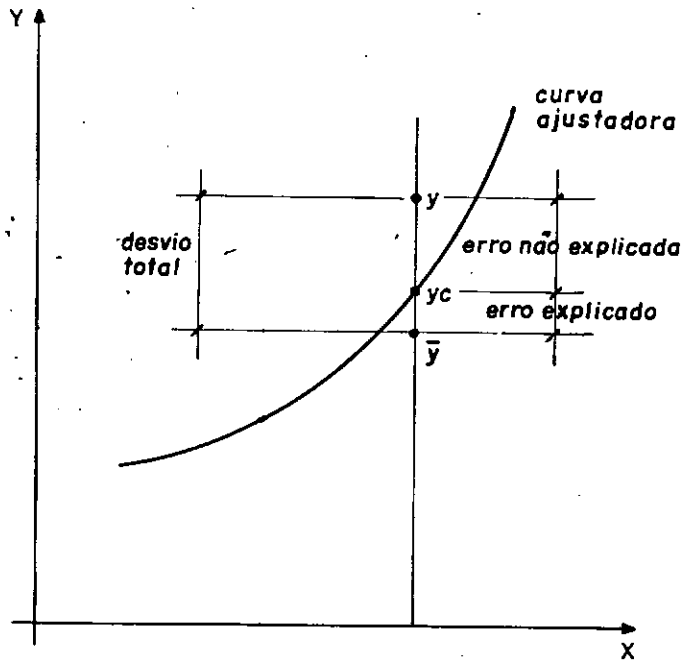


Fig. I.7 - Valores utilizados para o cálculo do coeficiente de correlação.

$y_c - \bar{y}$ - é conhecido como o erro explicado, podendo ser tomado como a parcela do erro que é removida quando a curva de regressão é ajustada aos pontos.

$y - y_c$ - figura como o erro não explicado, podendo ser concebido como a parcela do erro que ainda permanece, após o ajustamento.

$$y - \bar{y} = (y - y_c) + (y_c - \bar{y}) \quad (\text{I.8})$$

erro total = erro não explicado + erro explicado.

O coeficiente de correlação r é definido por:

$$r = \sqrt{\frac{\Sigma(\text{erro explicado})^2}{\Sigma(\text{erro total})^2}} \quad (\text{I.9})$$

Quando o erro explicado é igual ao erro total, o erro não explicado, $y - y_c$, é igual a zero. Neste caso, os valores ajustados, y_c , coincidem com os valores reais, y , e o ajustamento é considerado perfeito. O coeficiente de correlação é igual a um.

Quando o erro explicado é igual a zero, o erro não explicado é igual ao erro total, $y - y_c = y - \bar{y}$, ou seja, $y_c = \bar{y}$. Neste caso, os valores ajustados, y_c , coincidem com o valor médio, \bar{y} , indicando não ter havido ajustamento. Quando isto ocorre, o coeficiente de correlação é igual a zero.

Nos casos reais, o coeficiente de correlação se situa entre esses dois limites - (0 e 1) -, e o ajustamento será tão melhor quanto mais próximo estiver aquele coeficiente do limite superior e vice-versa.

O valor do coeficiente de correlação, tanto para a reta dos mínimos quadrados, como para a reta ajustadora que passa pela origem e a curva potencial, é:

$$r = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_c - \bar{y})^2}{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}} \quad \text{ou} \quad \sqrt{1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y - y_c)^2}{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}} \quad (\text{I.10})$$

sendo $y_c = a_0 + a_1x$, $y_c = k_c x$ e $y_c = ax^b$, respectivamente, para os três ajustamentos.

I.4 - HISTÓRICO DAS CORRELAÇÕES

Muitos estudos comparativos têm sido realizados em todo o mundo entre os ensaios de penetração estática e dinâmica.

SANGLERAT⁶⁵ comparou resultados obtidos por diversos autores acerca de correlações entre o índice de resistência à penetração dinâmica - N do SPT - com a resistência estática do cone - R_p -, indicados nas figuras I.8.a e b¹.

MEIGH E NIXON⁵⁰, citados por SANGLERAT⁶⁵, fizeram testes comparativos em areias e pedregulhos. Eles mostraram que é extremamente difícil a obtenção de amostras indeformadas de areias e mais ainda de pedregulhos, sobretudo abaixo do nível d'água. Em casos como estes, os ensaios de campo tornam-se muito atrativos, por representarem o único recurso prático capaz de avaliar a capacidade de carga de fundações. Os autores recomendam, para a relação $K = R_p/N$, R_p em kgf/cm^2 , os valores de 2 para areias grossas e 3 a 4 para areias pedregulhosas.

KANTEY⁴³, citado por SANGLERAT⁶⁵, encontrou, com as mesmas unidades, o valor de $K = 2,2$ para um depósito sedimentar de areia na África do Sul.

1. Em publicação anterior, Sanglerat já estudava o assunto. "Le Pénétrômetre et la Reconnaissance des Sols". Ed. Dunod, Paris 1965.

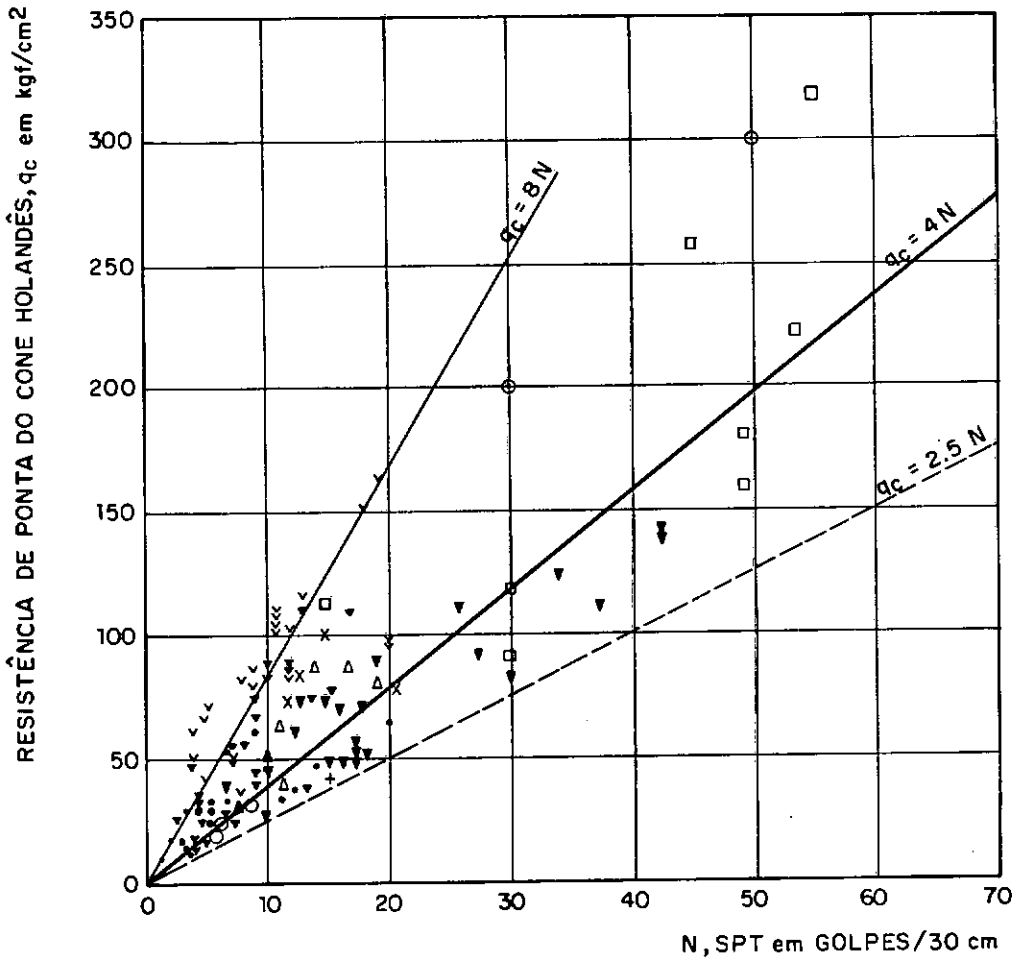


Fig. I. 8.a - Comparação entre a resistência estática do cone - R_p - e o valor de N - número de golpes/30 cm do SPT - por vários autores. (Segundo SANGLERAT⁶⁵)

MEYERHOF⁵³ enfoca a análise da capacidade de carga

de forma distinta para solos argilosos e solos arenosos. Para solos argilosos, o autor recomenda a obtenção de amostras indeformadas visando a aplicação da teoria de capacidade de carga. Para solos arenosos, face à dificuldade e ao custo de obtenção de amostras indeformadas, torna-se mais interessante a utilização de ensaios de penetração estática com registro contínuo da resistência do subsolo, complementados por sondagens de reco

compacidade	órea	autores	símbolo
fofa	São Paulo Brasil	Rios e Silva 1948	○
	Escócia	Meyerhof 1954	•
medianamente compacta	Ludington areia fina com silte	Y. Lacroix 1971	▼
	New York	Terzaghi e Peck 1948	x
	U. S. A.	Tchebotarioff 1951	△
	Burlington Sarel	Meyerhof 1955	▽ +
	Ludington areia média	Y. Lacroix 1971	∨
compacta	Lago Maracaibo	Huizinga 1951	□
	Philadelphia	Tchebotarioff 1951	■
	London	Meyerhof 1953	⊙

Fig. I. 8 .b - Autores dos dados fornecidos na figura I.10.a .
Segundo SANGLERAT⁶⁵ .

nhecimento do tipo "standard penetration test". Os resultados de MEYERHOF^{51,53} sugerem haver uma correlação linear satisfatória entre a resistência estática e a dinâmica. A partir de resultados de provas de carga, o autor verificou que a capacidade de carga de estacas em areias pode ser estimada com base em ensaios de penetração estática, com precisão suficiente à maioria das finalidades práticas. O autor observou que a resistência de ponta das estacas, q_p , variava de cerca de dois terços a uma vez e meia a resistência do cone e que, em termos médios, $q_p = R_p$, $R_p = 4N$, para solos arenosos, e $R_p = 2,5$ a $3,0 N$, para solos coesivos, R_p em kgf/cm^2 .

MARTINS E FURTADO⁴⁸, citados por SANGLERAT⁶⁵, rea

lizaram testes em Moçambique para determinar a correlação entre o ensaio de penetração dinâmica e o ensaio de penetração estática com vistas à aplicação em fundações profundas. As conclusões de cerca de 141 testes foram as seguintes, com R_p em kgf/cm^2 :

- 1ª - A relação R_p/N é maior do que 4 para areias fofas e menor do que 4 para argilas.
- 2ª - A relação R_p/N diminui com o aumento da compactidade.
- 3ª - A interpretação dos resultados do ensaio de penetração dinâmica é difícil em solos de aquíferos confinados.

Engenheiros de "CIMENTACIONES ESPECIALES DE MADRID", citados por SANGLERAT⁶⁵, também realizaram testes comparativos entre o ensaio de penetração dinâmica e estática. As conclusões foram de que a expressão R_p (kgf/cm^2) = 3N se ajustava aos testes com furos executados por meio de lama de perfuração. Para solos arenosos contendo pedregulhos, a relação R_p/N é de cerca de 10, R_p em kgf/cm^2 .

NARAHARI E AGGARWAL⁵⁶, citados por SANGLERAT⁶⁵, estudaram correlações entre os ensaios de penetração dinâmica e estática em vários tipos de solos na Índia. Os testes mostraram que, em solos arenosos, os valores da relação R_p/N diminuem com o aumento da densidade relativa. De modo geral, para R_p em kgf/cm^2 , o valor de R_p/N varia entre 2 e 8. Os valores recomendados pelos autores são: 6 para areias e solos arenosos e 2 para solos argilosos.

SCHMERTMANN⁶⁶ indica os seguintes valores de $K = \frac{R_p}{(\text{kgf/cm}^2)/N}$:

Siltes, siltes arenosos e misturas pouco coesivas de siltes e areias, $K = 2$;

Areias puras, finas a médias, e areias pouco siltosas, $K = 3,5$;

Areias grossas e areias pouco pedregulhosas, $K = 5$;

Areias pedregulhosas e pedregulhos, $K = 6$.

O autor recomenda que, no caso de haver necessidade de se utilizar o ensaio de penetração dinâmica, deve ser obtido o maior número possível de índices de resistência à penetração, de forma a minimizar, através dos valores médios, os erros associados à falta de ensaios mais relevantes.

No Brasil, o trabalho pioneiro visando a utilização do ensaio de penetração dinâmica para o projeto de fundações (no caso fundações diretas) data de 1955, com MACHADO E MAGALHÃES⁴⁶. Os autores ressaltam que a resistência à penetração só tem valor comparativo quando todos os elementos que influem na sua determinação são perfeitamente definidos e conhecidos, sendo estes fatores inúmeros e difíceis de serem suficientemente caracterizados.

Da comparação entre os amostradores SPT e IRP, MACHADO E MAGALHÃES⁴⁶, com base em resultados de sondagens próximas

concluíram que:

- 19 - Sem distinção de material, atribuindo, portanto, a diferença dos resultados encontrados para os dois amostradores exclusivamente à diferença entre suas dimensões, foi obtida a expressão $N_{SPT} = 1,3 N_{IRP}$.
- 29 - Considerando, na comparação, a natureza do solo e sua granulometria, a relação N_{SPT}/N_{IRP} variou de 1, nas areias médias e grossas com pedregulhos, até 2, nas argilas. Abandonando as areias de granulação mais grossa, nas quais a resistência à penetração pode ser deturpada pela existência de pedregulhos esparsos que dificultam a cravação do amostrador, os autores chegaram a um valor médio para as areias finas e argilas de $N_{SPT} = 1,7N_{IRP}$.

O objetivo do trabalho de MACHADO E MAGALHÃES⁴⁶ consistiu no estabelecimento de correlações simples entre o índice de resistência à penetração e a pressão admissível de fundações superficiais, no caso de fundações de edifícios. Com base em comparações com provas de carga, os autores concluíram que embora se possa afirmar, com segurança, que quanto maior a resistência à penetração maior será a pressão admissível, isto, em absoluto, significa que para pequenas resistências à penetração a pressão admissível deva ser forçosamente pequena. Os autores ressaltam que, desta forma, o uso indiscriminado de correlações poderá conduzir a soluções economicamente, e por vezes fisicamente, impossíveis.

DE MELLO, SOUTO SILVEIRA E QUARESMA³² compararam os valores do SPT e IRP, a exemplo de MACHADO E MAGALHÃES⁴⁶, confirmando, de maneira bastante satisfatória, as correlações anteriores. Os autores chegaram, em termos médios, à seguinte expressão: $N_{SPT} = 1,62N_{IRP}$. Para os ensaios realizados nas argilas siltosas e areias siltosas de Brasília, a relação encontrada foi: $N_{SPT} = 1,31N_{IRP}$.

DA COSTA NUNES E FONSECA²⁰ realizaram estudos estatatísticos comparando os resultados dos ensaios de penetração dinamica e estática de numerosas obras, chegando aos seguintes resultados (valores de $K = R_p/N$, com R_p em kgf/cm^2):

Argila, argila siltosa, silte argiloso, $K = 2,0$;

Argila arenosa e silto-arenosa, $K = 3,5$;

Silte arenoso, $K = 5,5$;

Areia argilosa, $K = 6$;

Areia, $K = 10$.

Pela observação dos gráficos de dispersão, os autores concluíram que a correlação entre a resistência de ponta do "diepsondering" e a resistência à penetração do amostrador apresentava-se, para cada tipo de solo, sem diferenças muito acentuadas para as sondagens de 2" e 2 1/2" até 30 golpes/30 cm, tendo em vista o caráter estatístico do trabalho. Para uma das obras analisadas, para a qual se dispunha de sondagens realizadas com os dois tipos de amostradores, os autores chegaram à relação $N_{SPT} = 1,3N_{IRP}$, para solos argilosos. Pelo exame da correlação entre a resistência de ponta do "diepsondering" e o índice de resistência à penetração, os autores concluíram que

os resultados são praticamente iguais para os dois amostradores, considerando-se até 30 golpes/30 cm de penetração do amostrador.

Mais recentemente, ALONSO¹ publicou o resultado de correlações entre ensaios de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo, dividindo-a em sete regiões distintas. Comparou também os valores do atrito lateral local medido na manga do cone tipo Begemann e no tubo do "diepsondering". O quadro abaixo indica os resultados de ALONSO¹ e sua comparação com os valores propostos por AOKI E VELLOSO⁴, valores estes originados, basicamente, do trabalho de DA COSTA NUNES E FONSECA²⁰.

REGIÃO Nº	DESCRIÇÃO DO SOLO ENCONTRADO	VALORES DE K				VALORES DE α (%)			
		Nº DE PONTOS	VALORES COM 80% DE CONFIANÇA	VALOR MAIS PROVÁVEL	VALOR PROPOSTO POR AOKI VELLOSO	Nº DE PONTOS	VALORES COM 80% DE CONFIANÇA	VALOR MAIS PROVÁVEL	VALOR PROPOSTO POR AOKI VELLOSO
1	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	92	2,2 a 4,1	3,1	4,5	14	2,0 a 4,0	3,1	2,8
2	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	37	2,4 a 4,6	3,4	4,5	15	2,1 a 2,8	2,5	2,8
	Argila siltosa pouco arenosa	13	1,9 a 4,8	3,3	3,3	5	1,3 a 3,0	2,4	3,0
3	Areia argilosa	38	5,0 a 14,6	9,4	6,0	49	0,9 a 3,0	2,0	3,0
	Areia pouco argilosa pouco siltosa	24	4,4 a 8,7	6,0	5,0	—	—	—	—
	Silte argiloso arenoso (residual)	23	2,0 a 4,9	3,3	2,8	26	2,0 a 5,0	3,0	3,0
4	Areia argilosa	32	3,8 a 8,5	5,8	6,0	—	—	—	—
	Areia fina argilosa pouco siltosa	55	4,3 a 8,7	6,4	5,0	12	0,8 a 2,0	1,4	2,8
	Silte arenoso (residual)	14	3,5 a 6,5	5,2	5,8	13	1,0 a 2,0	1,3	2,2
	Silte pouco arenoso pouco argiloso (res.)	59	1,6 a 4,6	2,6	4,5	40	2,3 a 4,4	3,2	2,8
	Silte pouco argiloso pouco arenoso (res.)	101	1,7 a 8,4	5,0	2,5	—	—	—	—
	Argila arenosa	16	1,7 a 4,1	2,7	3,8	10	1,4 a 4,5	2,9	2,4
	Argila siltosa (residual)	33	4,9 a 10,3	7,2	2,2	9	1,5 a 4,4	2,7	4,0
Argila siltosa pouco arenosa	264	1,6 a 5,3	2,8	3,3	108	1,2 a 4,0	2,3	3,0	
5	Areia argilosa siltosa	22	2,5 a 9,9	6,1	5,0	11	1,1 a 3,0	2,2	2,8
	Argila siltosa arenosa	27	2,0 a 5,8	3,5	3,8	—	—	—	—
6	Silte argiloso com areia fina	52	1,4 a 3,8	2,1	2,8	—	—	—	—
7	Areia argilosa pouco siltosa	17	2,2 a 8,6	3,8	5,0	—	—	—	—
	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	39	2,3 a 5,6	3,3	4,5	36	2,0 a 4,0	3,0	2,8

Quadro I.1 - Valores de K e α da cidade de São Paulo, sendo α a relação entre a resistência por atrito lateral e a resistência de ponta.

I.5 - COLETA DOS DADOS

Foram analisadas 64 obras, num total de 253 sondagens e 252 ensaios de "diepsondering". Embora houvesse disponível um maior número de obras, foram selecionadas aquelas cujos ensaios puderam ser julgados confiáveis numa análise preliminar. Dessa forma, foram descartadas, por exemplo, certas obras para cujas sondagens não se conhecia, com a necessária certeza, o tipo de amostrador utilizado.

Como complemento à figura I.1, o quadro apresentado no anexo 1 lista a situação de todas as 64 obras analisadas, com o número de ensaios de penetração dinâmica e estática ("diepsondering") correspondentes.

Para uma melhor seleção dos dados, seria interessante o traçado de perfis geotécnicos de cada obra, juntamente com os resultados dos ensaios de penetração estática, a fim de proceder à coleta apenas dos dados de uma camada bem caracterizada, eliminando assim os pontos prováveis de mudanças de camadas e descontinuidades localizadas.

Face ao grande número de dados, a elaboração de inúmeros perfis tornou-se impraticável, o que levou à opção de tomar todos os dados e proceder a uma seleção em outra etapa da análise.

Um aspecto interessante diz respeito à gênese dos solos nas correlações efetuadas. É natural que se solos de mesma formação (sedimentar ou residual, por exemplo) e ocorrências

distintas já fornecem resultados (e correlações) diferentes, o caso de solos de formações diversas (residuais, coluvionares, sedimentares, etc), analisados conjuntamente, deve ocasionar resultados ainda mais variados.

A idéia de se agrupar os solos de mesma formação - conforme sugestão, inclusive, da eng. Anna Margarida M. C. C. Fonseca e do Prof. F. E. Barata - parece representar a situação ideal.

Entretanto, algumas impossibilidades de ordem prática impediram que esta divisão fosse feita no presente trabalho.

- 1.^a - As sondagens de que se dispõe foram realizadas por muitas firmas, com maior ou menor experiência. Principalmente nos casos de firmas com menor experiência, a classificação de solo residual ou coluvionar nem sempre é confiável, quando realizada;
- 2.^a - Mesmo nos casos de sondagens executadas por firmas mais experientes, temos observado que a classificação - solo residual - só é feita naquele solo (residual) mais jovem, de granulação já bastante grosseira e, portanto, com traços por demais evidentes do solo residual. O solo residual maduro e mesmo jovem de granulação mais fina raras vezes é classificado;

- 3.^a - A diferenciação entre solo coluvionar e residual (e às vezes até entre esses solos e sedimentares mais antigos) - que já não é muito fácil de ser efetuada em cortes, encostas, etc., onde se tem a possibilidade de observar as ocorrências e pesquisar algumas particularidades intrínsecas a cada formação, como formas de pedregulhos, matacões e blocos, orientação de xistosidades (caso de rochas metamórficas), etc. - é extremamente difícil de ser feita apenas com o material extraído da sondagem;
- 4.^a - Um outro aspecto a ser ressaltado é relativo à existência de matéria orgânica, que pode ser relacionada à cor do material. Aqueles que contêm quantidade significativa de matéria orgânica costumam apresentar cores escuras, como o preto e o cinza escuro, e mereceriam ser grupados à parte. Desse grupo, no entanto, fazem parte os materiais de baixa resistência, para os quais o índice de resistência à penetração muitas vezes é nulo ou até mesmo do tipo P/d, sendo P o peso das hastes + cabeça de bater + martelo (ou mesmo só o peso das hastes + cabeça de bater) e d é a penetração. Os solos desta natureza são tão pouco resistentes que as sondagens à percussão, da maneira como são realizadas, não têm a sensibilidade necessária à sua determinação (BARATA⁸). Dados dessa natureza foram, portanto, descartados da análise.

A importância desse aspecto é alertado no item 4.1 da NB-617/1980⁵⁸, que diz:

"As amostras devem ser examinadas, procurando-se identificá-las, no mínimo, através das seguintes características:

- a) Granulometria;
- b) Plasticidade;
- c) Compacidade, no caso de solos grossos;
- d) Consistência, no caso de solos finos;
- e) Cor;
- f) Origem, no caso de solos residuais, orgânicos e marinhos ou aterros."

Para a correspondência entre a sondagem e o "diepsondering", os dados de ambos os ensaios foram fornecidos ao computador, que os relacionava por cada metro de profundidade listando, em seguida, de metro em metro, a natureza do material envolvido, juntamente com os valores do índice de resistência à penetração em número de golpes para cada 30 cm, valor da resistência de ponta em kgf/cm^2 , profundidade em relação ao nível do terreno na sondagem, tipo de amostrador, distância da sondagem ao "diepsondering", designação da sondagem e do "diepsondering" e prefixo da obra.

O valor da resistência de ponta a ser considerado nas correlações foi tomado como o da média das cinco leituras feitas para cada metro de profundidade para o aparelho de 21 tf e como a média das 4 leituras para o aparelho de 10 tf, como exemplificado na fig. I.9 para o aparelho de 21 tf. O valor do índice de resistência à penetração foi considerado como a média entre o número de golpes entre os primeiros e últimos 30cm, tanto para o amostrador SPT como para o amostrador IRP.

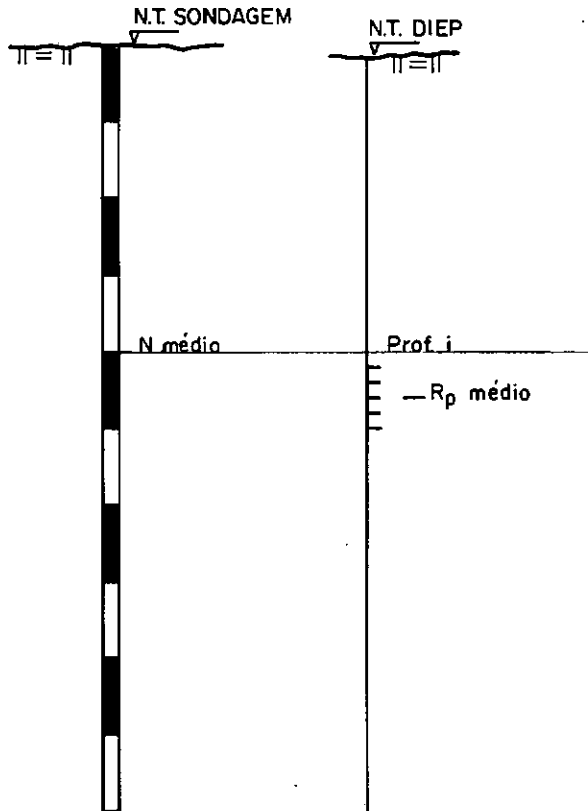


Figura I.9 - Dados para a correlação entre o ensaio de penetração dinâmica e estática ("diepsondering").

Os estudos de DE MELLO, SOUTO SILVEIRA E QUARESMA ³²

concluíram que a recomendação de se desprezar o número de golpes para os primeiros 15 cm de penetração se mostrava razoável pela justificativa de que até uma certa profundidade abaixo do fundo do furo as condições do solo poderiam ser mais afetadas pelas variações de tensões, alívio ou ruptura. Uma vez não ter sido adotado esse procedimento para o IRP, foi levantada a hipótese de que seus resultados seriam de qualidade inferior, embora a experiência acumulada não o indicasse. Os autores fizeram, em seguida, uma investigação sistemática, acumulando dados de resistência à penetração de centenas de amostras de ca

da tipo de solo, englobando ampla faixa de consistências ou densidades relativas. Nessa análise, o número de golpes para os três intervalos de cravação do amostrador de 15 cm foram transformados em frações do total.

Exemplo: 2 golpes - 1ªs 15 cm ou 2/15

4 golpes - 2ªs 15 cm ou 4/15

3 golpes - últimos 15 cm ou 3/15

Total de golpes: 2+4+3 = 9 para 45 cm

Percentuais Acumulados:

$$\frac{2}{9} = 0,22 \text{ ou } 22\%$$

$$\frac{2+4}{9} = 0,67 \text{ ou } 67\%$$

$$\frac{9}{9} = 1,00 \text{ ou } 100\%$$

Assim, teríamos:

Profundidades de cravação do amostrador (cm)	N(% do total)
0	0
15	22
30	67
45	100

Uma análise estatística foi empregada para se determinar a natureza da curva de melhor ajustamento entre os pontos

tos extremos (0 e 45 cm) e os pontos intermediários (15 e 30 cm) . A partir da tentativa com uma curva parabólica, a conclusão foi de não haver descontinuidade real no comportamento entre os 15 cm iniciais e os últimos 30 cm. Essa mesma conclusão foi obtida quando os autores investigaram a relação, para o IRP, entre os 30 cm iniciais e os 30 cm finais para dados de vários solos.

Os autores esclarecem ainda que a manutenção da contagem individual do número de golpes para cada 15 cm sucessivos de penetração é extremamente útil, objetivando-se um controle de qualidade. A partir desse controle é possível detectar condições de mudança brusca de camada, avaria ou deterioração do equipamento, ou ainda desvio dos procedimentos padrões recomendados.

De acordo com os resultados apresentados por aqueles autores, foi julgado interessante manter, neste trabalho, para efeito da análise ora realizada, a média entre os primeiros e últimos 30 cm de cravação para os dois amostradores usualmente empregados.

Cabe lembrar, ainda, que alguns métodos de cálculo de capacidade de carga de estacas com base em dados de sondagens à percussão como, por exemplo, AOKI E VELLOSO⁴ , utilizam tal procedimento.

As diferenças geométricas entre os dois amostradores são as seguintes:

	Tipo do amostrador	
	IRP	SPT
φ tubo de revestimento	2"	2 1/2"
φ externo do amostrador	1 5/8"	2"
φ interno do amostrador	1"	1 3/8"

I.6 - FATORES QUE INFLUENCIAM OS VALORES DO SPT

Torna-se conveniente enumerar, embora não tenha sido objeto de análise neste trabalho, diversos fatores que influenciam os valores do índice de resistência à penetração, de acordo com BAZARAA¹².

I.6.1 - Fatores Ligados aos Detalhes e Procedimentos do Ensaio:

- Fluxo ascendente de água para dentro do furo.

Ocorre quando a profundidade do fundo do furo, revestido, situa-se abaixo do nível d'água do terreno, podendo subestimar a real resistência à penetração. O fluxo ascendente pode ser evitado pelo enchimento do furo com água até pelo menos o nível do lençol d'água adjacente.

- Limpeza inadequada do furo.

No caso do furo não estar limpo até o fundo do revestido

timento, o teste de penetração pode ser iniciado com o amostrador ainda acima do final do tubo, podendo o número de golpes se tornar maior por efeito do confinamento da base do revestimento.

- Altura de queda do martelo.

Pode ser razoavelmente difícil manter uma altura de queda de exatamente 75 cm. Um operador experiente pode conseguir um desvio razoável de cerca de até 5 cm.

- Peso e comprimento das hastes.

O aumento do comprimento das hastes tem dois efeitos, quais sejam: o acréscimo do peso a ser cravado e a maior tendência à deflexão lateral da haste. A experiência em sondagens profundas, de acordo com FLETCHER³⁵ indica que o efeito do comprimento das hastes não é importante até profundidades de cerca de 42 m.

- Diâmetro do furo.

Um aumento no diâmetro do furo tem a tendência de causar um decréscimo nos valores de N.

- Extrapolação do número de golpes.

BAZARAA¹² comenta:

"The blow count of the first 6 inch interval records

the penetration resistance of disturbed soil and sediment at the bottom of the hole. The penetration resistance generally increases in the second and third 6-inch intervals".

O autor menciona os resultados de DE MELLO, SOUTO SILVEIRA E QUARESMA³² que mostram que as características de penetração são contínuas em todo o comprimento cravado e proporcionais a 0,28, 0,33 e 0,39 da soma total do número de golpes.

O autor também relata as correlações feitas no Brasil entre os amostradores SPT e IRP, que indicam que o valor de N obtido do amostrador SPT varia de 1,3 a 1,7 vezes o valor obtido do IRP.

I.6.2 - Propriedades Granulométricas do Solo.

Pesquisas relatadas por diversos autores indicam que o tamanho, forma, grau de uniformidade dos grãos e aspecto da curva granulométrica têm efeitos relevantes nos valores de resistência à penetração, embora suas influências ainda não tenham sido adequadamente estudadas.

I.6.3 - Submergência.

19) Areias finas a grossas e pedregulhos.

De acordo com TERZAGHI E PECK⁷³, em quaisquer areias com grãos intermediários entre fino e grosso, o valor do SPT não varia significativamente com o nível d'água. Esse

comportamento foi confirmado por 231 testes em pedregulhos e areias finas a grossas (SCHULTZE E MENZENBACH⁶⁸).

BAZARAA¹² também confirmou esta afirmativa em ensaios de penetração dinâmica realizados em 11 cidades.

29) Areias finas e areias siltosas.

Nesses solos, com $d_{10} \approx 0,1$ a $0,05$ mm, o efeito da submersão, segundo BAZARAA¹², pode ser muito importante.

De acordo com TERZAGHI e PECK⁷³, no caso de areias fofas muito finas ou siltosas, submersas, durante o ensaio à percussão se desenvolvem pressões neutras positivas em virtude da aplicação dinâmica da carga e da baixa permeabilidade do solo. Essas pressões neutras positivas reduzem a resistência ao cisalhamento do solo e, portanto, a resistência à penetração. Por outro lado, em areias densas finas ou siltosas, submersas, pela cravação dinâmica do amostrador se desenvolvem pressões neutras negativas que aumentam a resistência ao cisalhamento e a resistência à penetração.

TERZAGHI E PECK⁷³ sugerem, para corrigir este efeito, para areias finas ou siltosas, submersas, com $N' > 15$, sendo N' o índice de resistência à penetração medido para a cravação de 30 cm do amostrador padrão, a utilização da seguinte expressão:

$$N = 15 + 1/2 (N' - 15) \quad (I.11)$$

Não se fazendo esta correção, TERZAGHI E PECK⁷³ afirmam que a densidade relativa, mesmo de areias moderadamente densas, muito finas ou siltosas, submersas, pode ser superestimada pelos resultados do SPT.

As pesquisas de BAZARAA¹² indicaram, diferentemente de TERZAGHI E PECK⁷³, que o efeito da submergência pode aumentar consideravelmente os valores de N, independentemente de serem estes superiores ou inferiores a 15 golpes/ 30 cm. Verificou também que a tendência de aumento do valor de N com a submergência é mais acentuada em areias fofas do que em areias densas. Concluiu, portanto, que o efeito da submergência nos valores de N para areias muito finas e areias siltosas parece não ser função das pressões neutras desenvolvidas durante o teste de penetração. Seus resultados sugerem que a submergência de areias finas ou siltosas aumentam o valor de N de um valor médio de 1,7, ou seja, a densidade relativa de uma areia fina ou siltosa submersa com $SPT = N'$ deve ser igual àquela de uma areia seca com um índice de penetração N, onde $N = 0,6N'$, indicando que a correção da submergência é função apenas da granulometria e não da densidade relativa.

As conclusões de BAZARAA¹² foram de que, embora os dados disponíveis sugerissem que o efeito da submergência nos valores de N, para areias muito finas e areias siltosas, não dependiam da densidade relativa da areia e que a equação $N = 0,6N'$ poderia melhor representar o efeito real da submergência desses solos nos valores da resistência à penetração, mais dados e investigações seriam necessários antes de se proce

der a conclusões definitivas. Enquanto isso, BAZARAA¹² sugere que se continue utilizando a correção de TERZAGHI E PECK⁷³, que parece ser um passo na direção correta, pelo menos para valores de Índices de resistência à penetração superiores a 15.

No presente trabalho, não foi feita a correção da submergência nos valores do índice de resistência à penetração propostas por TERZAGHI E PECK⁷³ e mantida, por ora, por BAZARAA¹². Neste caso, era de se esperar que, onde tal correção devesse ser feita, para areias finas ou siltosas, os valores do coeficiente de correlação deveriam ser inferiores aos demais. Tal não se verificou, tanto para as correlações lineares como para as correlações potenciais. Como, na maioria dos ensaios analisados, o nível do lençol d'água situava-se próximo da superfície (no máximo 3m abaixo desta), a grande maioria dos dados coletados com índice de resistência à penetração superior a 15 golpes/30 cm corresponderam a casos submersos para todos os materiais pesquisados. Assim, e tendo em vista o caráter regional dos valores obtidos, sua validade não fica comprometida pela não adoção da correção de submergência neste trabalho. É claro, porém, que para a utilização das correlações aqui desenvolvidas, deve ficar também dispensada a correção da submergência aos valores do índice de resistência à penetração.

I.6.4 - Densidade Relativa

Diversos autores fornecem faixas de valores de densidade relativa em função do grau de compacidade dos solos.

A densidade relativa \bar{e} é definida como

$$d_r = \frac{e_{m\bar{a}x} - e}{e_{m\bar{a}x} - e_{m\bar{i}n}} \quad (I.12)$$

Quando $e = e_{m\bar{a}x}$, o solo está em seu estado mais fofo e sua densidade relativa é zero.

Quando $e = e_{m\bar{i}n}$, o solo está em seu estado mais compacto e sua densidade relativa é 100%.

TERZAGHI E PECK⁷³ fornecem os seguintes limites, em função do índice de resistência à penetração $N(SPT)$:

<u>N</u>	<u>COMPACIDADE</u>
0 - 4	muito fofo
4 - 10	fofo
10 - 30	medianamente compacta
30 - 50	compacta
> 50	muito compacta

Valores de BURMISTER¹⁶ :

<u>COMPACIDADE</u>	<u>DENSIDADE RELATIVA (%)</u>
fofo	< 40
medianamente compacta	40 - 70
compacta	70 - 90
muito compacta	> 90

Valores do U.S.B.R.^{75, 76}:

<u>COMPACIDADE</u>	<u>DENSIDADE RELATIVA (%)</u>
muito fofa	< 15
fofa	15 - 35
medianamente compacta	35 - 65
compacta	65 - 85
muito compacta	> 85

Valores de MEYERHOF⁵³:

<u>COMPACIDADE</u>	<u>DENSIDADE RELATIVA (%)</u>
muito fofa	< 20
fofa	20 - 40
medianamente compacta	40 - 60
compacta	60 - 80
muito compacta	> 80

Critério da NB-617/1980⁵⁸:

<u>N</u>	<u>COMPACIDADE</u>
≤ 4	fofa
5 a 8	pouco compacta
9 a 18	medianamente compacta
19 a 40	compacta
> 40	muito compacta

Da análise da densidade relativa, BAZARAA¹² conclui que para qualquer valor da densidade relativa os valores de N podem variar numa ampla faixa e que as principais causas dessa grande variação são a granulometria e a pressão de terra sobrejacente ao depósito estudado.

DE MELLO³⁰ ressalta que se o valor do índice de resistência à penetração tem alguma relação com a resistência ao cisalhamento, e uma vez a resistência ao cisalhamento das areias não poder ser dissociada das pressões confinantes envolvidas, há uma falha no estabelecimento da densidade das areias a partir dos valores do SPT independentemente da profundidade.

I.6.5 - Pressão Efetiva Sobrejacente

Parece razoável assumir que a resistência à penetração deva variar com a pressão do solo no nível da cravação do amostrador.

Quando se examina o diagrama de execução de uma estaca cravada, observa-se que em areias densas a dificuldade de cravação é maior, o que é registrado pelo número de golpes necessários para um martelo de certo peso e altura de queda avançar 50 cm no solo. Em areias fofas, por outro lado, a cravação é mais fácil e o aumento do número de golpes com a profundidade é menor.

Experiências obtidas através de ensaios de laborató

rio tornaram possível, a vários autores, o estabelecimento das seguintes expressões, onde P é a pressão efetiva sobrejacente, N é o índice de resistência à penetração e D_R é a densidade relativa.

SCHULTZE E MENZENBACH⁶⁸ :

$$\ln D_R = 0,478 \ln N - 0,262 \ln P + 2,84$$

SCHULTZE E MELZER.⁶⁷ :

$$D_R = 0,317 \log N - 0,226 P + 0,392$$

GIBBS E HOLTZ⁴¹ forneceram as seguintes curvas correlacionando a resistência à penetração, pressão efetiva sobrejacente e densidade relativa de areias.

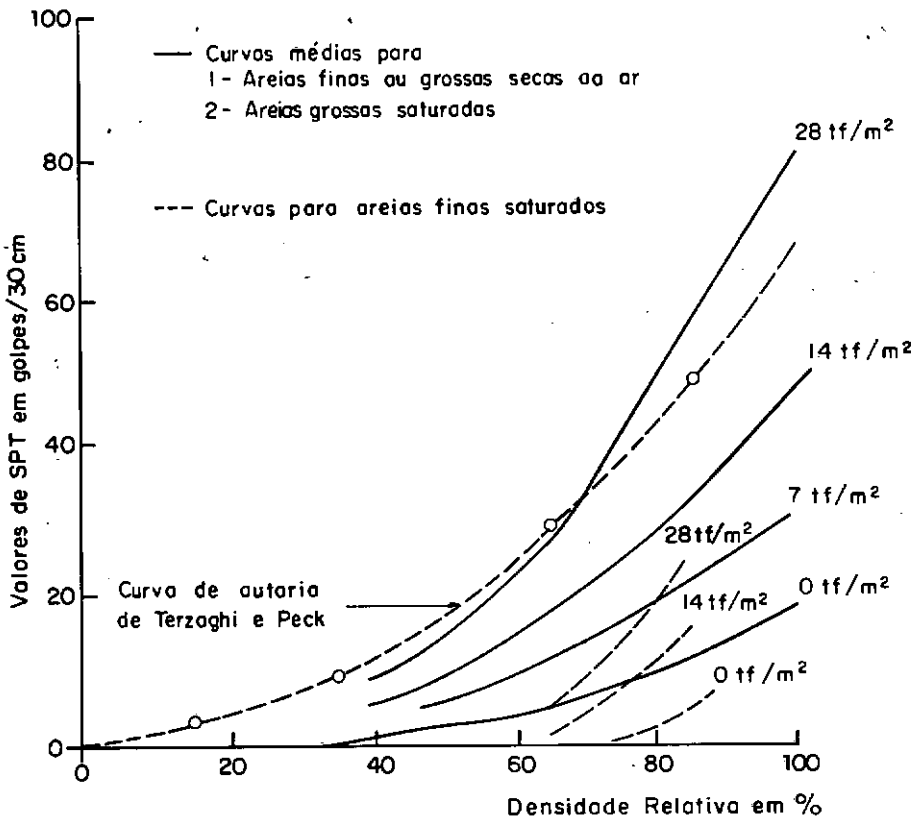


Fig. I.10 - Relações entre o SPT, pressão efetiva sobrejacente e densidade relativa para areias (GIBBS e HOLTZ⁴¹,

A partir de experiências obtidas através de ensaios de campo, foram as seguintes as conclusões de alguns autores:

BAZARAA¹² sugere que para se estudar o efeito da pressão efetiva sobrejacente nos valores da resistência à penetração em areias, deve-se considerar tanto a variação dos valores de N com a profundidade em furos distintos como as possíveis mudanças na resistência à penetração devidas a mudanças na pressão efetiva sobrejacente. Para as dez obras por ele investigadas, um acréscimo na pressão efetiva sobrejacente causou um acréscimo nos valores médios da resistência à penetração. A razão de crescimento de N com a profundidade variou consideravelmente em função da natureza do solo.

MANSUR E KAUFMAN⁴⁷ sugerem que a redução da pressão efetiva sobrejacente, por meio de uma escavação, numa área, pode reduzir consideravelmente a resistência à penetração.

PHILCOX⁵⁹ concluiu que uma grande redução no valor da resistência à penetração é devida, principalmente, à redução na pressão efetiva sobrejacente.

ZOLKOV E WISEMAN⁸⁹ ilustram um caso em que a remoção de 30 tf/m^2 de pressão sobrejacente causou uma redução de pelo menos 50% no valor do SPT.

No presente trabalho, procurou-se classificar o material de acordo com sua natureza e granulometria (apêndice 1), bem como separar os dados em faixas de profundidade, numa tentativa de se levar em conta a influência da pressão efetiva sobre

jacente ao depósito.

I.7 - CRITÉRIOS DE SELEÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS

Após a plotação dos gráficos dos pontos (N, R_p) (denominados na estatística de diagramas de dispersão), pôde-se visualizar que havia pontos muito distantes da tendência do conjunto.

Logicamente, tais pontos - que poderiam representar trechos de mudança de camadas, dados falseados por buchas, etc. - poderiam, eventualmente, na análise estatística a ser efetuada, afetar os resultados obtidos, talvez de maneira acentuada.

Por esses motivos, todo o estudo estatístico foi levado a efeito de duas formas distintas, quais sejam:

1º - Análise global dos dados, ou da totalidade dos dados, para a qual foram utilizados todos os dados disponíveis, independentemente de se situarem ou não na tendência do conjunto, nos diagramas de dispersão.

2º - Análise parcial dos dados, em que aqueles pontos mais distantes da tendência do conjunto não foram considerados nas correlações efetuadas.

Estabelecido esse procedimento, surgiu a dificuldade de se adotar um critério para a eliminação daqueles pontos.

O critério mais racional e lógico seria aquele baseado na identificação do problema havido em cada local, para cada ponto (N, R_p) .

Como mencionado no item I.5, não existia possibilidade de ordem prática de se traçar tantos perfis geotécnicos, de tantas obras - que seriam fundamentais àquela identificação - e, ainda, era impossível se reconstituir ocorrências como buchas, erros de leitura ou falha na contagem do número de golpes, etc.

Assim, o critério de eliminação de parte dos dados coletados - que se impôs natural e necessária de forma a não ser dada a mesma confiabilidade a dados menos representativos - foi baseado apenas na estatística.

Foram determinados os valores individuais de K , relação entre a resistência de ponta em Kgf/cm^2 e o índice de resistência à penetração em número de golpes por 30 cm, $K = R_p/N$ e, com auxílio de uma distribuição normal, foram eliminados aqueles pontos (N, R_p) que distassem mais de um desvio padrão do valor médio encontrado (Fig. I.11).

Foram realizados três estudos de correlação, a seguir descritos:

1º) - Correlação linear, pelo método dos mínimos quadrados, de terminando-se a melhor reta que não passa necessariamente pela origem.

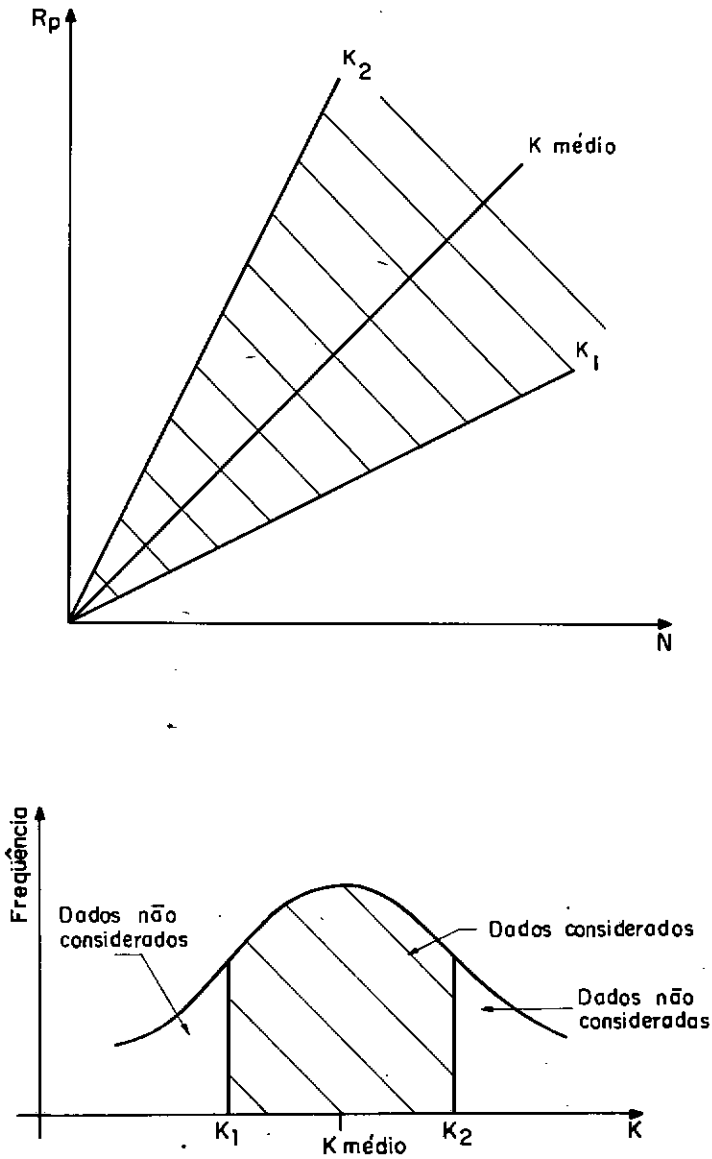


Figura I.11 - Critério de eliminação dos dados.

2º) - Correlação linear, pelo método dos mínimos quadrados (adaptado conforme item I.3), determinando-se a melhor reta que passa obrigatoriamente pela origem.

3º) - Correlação não linear, do tipo $y = ax^b$, também pelo método dos mínimos quadrados.

Para cada estudo, foram realizadas as duas análises comentadas anteriormente, ou seja, análise global (ou da totalidade) dos dados e análise parcial dos dados.

Esse procedimento foi levado a efeito para os diferentes tipos de solo, para as várias faixas de profundidades onde se dispunha de uma quantidade razoável de dados e, também, sem agrupar cada tipo de solo em faixas de profundidades de ocorrência.

Em todas essas etapas foram determinados, além dos parâmetros ajustados, os valores médios de K ($K = R_p/N$), designados por \bar{K} , tanto na análise global como na análise parcial dos dados.

I.8 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

I.8.1 - Quadro Resumo

No quadro resumo que se encontra a seguir, estão registrados os resultados fornecidos pelas listagens do computador, cujo fluxograma e programa fonte encontram-se no apêndice 2, bem como um dos casos analisados.

A descrição detalhada de cada uma das colunas do quadro é a seguinte:

<u>Coluna nº:</u>	<u>Designação</u>
1	Natureza do solo.
2	Faixa de profundidade considerada; o símbolo "qq" designa profundidade qualquer, ou seja, análise feita não se levando em conta as variações de profundidade.
3	Tipo de amostrador; SPT ou IRP.
4	Número de dados utilizados para a análise global (Nº GLOBAL).
5	Correlação linear, com intercepto na origem, na análise global dos dados. São fornecidos os valores de a e b da expressão $R_p = a + bN$.

Coluna nº:Designação

- 6 Coeficiente de correlação correspondente.
- 7 Correlação linear, passando pela origem, na análise global dos dados. São fornecidos os valores de K_c da expressão $R_p = K_c N$.
- 8 Coeficiente de correlação correspondente.
Obs.: Toda vez que a expressão do coeficiente de correlação contiver um radicando negativo, o valor indicado corresponde ao radicando.
- 9 Média dos valores individuais de K , ($K = R_p/N$), designada por \bar{K} , na análise global dos dados.
- 10 Correlação potencial, na análise global dos dados. São fornecidos os valores de c e d da expressão $R_p = c N^d$.
- 11 Coeficiente de correlação correspondente.
- 12 Número de dados utilizados para a análise parcial (Nº PARCIAL).

<u>Coluna nº</u>	<u>Designação</u>
13	Correlação linear, com intercep <u>t</u> o na origem, na análise parcial dos dados. São fornecidos os va <u>l</u> ores de a e b da expressão $R_p = a + bN$.
14	Coeficiente de correlação corres <u>p</u> ondente.
15	Correlação linear, passando pela origem, na análise parcial dos dados. São fornecidos os valo <u>r</u> es de K_c da expressão $R_p = K_c N$.
16	Coeficiente de correlação corres <u>p</u> ondente. <u>Obs.:</u> Toda vez que a expressão do coeficiente de corre <u>l</u> ação contiver um radican <u>l</u> o negativo, o valor indi <u>l</u> cado corresponde ao radi <u>l</u> cando.
17	Média dos valores individuais de K, ($K = R_p/N$), designada por \bar{K} , na análise parcial dos dados.
18	Correlação potencial, na análise parcial dos dados. São forneci <u>l</u> dos os valores de c e d da ex <u>l</u>

ANÁLISE GLOBAL

ANÁLISE PARCIAL

(1)	(2)	(3)	ANÁLISE GLOBAL									ANÁLISE PARCIAL										
			(4)	(5)		(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		(11)	(12)	(13)		(14)	(15)	(16)	(17)	(18)		(19)
NATUREZA DO SOLO	PROF. (m)	AMOS-TRADOR	Nº GLO-BAL	RP = a + bN		R	RP = KcN	R	RP = $\bar{K}N$	RP = cNd		R	Nº PAR-CIAL	RP = a + bN		R	RP = KcN	R	RP = $\bar{K}N$	RP = cNd		R
				a	b		Kc		\bar{K}_g	c	d			a	b		Kc		\bar{K}_p	c	d	
ÁREA FINA	qq	SPT	120	49,89	2,50	0,40	5,10	-0,07	8,18	28,89	0,36	0,40	106	27,91	3,53	0,53	4,94	0,47	5,84	12,52	0,65	0,59
	0 a 5		21	95,03	1,82	0,33	5,77	-0,60	11,63	36,79	0,40	0,44	18	74,49	2,62	0,41	5,63	-0,12	7,27	10,61	0,80	0,69
	5 a 10		27	27,65	5,18	0,70	6,79	0,65	9,35	19,92	0,57	0,59	18	15,45	6,40	0,87	7,23	0,86	8,48	14,86	0,74	0,88
	10 a 20		47	40,99	2,30	0,39	4,82	-0,07	7,39	31,81	0,28	0,38	42	19,70	3,49	0,54	4,67	0,50	5,45	18,17	0,48	0,51
	20 a 30		25	63,95	0,58	0,14	3,66	-0,61	5,46	47,05	0,12	0,10	22	37,96	1,69	0,40	3,46	-0,04	4,07	12,23	0,56	0,39
	qq	IRP	57	33,43	3,35	0,70	5,15	0,45	10,32	18,24	0,53	0,53	44	33,34	3,54	0,81	5,21	0,61	8,24	13,06	0,72	0,78
	0 a 5		17	19,64	5,37	0,36	8,44	0,27	10,61	11,47	0,70	0,42	12	18,68	4,47	0,44	7,18	0,33	8,00	9,56	0,82	0,58
5 a 10		23	31,95	3,43	0,80	4,80	0,66	9,05	25,87	0,37	0,41	17	35,67	3,61	0,90	5,00	0,76	8,03	15,96	0,65	0,80	
10 a 20		17	42,95	2,81	0,67	5,33	-0,23	11,74	22,50	0,52	0,75	14	9,10	7,23	0,93	8,06	0,92	9,23	12,74	0,79	0,88	
ÁREA MÉDIA	qq	SPT	298	58,69	2,87	0,46	5,72	-0,11	9,27	20,37	0,57	0,56	237	29,93	4,71	0,69	6,25	0,63	7,60	13,41	0,73	0,78
	0 a 5		50	53,19	1,38	0,37	3,19	-0,47	8,77	17,38	0,52	0,53	38	14,91	4,17	0,75	5,02	0,72	6,45	10,06	0,73	0,79
	5 a 10		73	37,71	5,12	0,53	7,71	0,42	10,30	17,02	0,66	0,56	54	20,24	6,10	0,79	7,42	0,76	8,69	12,32	0,80	0,83
	10 a 15		47	78,28	1,90	0,30	6,65	-0,72	11,13	40,78	0,35	0,41	39	54,46	3,88	0,61	7,54	-0,05	9,51	21,46	0,62	0,65
	15 a 20		61	57,80	3,74	0,48	7,05	-0,01	9,72	28,17	0,49	0,49	46	35,91	5,55	0,61	7,64	0,55	2,60	20,83	0,63	0,63
	20 a 25		42	32,94	4,19	0,50	5,72	0,45	7,09	27,81	0,44	0,43	38	-5,56	5,85	0,62	5,60	0,62	5,66	9,78	0,78	0,63
	25 a 30		25	35,67	4,03	0,63	5,36	0,59	6,39	7,21	0,90	0,70	19	-3,63	5,07	0,62	4,94	0,68	4,86	1,77	1,30	0,82
	qq	IRP	456	50,49	2,29	0,45	4,53	-0,19	10,43	19,69	0,53	0,60	372	22,99	4,75	0,70	6,04	0,66	8,01	11,14	0,77	0,76
	0 a 5		77	11,54	4,50	0,53	5,92	0,49	9,42	14,52	0,44	0,49	70	5,08	5,22	0,57	5,84	0,57	6,77	9,07	0,68	0,62
	5 a 10		193	42,51	4,36	0,55	7,18	0,33	11,22	18,15	0,64	0,66	158	33,09	5,12	0,60	7,26	0,59	9,17	12,42	0,81	0,79
	10 a 15		96	54,17	1,01	0,18	5,06	-0,94	13,86	30,38	0,32	0,38	57	6,92	1,54	0,89	12,54	0,89	13,32	13,07	0,98	0,89
	15 a 20		30	21,39	4,37	0,77	5,31	0,75	8,79	29,02	0,40	0,64	26	5,16	5,05	0,77	5,28	0,77	5,96	13,87	0,65	0,68
20 a 25		39	98,69	0,57	0,17	2,85	-0,73	4,76	3,48	1,05	0,47	26	35,90	6,17	0,85	4,74	0,82	4,46	1,74	1,29	0,85	
25 a 30		21	78,79	0,85	0,12	3,40	-0,13	3,94	19,58	0,45	0,25	13	32,74	1,38	0,46	2,46	0,25	2,70	5,69	0,75	0,62	
ÁREA SILTOSA	fb	SPT	275	46,13	3,43	0,64	5,29	0,47	7,98	16,98	0,62	0,64	255	35,15	3,89	0,72	5,31	0,65	6,71	10,57	0,78	0,76
	0 a 5		33	30,10	2,12	0,49	4,01	-0,02	5,72	15,62	0,48	0,46	26	17,16	2,98	0,85	4,04	0,77	4,84	8,80	0,72	0,75
	5 a 10		65	23,28	4,23	0,75	5,18	0,71	8,71	13,94	0,63	0,69	59	12,85	4,59	0,82	5,11	0,81	6,39	8,96	0,78	0,80
	10 a 15		23	59,50	4,04	0,73	6,20	0,57	8,59	23,08	0,59	0,68	22	39,76	4,68	0,85	6,11	0,79	7,27	13,70	0,76	0,84
	15 a 20		74	69,03	2,50	0,52	5,81	-0,36	8,84	48,05	0,28	0,37	71	62,19	2,78	0,57	5,73	-0,16	7,71	33,29	0,41	0,48
	20 a 25		50	53,43	2,86	0,69	4,80	0,40	6,86	21,40	0,54	0,59	38	33,63	4,28	0,82	5,64	0,76	6,43	14,69	0,70	0,79
25 a 35		30	133,45	0,85	0,17	5,24	-0,98	8,18	124,60	0,04	0,05	25	85,57	2,90	0,59	5,84	-0,10	7,21	29,70	0,52	0,60	

ANÁLISE GLOBAL

ANÁLISE PARCIAL

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)		(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		(11)	(12)	(13)		(14)	(15)	(16)	(17)	(18)		(19)
NATUREZA DO SOLO	PROF (m)	AMOSTRA-DOR	Nº GLO-BAL	RP = a + bN		R	RP=KcN	R	RP=K _g N	RP = cNd		R	Nº PAR-CIAL	RP = a + bN		R	RP=KcN	R	RP=K _p N	RP = cNd		R
				a	b		Kc		K _g	c	d			a	b		Kc		K _p	c	d	
ÁREA SILTOSA	qq	IRP	51	50,82	2,84	0,51	4,33	0,35	6,71	7,28	0,85	0,51	32	14,33	4,83	0,85	5,33	0,84	6,13	7,51	0,89	0,87
	0 a 10		14	-36,58	10,19	0,33	8,27	0,81	6,71	0,22	2,16	0,60	8	-8,13	6,46	0,93	6,02	0,93	5,61	2,98	1,23	0,88
	10 a 20		11	72,87	2,00	0,43	3,55	-0,06	8,43	23,16	0,43	0,55	7	42,75	2,94	0,90	3,97	0,74	7,83	16,29	0,64	0,82
	20 a 25		14	-13,61	7,05	0,88	6,47	0,87	6,10	5,13	1,00	0,73	11	-15,12	7,17	0,91	6,58	0,90	6,13	6,55	0,96	0,92
	25 a 35		11	71,80	1,29	0,40	2,91	-0,35	6,25	13,26	0,55	0,66	7	9,71	4,81	0,72	5,75	0,71	5,89	7,69	0,87	0,75
POUCO	qq	IRP	17	44,65	3,90	0,72	7,74	-0,53	17,33	29,77	0,50	0,30	14	16,92	10,20	0,91	12,83	0,87	15,53	21,23	0,73	0,88
MUITO	9 a 16	SPT	22	32,92	1,87	0,25	3,95	-0,03	4,85	22,75	0,24	0,09	14	17,84	2,91	0,45	3,93	0,42	4,13	10,74	0,61	0,30
	qq	IRP	20	5,08	6,19	0,64	7,05	0,63	7,61	11,13	0,69	0,67	13	5,29	5,61	0,73	6,49	0,72	6,78	9,72	0,76	0,79
ARSTIM. ARG.	qq	S/I	31	96,09	0,38	0,06	5,12	-0,63	7,11	58,32	0,16	0,13	19	76,07	2,07	0,34	6,12	-0,37	6,91	27,83	0,48	0,17
ÁREA POUCA ARGILOSA	qq	SPT	53	63,41	1,59	0,34	4,33	-0,54	9,73	17,98	0,58	0,62	40	28,32	4,72	0,71	6,38	0,64	7,95	9,63	0,86	0,82
	5 a 15		16	19,24	5,91	0,68	7,85	0,61	11,53	11,32	0,33	0,72	11	18,29	6,05	0,72	7,69	0,67	9,75	9,43	0,94	0,89
	15 a 20		25	124,76	-2,17	0,28	6,93	-1,57	10,98	140,84	-0,18	0,21	20	99,77	-0,09	0,01	7,30	0,01	9,37	69,22	0,12	0,13
	20 a 35		12	55,82	1,53	0,38	3,08	-0,08	4,73	10,36	0,65	0,65	7	7,92	4,24	0,78	4,49	0,78	4,31	2,73	1,14	0,93
	qq	IRP	137	19,00	5,17	0,65	6,11	0,63	8,21	9,13	0,83	0,76	94	14,50	5,59	0,83	6,31	0,82	7,43	8,00	0,93	0,92
	0 a 5		27	8,41	2,26	0,75	2,94	0,65	6,25	6,52	0,58	0,55	21	6,74	2,34	0,85	2,84	0,80	4,89	5,81	0,69	0,74
	5 a 15		24	16,79	4,99	0,82	6,13	0,78	8,37	11,02	0,77	0,81	15	13,06	6,43	0,96	7,30	0,95	8,12	7,95	1,00	0,98
	15 a 20		43	48,41	1,87	0,38	5,18	-0,56	9,06	23,16	0,44	0,50	27	37,77	4,45	0,77	7,46	0,49	9,39	20,26	0,61	0,80
	20 a 25		21	13,07	7,33	0,62	7,86	0,61	8,92	18,05	0,68	0,67	15	30,53	5,79	0,75	6,99	0,73	8,30	16,44	0,72	0,84
25 a 30		22	74,21	2,57	0,35	5,47	-0,08	8,10	13,40	0,70	0,63	18	28,03	3,86	0,54	4,91	0,52	5,26	4,44	1,00	0,80	
ÁREA ARGILOSA	qq	SPT	154	45,24	3,42	0,43	5,86	0,76	9,40	17,98	0,58	0,59	137	26,53	3,96	0,66	5,36	0,90	6,75	11,45	0,72	0,71
	0 a 10		23	22,22	4,36	0,34	7,15	0,22	10,02	16,34	0,47	0,41	19	3,04	6,74	0,68	7,14	0,68	7,65	9,50	0,76	0,61
	10 a 15		39	44,13	2,14	0,27	5,21	-0,15	8,73	15,88	0,57	0,59	33	29,04	2,54	0,52	4,47	0,23	6,15	9,52	0,73	0,74
	15 a 20		45	74,78	3,13	0,30	7,12	0,70	10,68	51,43	0,27	0,29	40	34,17	4,51	0,67	6,29	0,95	7,60	25,37	0,50	0,60
	20 a 25		27	57,39	2,70	0,39	5,89	0,88	7,71	24,63	0,48	0,43	20	24,65	4,29	0,74	5,58	0,97	6,12	14,78	0,66	0,75
	25 a 40		20	45,74	2,83	0,48	4,58	0,79	6,48	40,11	0,28	0,31	18	20,51	4,27	0,66	5,08	0,79	5,83	17,37	0,58	0,63
	qq	IRP	128	21,79	5,71	0,71	6,94	0,68	10,07	12,14	0,76	0,73	117	15,46	5,86	0,75	6,71	0,73	8,28	9,06	0,86	0,78
	0 a 5		14	14,63	2,67	0,24	6,95	-0,13	9,57	11,13	0,44	0,30	9	13,50	3,26	0,51	7,03	-0,17	9,21	12,58	0,55	0,70
	5 a 10		22	20,63	4,54	0,52	6,53	0,40	14,95	14,74	0,55	0,63	21	20,78	4,53	0,51	6,52	0,40	10,90	11,67	0,70	0,70
	10 a 15		19	17,63	6,44	0,80	7,21	0,79	9,60	9,71	0,88	0,81	12	5,90	6,66	0,91	6,88	0,91	7,95	9,12	0,90	0,94
15 a 20		44	13,98	6,82	0,75	7,60	0,74	8,54	10,84	0,82	0,64	29	13,66	6,93	0,99	7,62	0,88	8,19	8,20	0,98	0,91	

ANÁLISE GLOBAL

ANÁLISE PARCIAL

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)		(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		(11)	(12)	(13)		(14)	(15)	(16)	(17)	(18)		(19)
				RP = a + bN						R	RP = KcN			R	RP = KN					RP = cNd		
NATUREZA DO SOLO	PROF. (m)	AMOSTRADOR	Nº GLOBAL	a	b	R	Kc	R	R ₀	c	d	R	Nº PARCIAL	a	b	R	Kc	R	R _P	c	d	R
MUTUAREIA ARG.	20 a 25		15	68,19	1,76	0,23	6,37	-0,43	9,69	34,52	0,34	0,32	8	33,24	4,98	0,77	7,40	0,64	8,78	11,78	0,84	0,81
	25 a 30		14	111,94	0,31	0,06	5,74	-1,52	8,78	77,31	0,13	0,20	11	52,51	3,63	0,76	6,37	0,44	7,68	30,14	0,47	0,78
MUTUAREIA ARG.	qq	SPT	20	54,96	0,79	0,05	6,12	-0,14	8,23	29,16	0,23	0,15	18	18,41	3,65	0,32	5,41	0,27	5,78	11,12	0,62	0,36
	qq	IRP	21	21,07	2,52	0,36	4,70	0,00	6,97	10,96	0,53	0,46	18	7,54	3,54	0,52	4,29	0,51	4,97	6,46	0,72	0,63
AREIA ARGILA SILT.	qq	SPT	10	17,64	4,38	0,59	6,05	0,54	6,77	8,95	0,32	0,76	8	-2,99	7,50	0,92	7,19	0,92	6,97	6,27	1,04	0,95
	qq	IRP	9	18,92	1,59	0,66	2,94	-0,19	6,78	12,61	0,40	0,42	7	19,62	1,67	0,81	2,95	-0,08	6,31	11,46	0,55	0,80
AREIA ARGILA SILT.	qq	IRP	116	17,16	3,38	0,45	3,89	0,45	5,31	11,79	0,56	0,50	100	15,24	2,99	0,75	3,45	0,73	4,47	6,99	0,75	0,70
	0 a 10		34	38,38	0,71	0,15	2,57	-0,29	6,40	19,03	0,23	0,19	29	21,62	1,43	0,38	2,50	-0,02	4,62	11,07	0,43	0,41
	10 a 15		36	29,20	1,49	0,39	2,29	0,30	3,74	19,31	0,32	0,35	31	6,61	1,89	0,54	2,06	0,54	2,69	12,06	0,42	0,51
	15 a 20		31	-4,28	5,73	0,56	5,63	0,56	5,12	3,67	1,03	0,75	27	6,54	3,54	0,95	3,69	0,95	4,25	4,50	0,93	0,81
	20 a 25		15	15,52	5,89	0,86	6,79	0,85	7,01	6,88	0,99	0,82	10	14,22	5,86	0,94	6,61	0,93	6,76	9,35	0,88	0,94
	qq	SPT	181	55,94	3,20	0,57	4,93	0,43	7,57	11,46	0,75	0,69	174	41,36	3,56	0,66	4,83	0,60	5,97	7,19	0,39	0,80
	0 a 10		26	72,90	-1,44	0,09	5,74	-0,27	14,73	24,97	0,13	0,07	23	26,38	1,81	0,19	4,30	-0,07	6,83	10,60	0,40	0,33
	10 a 15		30	21,19	3,22	0,71	4,87	0,59	5,53	9,49	0,74	0,82	21	9,56	4,60	0,93	5,44	0,91	5,71	8,02	0,84	0,95
	15 a 20		39	42,49	3,42	0,42	5,35	0,33	6,19	24,10	0,48	0,43	27	14,27	4,61	0,75	5,29	0,74	5,54	13,17	0,69	0,71
	20 a 25		44	124,14	0,86	0,21	4,80	-1,11	6,64	79,80	0,18	0,26	35	42,74	4,34	0,69	5,94	0,63	6,35	19,98	0,62	0,71
25 a 40		42	146,72	1,61	0,31	4,88	-0,41	6,83	53,91	0,36	0,43	32	76,96	3,53	0,73	5,38	0,59	6,28	25,89	0,57	0,73	
SILTE ARG. FC	qq	IRP	10	49,21	2,37	0,88	3,31	0,75	4,40	1,04	1,48	0,89	6	-37,30	6,17	0,98	4,73	0,95	4,30	1,24	1,40	0,98
	qq	SPT	10	-14,58	7,95	0,93	6,02	0,89	4,33	2,04	1,43	0,91	5	-1,83	3,89	0,95	3,58	0,95	3,49	3,29	1,03	0,95
SILTE ARGILA ARENOSO	qq	IRP	11	-46,53	7,00	0,82	5,06	0,78	4,16	1,26	1,37	0,82	8	-32,77	6,35	0,93	5,05	0,90	4,17	1,58	1,32	0,95
	qq	SPT	81	56,37	1,84	0,60	2,93	0,34	5,18	7,14	0,81	0,61	61	29,63	3,19	0,76	3,89	0,76	4,73	4,81	0,97	0,87
	0 a 15		30	35,56	0,64	0,23	2,36	-0,54	4,43	8,05	0,58	0,36	25	25,75	1,21	0,55	2,50	-0,22	3,72	6,55	0,71	0,63
	15 a 20		11	-15,35	6,01	0,75	5,39	0,74	5,50	13,10	0,67	0,72	7	41,43	2,28	0,77	4,46	-0,04	5,30	15,81	0,58	0,85
	20 a 25		12	148,72	-0,24	0,34	1,98	0,26	7,08	209,40	-0,13	0,51	6	153,43	-1,27	0,32	6,07	0,65	6,60	248,98	-0,23	0,35
	25 a 30		16	58,28	1,95	0,75	3,23	0,42	4,98	12,28	0,67	0,76	12	40,61	2,33	0,86	3,15	0,78	4,03	6,21	0,85	0,93
30 a 35		12	145,94	1,27	0,49	3,21	-0,58	5,11	31,56	0,47	0,32	6	75,80	2,58	0,90	3,57	0,81	4,43	23,65	0,55	0,79	
ARGILA	qq	SPT	60	3,85	5,95	0,65	6,29	0,69	6,36	3,95	0,92	0,66	51	-4,36	4,84	0,87	4,48	0,81	3,98	3,40	0,77	0,67
	0 a 10		13	0,93	4,53	0,47	4,80	0,47	5,07	4,13	0,75	0,64	11	2,69	2,25	0,65	3,07	0,57	4,52	4,16	0,73	0,77
	10 a 15		15	5,84	0,43	0,20	2,15	0,89	6,90	5,55	0,18	0,30	14	4,41	0,78	0,51	2,06	0,96	5,41	4,99	0,26	0,45
	15 a 20		22	11,45	4,94	0,47	6,02	0,46	5,61	0,47	2,03	0,74	18	-0,21	3,80	0,74	3,78	0,74	3,01	0,51	1,77	0,78

ANÁLISE GLOBAL

ANÁLISE PARCIAL

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)		(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		(11)	(12)	(13)		(14)	(15)	(16)	(17)	(18)		(19)	
				RP = a + bN						RP = cNd				RP = a + bN						RP = cNd			
NATUREZA DO SOLO	PROF. (m)	AMOSTRADOR	Nº GLOBAL	a	b	R	Kc	R	\bar{K}_a	c	d	R	Nº PARCIAL	a	b	R	Kc	R	\bar{K}_p	c	d	R	
ARGILA	20 a 25	IRP	10	33,11	4,92	0,57	6,85	0,49	8,85	1,26	1,62	0,73	9	13,19	5,79	0,69	6,54	0,68	6,13	0,60	1,86	0,85	
	qq		96	21,44	3,40	0,33	5,85	0,00	10,22	10,42	0,63	0,52	86	12,13	3,49	0,46	4,81	0,39	7,20	8,51	0,66	0,62	
	0 a 15		49	20,54	0,76	0,09	3,64	-0,25	10,30	12,20	0,27	0,23	45	13,01	1,27	0,33	3,04	-0,34	7,09	9,85	0,35	0,37	
	15 a 20		38	16,55	7,02	0,48	9,15	0,44	10,70	8,30	0,97	0,71	32	3,71	6,65	0,63	7,10	0,63	7,20	6,81	0,94	0,82	
20 a 35	9	43,82	1,00	0,14	4,07	-0,25	7,79	27,06	0,17	0,16	4	-18,39	13,26	0,73	9,09	0,69	8,58	7,09	1,09	0,64			
ARGILA ARENOSA	qq	SPT	132	8,93	5,06	0,72	5,62	0,71	6,55	6,08	0,92	0,69	96	0,69	5,55	0,84	5,51	0,84	5,72	6,86	0,88	0,82	
	0 a 10		16	14,40	2,44	0,43	4,35	0,03	7,45	5,70	0,82	0,58	9	19,01	3,36	0,62	5,75	0,28	8,88	11,81	0,70	0,87	
	10 a 15		41	29,49	1,47	0,29	4,22	-0,30	5,70	10,98	0,59	0,51	30	12,79	3,00	0,69	4,20	0,62	4,79	5,86	0,86	0,80	
	15 a 20		31	23,51	3,45	0,47	5,10	0,39	6,29	4,92	0,99	0,62	24	10,14	4,08	0,63	4,74	0,61	5,29	8,66	0,74	0,73	
	20 a 25		28	4,56	6,14	0,83	6,33	0,83	6,79	7,75	0,89	0,73	22	11,95	6,72	0,92	6,25	0,92	5,83	5,07	1,04	0,93	
	25 a 30		14	46,25	2,70	0,45	5,63	-0,15	8,06	9,02	0,33	0,43	8	52,60	2,35	0,62	5,09	-0,37	7,49	18,91	0,58	0,66	
	qq		IRP	173	34,10	1,98	0,37	3,95	-0,10	9,75	15,10	0,45	0,43	165	29,61	2,22	0,43	3,92	0,03	6,71	9,95	0,63	0,53
	0 a 5			28	10,40	1,90	0,58	2,63	0,50	4,31	5,77	0,62	0,53	23	6,43	2,06	0,67	2,48	0,64	3,11	3,76	0,81	0,74
	5 a 10			32	37,67	1,91	0,41	3,57	-0,07	17,12	22,14	0,31	0,39	29	28,24	2,31	0,53	3,54	0,38	7,27	13,31	0,50	0,50
	10 a 15			33	27,74	1,29	0,29	3,11	-0,27	9,72	14,00	0,37	0,36	28	19,13	1,35	0,44	2,86	-0,01	5,33	7,06	0,66	0,59
	15 a 20			40	38,28	1,82	0,27	4,88	-0,22	7,45	18,89	0,40	0,32	30	6,87	5,13	0,74	5,72	0,73	6,21	7,85	0,84	0,76
	20 a 25			23	77,96	-1,32	0,15	5,99	-0,73	12,40	75,07	-0,15	0,15	21	50,04	1,08	0,12	5,73	-0,29	7,91	33,04	0,21	0,19
25 a 30	16	123,64	-0,89	0,17	4,21	-1,15	6,97	124,16	-0,09	0,10	11	41,55	3,34	0,44	5,29	0,34	5,69	17,41	0,59	0,52			
ARGILA MUITO ARENOSA	qq	SPT	39	49,24	2,32	0,31	5,25	-0,12	8,58	33,45	0,23	0,30	36	27,33	3,42	0,60	5,03	0,51	6,13	15,07	0,58	0,54	
	10 a 15		13	21,52	7,26	0,53	5,49	0,52	5,37	4,35	1,05	0,48	8	14,18	3,49	0,57	4,70	0,53	4,89	11,46	0,62	0,53	
	15 a 20		14	3,03	4,99	0,81	5,15	0,81	5,23	5,89	0,93	0,75	9	19,17	3,96	0,96	4,88	0,92	5,41	7,70	0,86	0,89	
	20 a 30		12	87,67	0,19	0,02	5,26	-0,65	15,97	48,93	0,20	0,23	11	57,95	1,16	0,31	4,40	0,69	12,20	39,56	0,23	0,39	
	qq		IRP	35	25,98	2,96	0,57	4,00	0,51	6,36	9,31	0,70	0,75	30	12,33	3,11	0,75	3,59	0,73	4,34	5,31	0,86	0,85
	0 a 5			14	-0,55	2,84	0,93	2,82	0,93	3,15	3,92	0,86	0,91	10	-1,30	2,96	0,97	2,91	0,97	2,84	2,41	1,06	0,99
	5 a 10			10	36,11	3,02	0,55	4,26	0,49	5,57	9,21	0,71	0,78	8	16,37	3,59	0,80	4,12	0,79	5,08	8,41	0,78	0,92
10 a 20	11	20,20		6,29	0,67	7,65	0,64	11,17	16,06	0,68	0,76	7	41,89	5,33	0,52	7,93	0,44	9,74	20,22	0,65	0,80		
ARGILA SILTOSA	qq	SPT	114	8,29	1,03	0,37	1,68	0,11	6,37	6,78	0,28	0,37	110	6,35	1,17	0,47	1,67	0,36	4,18	5,75	0,37	0,48	
	0 a 10		22	8,29	-0,15	0,03	3,13	-0,67	6,87	6,36	0,07	0,07	21	6,56	0,47	0,11	3,03	-0,50	5,20	5,59	0,24	0,25	
	10 a 15		46	11,29	-0,27	0,11	0,72	-0,35	8,62	6,74	-0,02	0,02	44	7,13	0,07	0,07	0,69	-0,86	4,45	5,54	0,08	0,15	
	15 a 20		27	8,51	1,81	0,41	2,69	0,32	4,52	6,86	0,49	0,56	22	6,83	1,08	0,64	1,76	0,37	2,79	4,67	0,59	0,78	

ANÁLISE GLOBAL

ANÁLISE PARCIAL

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)		(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		(11)	(12)	(13)		(14)	(15)	(16)	(17)		(18)		(19)
NATUREZA DO SOLO	PROF (m)	AMOS TRADOR	Nº GLO-BAL	RP = a + bN		R	RP = KcN	R	RP = \bar{K}_G N	RP = cNd		R	Nº PAR-CIAL	RP = a + bN		R	RP = KcN	R	RP = \bar{K}_P N	RP = cNd		R	
				a	b		Kc		\bar{K}_G	c	d			a	b		Kc		\bar{K}_P	c	d		
ARGILA SILTOSA	20 a 25	IRP	19	8,74	1,51	0,65	1,99	0,59	2,99	5,21	0,64	0,77	13	3,87	2,03	0,82	2,23	0,82	2,65	3,33	0,85	0,93	
	qq		90	29,88	2,29	0,27	5,18	-0,10	8,62	10,00	0,69	0,63	78	20,10	2,61	0,39	4,48	0,19	6,70	10,19	0,62	0,70	
	0 a 10		13	14,17	4,50	0,51	6,70	0,40	10,87	11,80	0,67	0,80	9	1,83	7,92	0,95	8,23	0,94	9,93	10,48	0,84	0,97	
	10 a 15		16	10,64	1,69	0,37	3,46	-0,16	7,54	5,96	0,73	0,57	12	8,86	1,80	0,56	3,15	0,00	6,52	8,31	0,48	0,71	
	15 a 20		23	33,02	3,17	0,30	6,48	-0,04	8,55	10,95	0,69	0,46	16	-30,57	12,25	0,78	8,61	0,74	7,92	6,30	1,04	0,56	
	20 a 25		24	67,35	-0,96	0,12	4,26	-0,51	7,45	63,77	-0,12	0,12	21	38,95	0,37	0,13	3,30	0,57	4,94	36,02	0,06	0,12	
25 a 35	14	56,02	-0,35	0,03	6,14	-0,27	9,91	36,89	0,05	0,04	11	30,27	0,05	0,02	3,37	0,54	5,94	26,87	0,06	0,13			
ARGILA MUITO SILTOSA	qq	IRP	33	37,24	5,91	0,29	15,96	-0,23	25,42	36,65	0,21	0,19	26	18,74	11,96	0,60	16,87	0,54	20,51	25,58	0,63	0,62	
	10 a 15		19	44,47	3,17	0,11	23,43	-0,57	34,38	42,22	0,02	0,01	14	17,41	14,40	0,61	21,88	0,50	25,30	27,75	0,67	0,61	
	15 a 25		14	-27,21	19,99	0,48	13,98	0,46	13,26	4,88	1,56	0,59	10	13,26	17,91	0,67	13,48	0,65	12,70	5,72	1,51	0,82	
ARGILA SILTO ARENOSA	qq	SPT	373	27,02	2,67	0,49	3,85	0,40	5,92	6,34	0,81	0,66	348	15,56	3,02	0,66	3,68	0,63	4,48	4,16	0,94	0,76	
	0 a 5		16	2,57	2,33	0,75	2,63	0,74	3,04	3,33	0,80	0,71	11	4,66	2,07	0,81	2,56	0,77	3,07	3,13	0,94	0,89	
	5 a 10		32	14,38	3,82	0,38	5,77	0,31	6,51	3,41	1,19	0,65	28	4,79	4,02	0,56	4,66	0,55	4,71	2,70	1,22	0,74	
	10 a 15		138	18,17	2,28	0,54	3,31	0,45	4,77	5,67	0,78	0,66	115	10,07	2,69	0,72	3,25	0,69	3,70	3,30	1,00	0,87	
	15 a 20		93	34,72	2,52	0,56	3,68	0,46	5,70	7,60	0,76	0,62	86	20,33	2,90	0,70	3,57	0,67	4,22	3,90	0,96	0,75	
	20 a 25		55	39,86	3,33	0,29	5,49	0,19	8,27	17,59	0,51	0,45	51	2,57	4,86	0,64	5,00	0,64	5,34	7,73	0,79	0,67	
	25 a 30		34	66,57	1,53	0,33	3,79	-0,26	6,85	10,66	0,71	0,61	31	48,78	2,01	0,49	3,62	0,03	5,30	6,80	0,83	0,72	
	qq		IRP	321	18,59	4,21	0,57	5,08	0,55	6,53	5,18	0,93	0,76	307	10,61	4,38	0,64	4,87	0,63	5,37	4,42	0,97	0,79
	0 a 5			25	-3,49	2,49	0,56	2,32	0,56	2,33	3,07	0,73	0,49	19	-0,76	1,98	0,69	1,94	0,69	2,00	2,71	0,81	0,71
	5 a 10			29	25,20	1,86	0,45	2,81	0,27	5,83	5,08	0,88	0,82	27	16,19	2,05	0,59	2,64	0,52	4,64	4,57	0,88	0,86
	10 a 15			58	10,33	2,90	0,57	3,83	0,49	8,26	5,21	0,83	0,71	57	7,62	3,12	0,68	3,80	0,63	5,60	4,70	0,89	0,77
	15 a 20			56	30,46	4,08	0,41	6,00	0,38	7,65	9,88	0,73	0,51	47	19,20	3,87	0,63	5,03	0,59	6,06	9,05	0,76	0,71
20 a 25	94	-1,16		6,24	0,65	6,19	0,65	6,18	3,75	1,12	0,72	68	-6,69	6,11	0,82	5,81	0,82	5,67	5,64	0,98	0,85		
25 a 30	41	72,41	2,07	0,30	5,00	-0,15	6,71	4,62	1,01	0,54	31	45,34	3,00	0,53	4,76	0,40	5,52	5,25	0,98	0,78			
30 a 40	18	60,98	2,23	0,37	4,66	-0,05	5,79	46,62	0,24	0,22	16	6,23	4,99	0,68	5,25	0,68	5,27	4,65	1,02	0,69			
MUITO	qq	SPT	39	63,52	1,44	0,25	4,46	-0,30	6,07	28,39	0,36	0,27	29	32,32	3,49	0,69	5,13	0,59	5,85	12,29	0,70	0,64	
			IRP	26	-2,54	5,50	0,50	5,34	0,50	5,26	2,81	1,15	0,66	19	12,67	3,51	0,59	4,26	0,57	4,53	4,72	0,94	0,72
POUCO		SPT	10	37,23	3,49	0,34	6,70	0,07	7,50	20,68	0,43	0,25	8	24,88	4,12	0,67	6,18	0,56	6,83	17,54	0,56	0,45	

Coluna nºDesignação

pressão $R_p = c N^d$.

19 Coeficiente de correlação correspondente.

Obs.: Valores de R_p , resistência de ponta, em kgf/cm^2 e valores de N , índice de resistência à penetração em número de golpes para a cravação de 30 cm do amostrador.

I.8.2 - Análise dos Resultados

Com o objetivo de complementar e ilustrar o quadro resumo do item anterior, foram elaborados gráficos e tabelas que permitiram uma melhor visualização de alguns aspectos específicos.

As observações e conclusões - obtidas do quadro resumo, dos gráficos e tabelas complementares - foram grupadas em diversos itens, com finalidade meramente didática.

Pôde-se observar que:

I.8.2.1 - De modo geral, ou seja, sem distinção da natureza do solo, faixa de profundidade e tipo de amostrador:

1º - Para os três tipos de correlações efetuadas, os coeficientes de correlação encontrados foram, em sua gran_

de maioria, significativamente melhores na análise parcial dos dados do que na análise global dos dados, mostrando a eficiência do critério de seleção dos pontos apresentado no item I.7.

- 29 - Tanto na análise global como na análise parcial dos dados, os melhores coeficientes de correlação foram encontrados para a correlação linear sem passar pela origem e para a curva potencial (o que não poderia deixar de ser, já que ambas as correlações têm melhor flexibilidade do que a reta a qual se obriga a passar pela origem). Entretanto, a diferença entre os coeficientes de correlação das três funções analisadas diminuiu bastante na análise parcial dos dados, indicando uma maior aproximação das três correlações. Tal fato pode ser observado, de outra forma, notando a sensível redução dos valores de intercepto na origem -a- das retas do tipo $R_p = a + bN$, fazendo com que ficassem mais próximas da origem e, portanto, mais próximas das retas $R_p = K_c N$. O mesmo fato pode ser também observado pelo acréscimo significativo dos valores do expoente -d- das curvas potenciais do tipo $R_p = c N^d$, tornando-os mais próximos da unidade e, conseqüentemente, das retas $R_p = K_c N$, passando pela origem.

I.8.2.2 - Quanto à natureza dos materiais analisados:

- 1º - A semelhança verificada nos parâmetros obtidos nas correlações de uma argila muito arenosa e de uma areia muito argilosa parece indicar que um mesmo tipo de material pode ser grupado em ambas as classificações, dependendo do critério do sondador. Esse aspecto pode também ser observado, por exemplo, nos casos de areias muito siltosas, classificadas como siltes arenosos e areias muito argilosas, classificadas como argilas arenosas ou vice-versa. Em todos esses casos, os valores do coeficiente de correlação foram baixos, por certamente representarem, num mesmo grupo, solos de naturezas distintas.
- 2º - Não se observou tendência de menores coeficientes de correlação para os solos argilosos em comparação com os arenosos, como esperado. Uma possível explicação para tal ocorrência seria a não inclusão, na análise, de numerosos dados relativos a argilas moles, com índices de resistência à penetração do tipo P/d , sendo P o peso próprio do conjunto hastes + cabeça de bater + martelo (ou mesmo só o peso das hastes + cabeça de bater) e d a penetração.
- 3º - Não foi, também, observado nas correlações lineares do tipo $R_p = a + bN$, nas argilas, uma maior tendência a valores elevados do intercepto na origem.

49 - As diferentes classificações de natureza do material, grupadas em eixo horizontal em ordem decrescente do tamanho dos grãos, foram comparadas aos valores das correlações de duas maneiras distintas:

Na Figura I.12 estão indicados, no eixo vertical, os valores médios da relação $R_p/N(\bar{K})$, tanto para a análise global dos dados, \bar{K}_g , como para a análise parcial dos dados, \bar{K}_p .

Observa-se que os valores de \bar{K}_g e \bar{K}_p decrescem com a diminuição do tamanho dos grãos, como esperado. Tal variação, no entanto, não é muito sensível.

Na figura I.13 estão indicados, no eixo vertical, os valores ajustados da relação $R_p/N(K_c)$, tanto para a análise global dos dados, K_{cg} , como para a análise parcial dos dados, K_{cp} .

Pode-se observar, também, que os valores de K_{cg} e K_{cp} decrescem com a diminuição da granulometria, como esperado. Tal variação, no entanto, é ainda menos sensível.

I.8.2.3 - Quanto ao efeito da profundidade

19 - No anexo 2 estão representados, em gráficos, as variações da média dos valores individuais de R_p/N , \bar{K} , e do valor ajustado de R_p/N , K_c , com a profundidade, para cada tipo de solo e amostrador, tanto para a análise global dos dados (segmentos de reta em linha cheia)

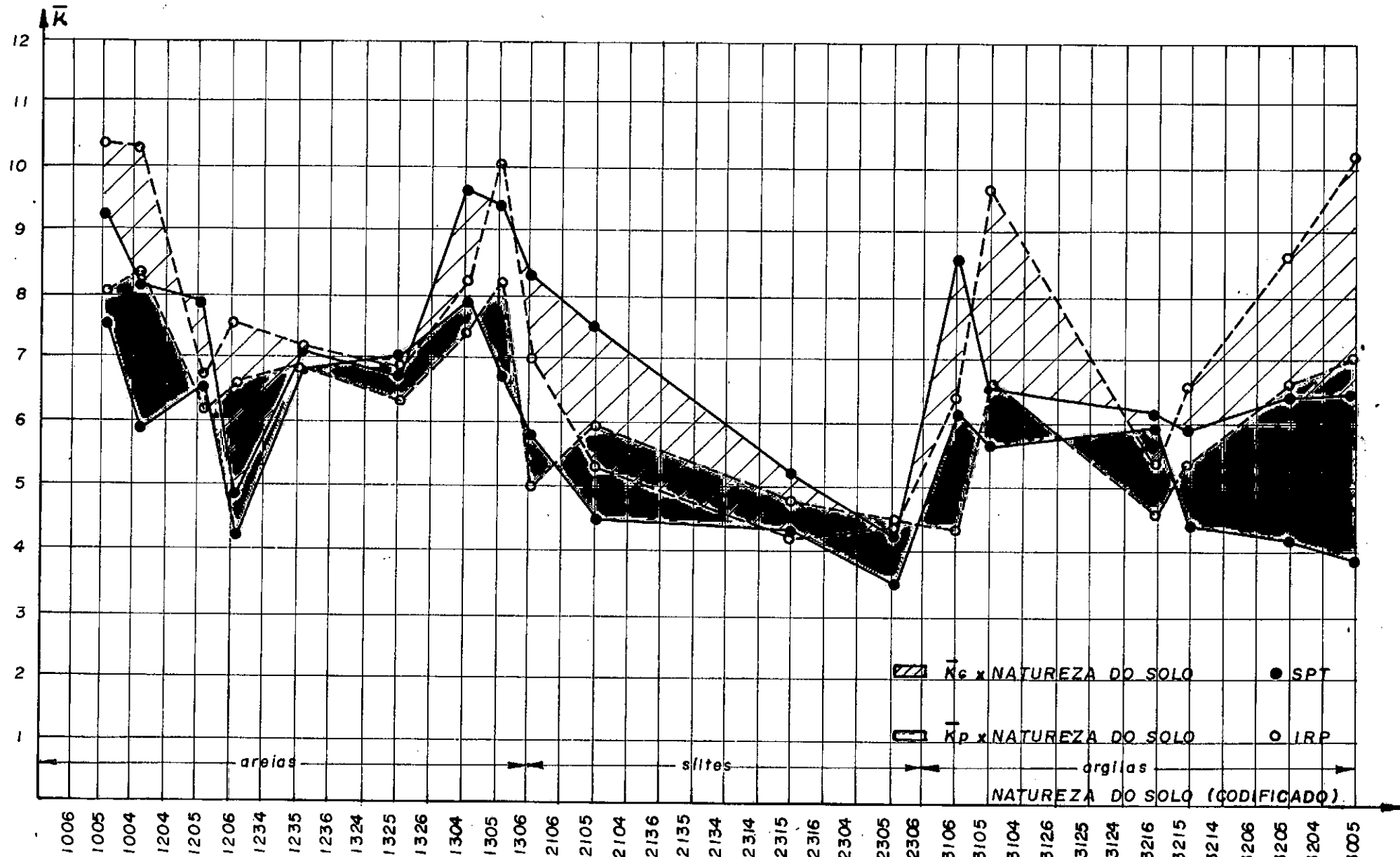


Fig. I.12 - Variação de \bar{K}_g (média dos valores individuais de K , pela análise global dos dados) e \bar{K}_p (média dos valores individuais de K , pela análise parcial dos dados) com a granulometria do material.

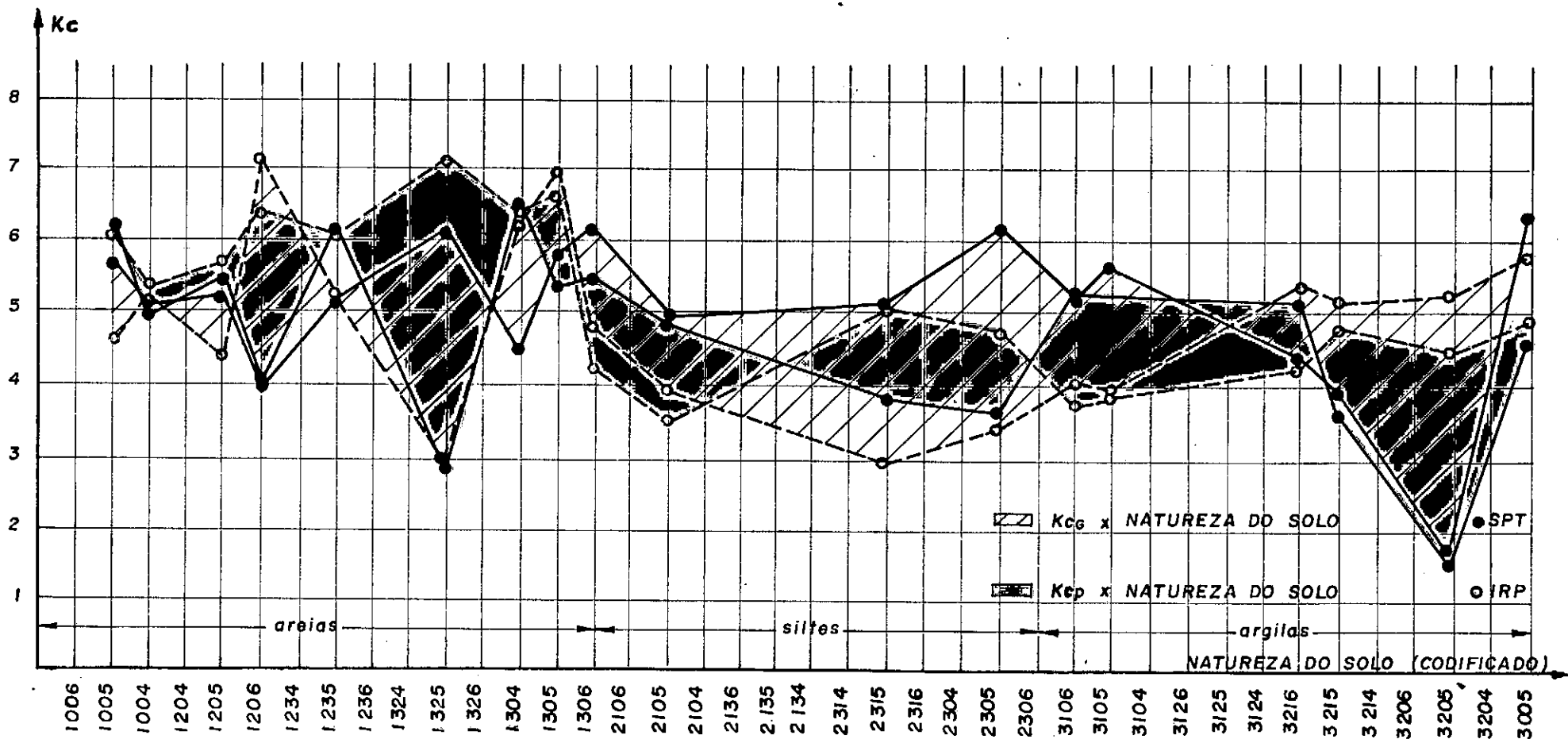


Fig. I.13 - Variação de K_{cg} (valor do coeficiente angular da reta ajustadora que passa pela origem pela análise global dos dados) e K_{cp} (valor do coeficiente angular da reta ajustadora que passa pela origem, pela análise parcial dos dados) com a granulometria do material.

como para a análise parcial dos dados (segmentos de reta em linha pontilhada). Estão também indicados os valores de \bar{K} e K_c , tanto para a análise global dos dados (linha cheia grossa), como para a análise parcial dos dados (linha pontilhada grossa), sem distinção de profundidade. Observa-se que a variação, seja de \bar{K} , seja de K_c , com a profundidade, é função da natureza do material. A forma de se expressar essa variação não é imediata, uma vez que seu comportamento é aleatório, não apresentando nenhuma uniformidade ou mesmo tendência. Assim, não foi possível estabelecer nenhuma lei de variação, seja de \bar{K} , seja de K_c , com a profundidade.

- 29 - Os gráficos do anexo 2 revelam também que, de modo geral, os valores de K_c são bem menos susceptíveis de variações com a profundidade que os valores de \bar{K} .

I.8.2.4 - Quanto à comparação entre os valores de \bar{K} e K_c

- 19 - Os valores das médias calculadas para a relação $K = R_p/N$ (valores de \bar{K}) foram, na grande maioria dos casos, superiores aos do coeficiente angular da reta de correlação $R_p = K_c N$. Entretanto, enquanto na análise global esta diferença foi mais acentuada, na análise parcial dos dados passou a ser reduzida.

- 29 - Os valores de \bar{K} foram, para todos os tipos de solos a nalisados, em quase todas as faixas de profundidades, maiores na análise global (por vezes muito maiores) do que na análise parcial dos dados. Naturalmente, também, os valores de \bar{K} , sem distinção de profundidade, foram maiores (e às vezes bem maiores) na análise global do que na análise parcial dos dados. Já os valores de K_c mostraram uma diferença bem menor - salvo exceções - entre os valores obtidos nas análises global e parcial dos dados, tanto por faixas de profundidade como sem distinção de profundidade, sem nenhuma tendência de valores maiores ou menores de uma análise para a outra.
- 39 - Observa-se, também, diretamente do quadro resumo e dos gráficos do anexo 2 que, quando da análise parcial, há uma razoável proximidade dos valores de \bar{K} e K_c , ou seja, eliminando os dados julgados menos representativos, o valor de \bar{K} , média dos valores individuais de K , se aproxima do valor ajustado K_c . Esta constatação é também uma indicação da validade do critério de seleção dos dados.
- 49 - Pôde-se constatar portanto que, sob todos os aspectos considerados, os valores de K_c foram mais estáveis, ou seja, menos susceptíveis a variações que os valores de \bar{K} . Tal conclusão é atribuída ao fato de que os valores de K_c foram obtidos com maior rigor estatístico (pois são provenientes de correlação en

tre duas variáveis, R_p e N) do que os valores de \bar{K} (oriundos de distribuição de apenas uma variável, R_p/N). Sugere-se, assim, para efeitos práticos, empregar os valores de K_c (e não de \bar{K}), com todos os cuidados na comparação com valores obtidos de outros autores. Esse aspecto será discutido, com maiores detalhes, no item I.8.4.

I.8.2.5 - Quanto ao tipo de amostrador

As diferenças entre os valores do índice de resistência à penetração dos amostradores SPT e IRP foram estudadas por MACHADO E MAGALHÃES⁴⁶ e DE MELLO, SOUTO SILVEIRA E QUARESMA³², com todo o rigor estatístico, a partir dos resultados de sondagens próximas executadas com auxílio de cada um dos amostradores.

Neste trabalho, o procedimento adotado foi o seguinte: de posse dos valores de K ajustados, K_c , e da média dos valores individuais de K , \bar{K} , comparou-se os índices de resistência à penetração dos dois amostradores pela confrontação direta entre os valores da relação R_p/N , da seguinte forma:

$$R_p = K_{SPT} \cdot N_{SPT} = K_{IRP} \cdot N_{IRP}$$

$$N_{SPT} = \frac{K_{IRP}}{K_{SPT}} \cdot N_{IRP} \quad (I.11)$$

A seguir encontra-se o quadro com os valores da relação N_{SPT}/N_{IRP} com base nos valores de K_c e \bar{K} , tanto pela análise global como pela análise parcial dos dados.

Observa-se que a relação N_{SPT}/N_{IRP} é função da natureza do material e que, em termos médios, se confirmou, neste trabalho, as conclusões de DA COSTA NUNES E FONSECA²⁰ de que a correlação entre a resistência de ponta do "diepsondering" e a resistência à penetração do amostrador apresenta-se, para cada tipo de solo, sem diferenças muito acentuadas para as sondagens de 2" e 2 1/2" até 30 golpes/30 cm, tendo em vista o caráter estatístico do trabalho.

Embora os valores da relação N_{SPT}/N_{IRP} aqui estabelecidos tenham sido obtidos indiretamente enquanto os autores acima citados os determinaram diretamente, algumas conclusões podem ser extraídas de sua comparação:

- 1º - Valores próximos de 1 foram encontrados para a relação N_{SPT}/N_{IRP} para areias e valores até próximos de 2 para argilas, em conformidade com MACHADO E MAGALHÃES⁴⁶.
- 2º - O valor médio da relação N_{SPT}/N_{IRP} , sem distinção de material, é de cerca de 1,05, enquanto MACHADO E MAGALHÃES⁴⁶ chegaram a 1,7 e DE MELLO, SOUTO SILVEIRA E QUARESMA³² a 1,62.

trados para argilas arenosas e pouco arenosas são muito baixos, possivelmente em consequência da falha na classificação dada ao material que poderia ser melhor grupado como areia argilosa.

EFEITO DAS DIFERENÇAS ENTRE OS AMOSTRADORES

Natureza do Solo	Relação N_{SPT}/N_{IRP}			
	Análise Global		Análise Parcial	
	$\frac{N_{SPT}}{N_{IRP}} = \frac{K_C, IRP}{K_C, SPT}$	$\frac{N_{SPT}}{N_{IRP}} = \frac{\bar{K}_{IRP}}{\bar{K}_{SPT}}$	$\frac{N_{SPT}}{N_{IRP}} = \frac{K_C, IRP}{K_C, SPT}$	$\frac{N_{SPT}}{N_{IRP}} = \frac{\bar{K}_{IRP}}{\bar{K}_{SPT}}$
Areia fina	1,01	1,26	1,05	1,41
Areia média	0,79	1,13	0,97	1,05
Areia siltosa	0,82	0,84	1,01	0,91
Areia pouco argilosa	1,39	0,84	0,99	0,93
Areia argilosa	1,18	1,07	1,25	1,23
Silte arenoso	0,79	0,70	0,71	0,75
Silte argilo arenoso	1,73	0,80	1,30	0,88
Argila	0,93	1,61	1,07	1,81
Argila arenosa	0,70	1,49	0,71	1,17
Argila pouco arenosa	0,76	0,74	0,71	0,71
Argila silto arenosa	1,32	1,10	1,32	1,20
Sem distinção	1,04	1,05	1,01	1,10
	c.v.=0,33	c.v.=0,30	c.v.=0,23	c.v.=0,32

c.v. - coeficiente de variação

I.8.3 - Comparação das Correlações Obtidas com os Valores Existentes na Bibliografia

Neste item, os valores obtidos no quadro resumo são comparados àqueles indicados pela bibliografia.

Ressalte-se, neste particular, a importância da maneira pela qual foram efetuadas as correlações pelos diversos autores ou, em outras palavras, quais os processos estatísticos empregados e qual o rigor adotado na aplicação de tais processos.

Exemplificando, a correlação típica entre os valores de R_p , resistência de ponta, e N , valor do índice de resistência à penetração, é do tipo $R_p = KN$. O valor de K , entretanto, pode ser obtido de duas maneiras distintas:

- 1.^a - Realizando a correlação linear - pelo método dos mínimos quadrados, por exemplo - obrigando que a reta passe pela origem. Os valores de K , neste caso, correspondem aos valores de K_c obtidos neste trabalho.
- 2.^a - Calculando simplesmente a média dos valores obtidos para a relação R_p/N . Os valores de K , neste caso, correspondem aos valores de \bar{K} do presente trabalho.

Enquanto o primeiro processo representa uma correlação estatística entre duas variáveis, o segundo representa uma distribuição normal de uma única variável, R_p/N , onde a média, \bar{K} , designa o valor mais freqüente.

A análise elaborada de maneira distinta, com o mesmo conjunto de dados, resultará em valores distintos de K . Tal asserção pode ser confirmada através da observação dos valores de K_c e \bar{K} indicados no quadro resumo do item I.8.1.

Os comentários acima dizem respeito à crítica que pode ser feita à falta absoluta de informações quanto aos processos estatísticos empregados nas correlações indicadas pela maioria dos estudos versando sobre o tema. Supõe-se que os valores da relação R_p/N , para a maioria dos trabalhos, refiram-se a valores de \bar{K} e não de K_c .

Por esses motivos, não houve uma preocupação de se estabelecer comparações com todas as publicações sobre o assunto. Comparações foram feitas apenas com os trabalhos mais clássicos, enfatizando aqueles em que, pelo menos aparentemente, houve um certo rigor do ponto de vista estatístico.

Os resultados de MEYERHOF^{51,53}, por exemplo, situam-se próximos da tendência observada na figura I.13, para os valores ajustados de R_p/N . Os valores de MEYERHOF^{51,53}, $R_p = 4N$, para solos arenosos, e $R_p = 2,5$ a $3,0N$, para solos coesivos, são ligeiramente conservativos quando comparados aos resultados encontrados nesta tese, que são da ordem de $R_p = 5,5N$ para solos arenosos e $R_p = 3,5N$ para solos argilosos, para os valores ajustados de R_p/N (figura I.13).

Os resultados de MARTINS E FURTADO⁴⁸ também se assemelham aos de MEYERHOF^{51,53}.

A asserção de MARTINS E FURTADO⁴⁸ de que a relação R_p/N diminui com o aumento da compacidade foi confirmada, nes

te trabalho, através da correlação potencial. O expoente inferior a 1 para a função $R_p = a N^b$ indica que o valor de N cresce mais rapidamente do que o valor de R_p , ou seja, a relação R_p/N decresce quando N cresce, que é o mesmo que dizer que a relação R_p/N diminui com o aumento da compacidade.

Essa mesma afirmação de que os valores de R_p/N diminuem com o aumento da densidade relativa foi feita por NARAHARI E AGGARWAL⁵⁶. Os valores recomendados pelos autores também situam-se próximos dos valores observados na figura I.13: $R_p/N=6$ para areias e solos arenosos e 2 para solos argilosos.

Os valores de SCHMERTMANN⁶⁶ também se situam próximos dos valores da figura I.13, embora sejam um pouco mais conservativos.

Os resultados de DA COSTA NUNES E FONSECA²⁰, com exceção do valor de $K = 10$ para areias, também confirmam, aproximadamente, os resultados da figura I.13. O valor de $K = 10$ para areias não é encontrado por nenhum outro autor, a menos que a percentagem de pedregulhos seja acentuada, como ressalta SCHMERTMANN⁶⁶. Há que se salientar que os valores dos coeficientes de correlação de DA COSTA NUNES E FONSECA²⁰ são bem próximos da unidade, uma vez os dados terem sido previamente selecionados e apenas considerados aqueles de camada muito bem caracterizada.

Os resultados de ALONSO¹ se encontram, também, de modo geral, dentro da faixa da figura I.13 para um mesmo tipo

de material.

Aos resultados de AOKI E VELLOSO⁴, que interpolaram os resultados de DA COSTA NUNES E FONSECA²⁰, vale também o comentário sobre o elevado valor de K para os solos arenosos quando comparados aos demais autores.

I.8.4 - Comentários Finais e Sugestões quanto ao Emprego das Correlações

Os valores indicados no quadro resumo do item I.8.1 representam os valores obtidos das diversas correlações, sem a preocupação de arredondá-los ou grupá-los para tornar sua utilização mais imediata às aplicações práticas.

Dos itens anteriores, principalmente quando da análise das figuras I.12 e I.13, observa-se que, em termos médios, a variação, seja de \bar{K} , seja de K_c , com a natureza do material, é bem pouco sensível, evidenciando uma ligeira diminuição desses valores com a redução da granulometria.

Ilustrando esta observação, as figuras I.12 e I.13 serviram de base à elaboração das figuras I.14 e I.15, onde estão traçadas curvas médias entre os valores discretos (das correlações de todos os tipos de solos) obtidos das diversas análises (quadro resumo do item I.8.1).

Da fig. I.14, obteve-se duas curvas médias. A curva - supe-

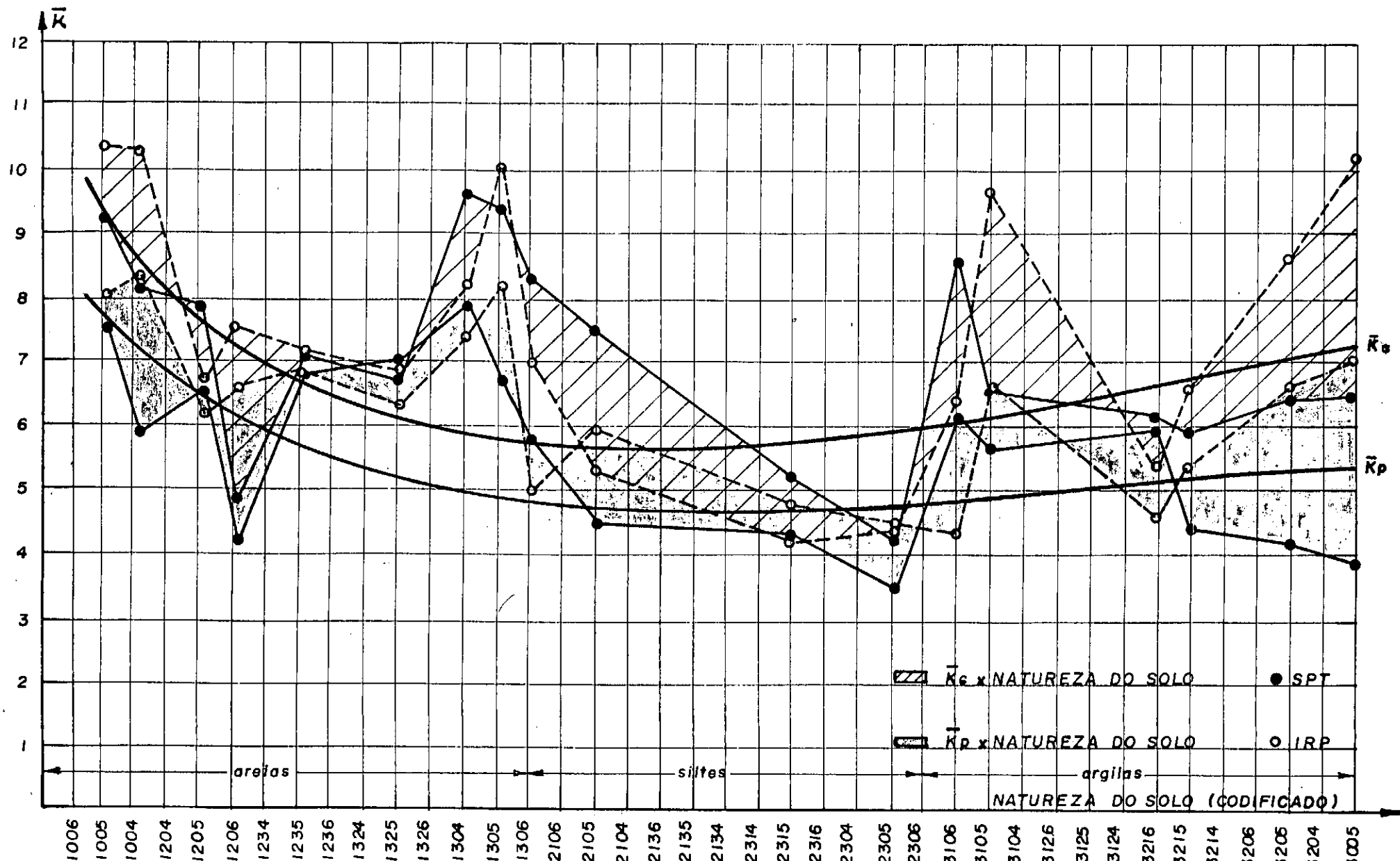


Fig. I.14 - Curvas simplificadas da variação de \bar{K}_s (média dos valores individuais de K , pela análise global dos dados) e \bar{K}_p (média dos valores individuais de K , pela análise parcial dos dados) com a granulometria do material.

rior, designada por \bar{K}_G , indica a tendência do trecho hachurado, que representa os valores médios de K , designados por \bar{K} , na análise global dos dados, tanto para os valores obtidos do SPT - pontos cheios e curva contínua - como para os valores obtidos do IRP - pontos vazados e curva pontilhada. A curva inferior, designada por \bar{K}_p , indica a tendência do trecho sombreado, que representa os valores médios de K , designados por \bar{K} , na análise parcial dos dados, tanto para os valores obtidos do SPT - pontos cheios e curva contínua - como para os valores obtidos do IRP - pontos vazados e curva pontilhada. As duas curvas da figura I.14 apresentaram-se aproximadamente paralelas para toda a faixa de variação da granulometria.

Para cada grupo englobando, distintamente, as faixas de areias, siltes e argilas, observa-se que há tendência também de curvas distintas para cada faixa, com uma ondulação característica, indicando, possivelmente, que solos com diferentes classificações nas sondagens podem ter curvas granulométricas parecidas.

Da figura I.15, obteve-se apenas uma curva média, pois os valores de K_G não apresentaram variação sensível quando se passou da análise global dos dados para a análise parcial dos dados. Esta curva média indica a tendência tanto do trecho hachurado - representando o valor de K_G na análise global dos dados para os valores do SPT (pontos cheios e curva contínua) e valores do IRP (pontos vazados e curva pontilhada) - como do trecho sombreado - representando o valor de K_G na análise parcial dos dados para os valores do SPT (pontos cheios e curva contínua) e valores do IRP (pontos vazados e curva pontilhada).

A curva da fig. I.15 apresenta como vantagens em relação às curvas da figura I.14 a unicidade de tendência de comportamento, além de ter sido obtida através dos valores de K_c , que representam o real ajustamento entre as duas variáveis (N e R_p).

Desta curva, poder-se-ia obter valores de K para cada grupo de natureza de material ou faixa granulométrica. Entretanto, os diversos pontos dos gráficos têm confiabilidade distintas, pois são oriundos de correlações estabelecidas com diferentes números de dados.

Assim, de modo a se poder sugerir valores de K com a maior confiabilidade possível, além da tendência indicada na fig. I.15, observou-se também os valores discretos daqueles casos onde se dispunha de um maior número de dados, obtidos da análise parcial e para valores do SPT que é, hoje, praticamente, o único amostrador empregado.

Procurou-se ter em mente, ainda, a maneira pela qual as classificações dos solos são feitas na prática das sondagens, de forma a melhor grupar os diversos tipos de solos.

Sugere-se, assim, os valores indicados na fig. I.16, válidos para a estimativa da resistência de ponta, na ausência do ensaio de "diepsondering". É claro que tais valores estão longe de reproduzirem particularidades intrínsecas de cada local, de cada depósito e de cada formação. Tais indicações não invalidam, pelo contrário, alertam, da necessidade de execução do "diepsondering" sempre que o porte da obra, ou a natureza do problema em análise,

o exigir.

Natureza do Solo	Sugestão para Emprego de K da Relação $R_p = KN$
Areia	6,0
Areia siltosa , argilosa , silto argilosa ou argilo siltosa	5,3
Silte, silte arenoso, argila arenosa	4,8
Silte areno argiloso, argilo arenoso, argila silto arenosa, areno siltosa	3,8
Silte argiloso	3,0
Argila, argila siltosa	2,5

Fig. I.16 - Valores sugeridos de K.

- N é a média do número de golpes entre os 30cm iniciais e os 30cm finais da cravação do amostrador padrão.
- Os valores de K foram obtidos através dos valores ajustados, K_c .
- Os valores indicados estão longe de reproduzirem particularidades intrínsecas de cada local, de cada depósito e de cada formação.

CAPÍTULO II

APLICAÇÃO DAS CORRELAÇÕES ENTRE O PENETRÔMETRO ESTÁTICO E O DINÂMICO À DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

II.1 - INTRODUÇÃO

Tão numerosas são as aplicações de correlações a problemas usuais de Mecânica dos Solos e Fundações e tão freqüente é o seu emprego que é difícil imaginar que exista quem não as tenha utilizado, com proveito, para o projeto de uma fundação ou obra de terra, inúmeras vezes.

Constituem as correlações, em última análise, a sensibilidade, traduzida em números, da experiência do engenheiro.

É extremamente vantajosa a utilização das correlações, - e, portanto, da experiência - obtidas por diversos especialistas, além das nossas próprias, para a resolução dos problemas que o dia-a-dia oferece.

É essencial, entretanto, conhecer as condições e premissas em que foram estabelecidas e em que se basearam as correlações, por cada um dos especialistas, de forma a realmente definir os limites de validade e utilização de cada uma das correlações.

No caso de correlações entre o penetrômetro estático e o dinâmico, objeto do presente trabalho, seu estudo é de grande validade, uma vez que existem muitos métodos semi-empíricos, os quais empregam resultados de um e de outro ensaio para o projeto de fundações rasas e profundas, abrangendo não só a aplicação do cálculo de capacidade de carga como também a determinação de recalques para cargas determinadas ou de cargas admissíveis para recalques pré-estabelecidos.

Como exemplo da determinação da capacidade de carga de fundações diretas empregando correlações entre o "standard penetration test" e o "diepsondering", MEYERHOF⁵³ fornece as seguintes expressões:

$$q_{rup} = q_o (1 + D/B), \quad (II.1)$$

onde:

q_{rup} - é a capacidade de carga na profundidade D.

q_o - é a capacidade de carga na superfície.

$$q_o = \frac{NB}{10} = \frac{4NB}{40} = \frac{q_c B}{40} \quad (\text{em tons/sq.ft} \approx \text{Kgf/cm}^2), \quad (II.2)$$

onde:

N - é o índice de resistência à penetração (SPT).

B - é a largura da sapata em pés.

q_c - é a resistência de ponta do "diepsondering" em (tons/sq.ft \approx kgf/cm²)

Com fator de segurança igual a 3, tem-se:

$$q_s = \frac{q_{rup}}{3} = \frac{q_c}{120} B(1 + D/B) \quad (II.3)$$

As expressões acima são válidas para areias puras. Para areias siltosas, a capacidade de carga fornecida nas equações acima deve ser reduzida à metade enquanto que, para misturas de areias com pedregulhos, estes valores devem ser multiplicados por 2.

A pressão admissível, q_a , pode ser inferior à pressão de segurança q_s se o recalque sob a sapata é excessivo. TERZAGHI e PECK⁷³ sugerem que um recalque diferencial de 2cm pode ser suportado pela maioria das estruturas usuais e que este valor não deverá ser ultrapassado se o recalque absoluto é da ordem de 2,5cm.

A pressão admissível, de acordo com MEYERHOF⁵³, é da ordem de:

$$q_a = \frac{N}{8} \text{ (tons/sq.ft } \cong \text{ kgf/cm}^2\text{)} \text{ para } B \leq 1,20\text{m.} \quad (II.4)$$

$$q_a = N(1 + 1/B)^2/12 \text{ (tons/sq.ft } \cong \text{ kgf/cm}^2\text{)} \text{ para } B > 1,20\text{m.} \quad (II.5)$$

$$q_a = N/10 = q_c/40, \text{ independentemente de } B. \quad (II.6)$$

BOWLES¹⁴ verificou que estas expressões são por de mais conservativas e propôs sua majoração em cerca de 50%.

TERZAGHI E PECK⁷³ apresentaram um gráfico para a estimativa da pressão admissível de fundações diretas em areias secas, com base nos resultados do "standard penetration test" . Este gráfico fornece a relação entre o índice de resistência à penetração, a largura da sapata em pés e a pressão em tons/sq. ft (\approx kgf/cm²) para um recalque de uma polegada.

TENG⁷² apresentou, em forma de equação, os resultados obtidos por TERZAGHI E PECK⁷³ como:

$$q_{adm} = 720 (N-3) \left(\frac{B+1}{2B}\right)^2 W'K_d, \text{ em psf, onde: } \quad (II.7)$$

q_{adm} - é o acréscimo de pressão admissível para um recalque de 1".

N - é o índice de resistência à penetração.

B - é a largura da sapata em pés.

W' - é o fator de redução do nível d'água.

K_d - é o fator de profundidade.

BAZARAA¹² desenvolveu um novo gráfico, semelhante ao de TERZAGHI E PECK⁷³, a partir de correlações entre o "standard penetration test" e ensaios de placa executados no mesmo local. Numa outra etapa, BAZARAA¹² correlacionou, também, os resultados dos ensaios de placa com o comportamento real de estrutu

ras. Diversos gráficos foram obtidos quando essas duas correlações foram combinadas, de diversas maneiras.

BARATA^{5,6,7,9,10,11} estudou o assunto de recalques de fundações superficiais em solos não saturados, tendo sido certamente o primeiro pesquisador a empregar o "diepsondering" com tal finalidade. Estabeleceu, a partir de ensaios de placa, uma expressão entre E_z (módulo de placa) e a resistência de ponta do cone (q_c):

$$E_z = a q_c \quad , \quad (II.8)$$

sendo a denominado por BARATA^{5,6,11} de coeficiente de Buisman. Foram determinados valores de a para diversos tipos de solo, sobretudo solos residuais. O autor emprega, para o cálculo dos deslocamentos, expressões oriundas da Teoria da Elasticidade.

A expressão (II.8) pode ser empregada a partir de dados de sondagens a percussão, desde que se faça $q_c = nN$, sendo n o coeficiente de ajustamento, função do tipo de solo e N o índice de resistência à penetração (SPT), sendo q_c em kgf/cm^2 .

SCHMERTMANN⁶⁶ desenvolveu um método para o cálculo de recalques de fundações superficiais em areias. Baseado na Teoria da Elasticidade, testes em modelos e resultados de aplicação do Método dos Elementos Finitos, o autor estabeleceu um diagrama simplificado do que chamou de Fator de Influência da Deformação Vertical (I_z). SCHMERTMANN⁶⁶ sugeriu, ainda, alguns fatores corretivos na aplicação da fórmula do cálculo de recalques

ques. O módulo de deformação, que é chamado pelo autor de "módulo equivalente de Young para a compressão vertical estática da areia" (E_s) é relacionado com a resistência de ponta do cone holandês (q_c) pela expressão

$$E_s = 2 q_c \quad . \quad (II.9)$$

Considerou SCHMERTMANN⁶⁶, ainda que, embora seja mais desejável e certamente conduza a um projeto mais econômico a determinação direta de q_c , é possível o emprego de valores da relação q_c/N a serem usados na falta do ensaio de cone holandês, valores estes constantes do item I.4.

Vale ressaltar que os valores apresentados por SCHMERTMANN⁶⁶ da relação q_c/N teriam sido determinados semelhantemente aos valores de \bar{K} no presente trabalho (e não de K_c). Tal procedimento, conforme comentado no item I.8.2.4, não constitui a melhor prática na determinação da relação entre q_c (ou R_p) e N , uma vez que provém de distribuição de apenas uma variável (q_c/N) e não do estabelecimento de correlação entre as duas variáveis, q_c e N , o que consistiria num tratamento estatístico mais rigoroso.

Recentemente, Carla Sutter N. Andrade apresentou uma revisão dos métodos de previsão de recalques a partir de ensaios de penetração estática e dinâmica².

2. Carla Sutter N. ANDRADE., COPPE-UFRJ, Tese de M.Sc., Engenharia Civil, 1982.

O emprego das correlações para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas será analisado a seguir, e de modo mais detalhado, nos itens subsequentes.

Para a determinação de recalques de fundações profundas, a distribuição de pressões no solo é feita tomando-se uma sapata equivalente a certa profundidade ou através da integração, teórica ou numérica, das equações de MINDLIN⁵⁵ (AOKI E LOPES³, GEDDES⁴⁰, POULOS⁶¹, POULOS E DAVIS⁶²). O módulo de elasticidade do solo, no entanto, sugerido por diversos autores, varia dentro de uma ampla faixa, carecendo de estudos mais profundos. A causa do desconhecimento de valores mais reais do módulo de elasticidade do solo é devida, entre outras, ao efeito psicológico que a medição de recalques origina pois, via de regra, só é procedida, na prática, em situações extremas, muitas vezes só após já terem sido tomadas medidas de emergência. O controle sistemático dos recalques com a medição das cargas atuantes, se feito de forma mais abrangente, já teria resultado na revisão da metodologia de projeto baseada no comportamento de obras semelhantes, já que esta prática deve conduzir a resultados por demais conservativos.

O emprego de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica também é útil para a fixação de parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos para aplicação a problemas de obras de terra.

Para complementar, vale ressaltar que a maior utilização dos ensaios de campo em relação aos ensaios de laboratório é devida mais às limitações decorrentes dos resultados obtidos dos ensaios de laboratório do que propriamente aos grandes méritos dos resultados dos ensaios de campo.

Visando enumerar alguns daqueles problemas, pode-se citar (LACERDA⁴⁴, WERNECK E ERLICH⁸⁶):

- 1º - A dificuldade de obtenção de amostras indeformadas de boa qualidade, principalmente de solos de elevada resistência; no caso de solos granulares como areias, areias pedregulhosas, etc., a dificuldade é ainda maior.
- 2º - Os cuidados necessários quando do transporte da amostra, de forma a não danificar a estrutura do solo e, conseqüentemente, alterar sua resistência e compressibilidade.
- 3º - Os cuidados necessários quando do manuseio da amostra para moldagem dos corpos de prova, também de forma a não danificar a estrutura do solo. Muitas vezes é importante se ensaiar corpos de prova de maiores dimensões, que são menos influenciados por amolgamentos decorrentes justamente dos processos de retirada de amostras, transporte e manuseio.
- 4º - A representatividade da amostra na camada de solo a ser estudada.
- 5º - A reprodução do estado de tensões existentes in situ.
- 6º - A reprodução do caminho de tensões a acontecer no campo, em decorrência dos carregamentos.

No caso de fundações em estacas, algumas particularidades agravam estes problemas, notadamente:

- 1ª - O número elevado de camadas de solo atravessadas pelas

estacas, na grande maioria dos casos e, conseqüentemente, a necessidade de um número muito elevado de amostras.

- 2ª - A variação do perfil geotécnico (em planta) e a necessidade, também, de grande número de amostras de forma a se ter boa representatividade dos diversos tipos de solo.
- 3ª - A modificação do estado de tensões inicial do solo, de corrente do processo de instalação das estacas, sendo tanto maior quanto mais próxima da estaca. A consideração teórica da maneira pela qual esta modificação influencia a capacidade de carga da estaca parece extremamente difícil de ser realizada.
- 4ª - A dificuldade (ou a dúvida) de se proceder a uma análise em termos de pressões totais ou pressões efetivas. A liado a este fato, é bom lembrar que a cravação de estacas, sobretudo em solos argilosos, pode aumentar consideravelmente a pressão neutra existente, etc.

A realização de provas de carga preliminares constitui, naturalmente, o meio mais eficiente de determinação da capacidade de carga de estacas. Entretanto, o fator econômico limita sua utilização a obras de grande porte. Na ausência de provas de carga e pelos motivos anteriormente expostos, o procedimento mais adequado parece ser o uso de ensaios de campo.

Dentre os ensaios de campo, o pressiômetro é ainda pouco empregado no Brasil. O ensaio de cone holandês ("diepsondering") é de grande interesse, naturalmente, por ter sido desenvolvido com a finalidade de reproduzir o comportamento de uma estaca. Entretanto, este ensaio só fornece valores de resistência, sendo imprescindível a caracterização dos solos atravessados - e portanto a necessidade de furos de sondagem - já que solos que apresentem os mesmos valores de resistência no "diepsondering", mas cuja estrutura e granulometria sejam diferentes, deverão apresentar comportamentos distintos quando submetidos a carregamentos.

O casamento mais feliz para a determinação da capacidade de carga de estacas parece ser, assim, o uso de sondagens à percussão e do "diepsondering", que forneceriam elementos - resistência do "diepsondering" e tipo de solo, da sondagem - para a determinação de valores de atrito lateral e resistência de ponta para cada tipo de estaca (ou processo de execução). Os referidos valores seriam aferidos através da realização de provas de carga e utilizados em fórmulas semi-empíricas.

Uma questão que surge é a da utilização direta das sondagens à percussão, dispensando-se o "diepsondering". Serão enunciadas, rapidamente, algumas das vantagens da obtenção dos dados através do "diepsondering" em relação ao N(SPT) das sondagens à percussão.

15) - O "diepsondering" é um ensaio estático que busca simular o comportamento de uma estaca, enquanto o N(SPT) é um índi

ce dinâmico, quase nada apresentando de semelhante em relação ao comportamento de uma estaca.

- 2ª - A maneira (estática) e o equipamento para realizar o ensaio de cone holandês o torna muito menos susceptível de variações com o operador do que a sondagem à percussão, onde a altura de queda, contagem do número de golpes, etc., tornam o ensaio extremamente sensível ao elemento humano que o conduz.
- 3ª - Um número reduzido de firmas (e especializadas) realiza o ensaio de "diepsondering", enquanto inúmeras empresas já executam sondagens à percussão, o que torna os resultados obtidos com o penetrômetro estático bastante mais confiáveis.
- 4ª - O penetrômetro estático apresenta medições praticamente contínuas (em relação à profundidade) de resistência, enquanto que os índices de resistência à penetração do SPT são realizados de metro em metro.
- 5ª - O "diepsondering" perturba menos o solo do que a sondagem à percussão, pois a sua metodologia de execução consiste apenas em medição de resistências continuamente, enquanto que a sondagem à percussão envolve uma série de operações. Essas operações, como a trepanação com lavagem para avanço do furo, cravação do revestimento, colocação, cravação e retirada do amostrador padrão, etc., muitas vezes provocam amolgamento do solo e desmo

ronamentos das paredes do furo, ocasionando falseamento de resultados.

69 - O "diepsondering" apresenta vantagens sobre a sondagem à percussão na estimativa de propriedades de deformação do solo para o cálculo de recalques.

Parece claro, assim, que a utilização dos resultados do penetrômetro estático se torna bem mais promissora do que a do penetrômetro dinâmico. Nessas circunstâncias, um método já consagrado de cálculo da capacidade de carga de fundações profundas e que utiliza diretamente os resultados do penetrômetro estático é o desenvolvido por DE BEER²². São apresentados fatores corretivos semi-empíricos, DE BEER²³ e WALLAYS⁸⁵, que procuram levar em conta os diferentes processos executivos quando da instalação da estaca.

No Brasil, entretanto, a prática de realização de ensaios de campo envolve, apenas em poucos casos - obras especiais ou de grande responsabilidade -, o "diepsondering". Em quase todas as obras de fundações dispõe-se apenas de sondagens à percussão, com determinação do SPT. Algumas firmas realizam, em determinadas obras, o ensaio de cone holandês, em complementação às sondagens, às suas próprias expensas, contribuindo para uma melhor determinação, do ponto de vista técnico e econômico, do tipo de fundação mais conveniente.

Qualquer que seja o motivo, o fato é que os métodos de estimativa de capacidade de carga de estacas baseados apenas em resultados de sondagens à percussão - direta ou indiretamente, através de correlações com o penetrômetro estático - têm tido grande repercussão em nosso meio técnico.

Por tais considerações, o presente trabalho procurou avaliar o desempenho dos métodos semi-empíricos (com aquelas características) mais empregados no Brasil, hoje em dia, com base em uma série de provas de carga realizadas em estacas de diversos tipos e diferentes processos de execução.

Para finalizar, é importante lembrar que a existência dos métodos de estimativa de capacidade de carga de estacas com base em resultados de sondagens à percussão, e a capacidade de previsão satisfatória de tais métodos, não deve dispensar a realização de ensaios de penetração estática. Ao contrário, quando não seja para estimar a capacidade de carga diretamente dos dados do "diepsondering", certamente com maior precisão, pelo menos para que se obtenha maior número de ensaios e se possa, efetivamente, tornar as correlações entre o penetrômetro estático e o dinâmico cada vez mais abrangentes e confiáveis.

II.2 - METODOLOGIA DE CÁLCULO

Neste item, são apresentados os métodos semi-empíricos usualmente empregados para a determinação da capacidade de carga de estacas que se baseiam em dados obtidos de sondagem à percussão (direta ou indiretamente, através de correlações com o "diepsondering").

São esses métodos confrontados quando da análise de 39 provas de carga de boa qualidade (criteriosamente realizadas) em estacas tipo Franki, estacas tubadas e estacas escavadas.

Os dados das correlações obtidos no capítulo I entre o penetrômetro estático e o dinâmico são utilizados no sentido de se verificar uma possível melhoria das previsões efetuadas para a determinação da carga de ruptura.

É importante enfatizar ainda que a notação constante do presente trabalho é a própria notação apresentada em cada método de cálculo, inclusive quanto à expressão clássica - capacidade de carga da estaca = carga de ruptura relativa ao atrito lateral + carga de ruptura relativa à ponta - a qual, naturalmente, é empregada por todos os critérios, mas com notações distintas (ver fig. II.2).

II.2.1 - Método de Aoki e Velloso

A aplicação do método de AOKI E VELLOSO⁴ baseia-se exclusivamente nos resultados das sondagens à percussão, quais sejam, a descrição da natureza das camadas atravessadas e a resistência à penetração do amostrador padrão.

Segundo os autores, nenhuma distinção é feita, neste critério, entre os índices N obtidos com os dois amostradores comumente usados no Brasil: o N_{SPT} do amostrador Raymond-Terzaghi e o N_{IRP} do amostrador Mohr-Geotécnica. Vale ressaltar que em nenhum outro método constam quaisquer considerações a esse respeito.

Com base nas correlações estabelecidas por DA COSTA NU

NUNES E FONSECA²⁰ entre o índice de resistência à penetração e a resistência estática do ensaio de "diepsondering" - $R_p = KN$ - (quadro II.1) e na relação entre o atrito lateral local e a resistência de ponta do cone obtida por BEGEMANN¹³ - $r_l = \alpha r_p$ - (fig. II.1) para alguns tipos de solos, AOKI E VELLOSO⁴ interpolaram os valores de K e α , englobando uma ampla faixa de naturezas de materiais, conforme pode ser visto no quadro II.2.

NATUREZA DO SOLO	K Kgf/cm ²
Argila, argila siltosa e silte argiloso	2,0
Argila arenosa e silto arenosa	3,5
Silte arenoso	5,5
Areia argilosa	6,0
Areia	10,0

Quadro II.1 - Valores de K , relação entre a resistência de ponta e o índice de resistência à penetração, obtidos por DA COSTA NUNES E FONSECA²⁰.

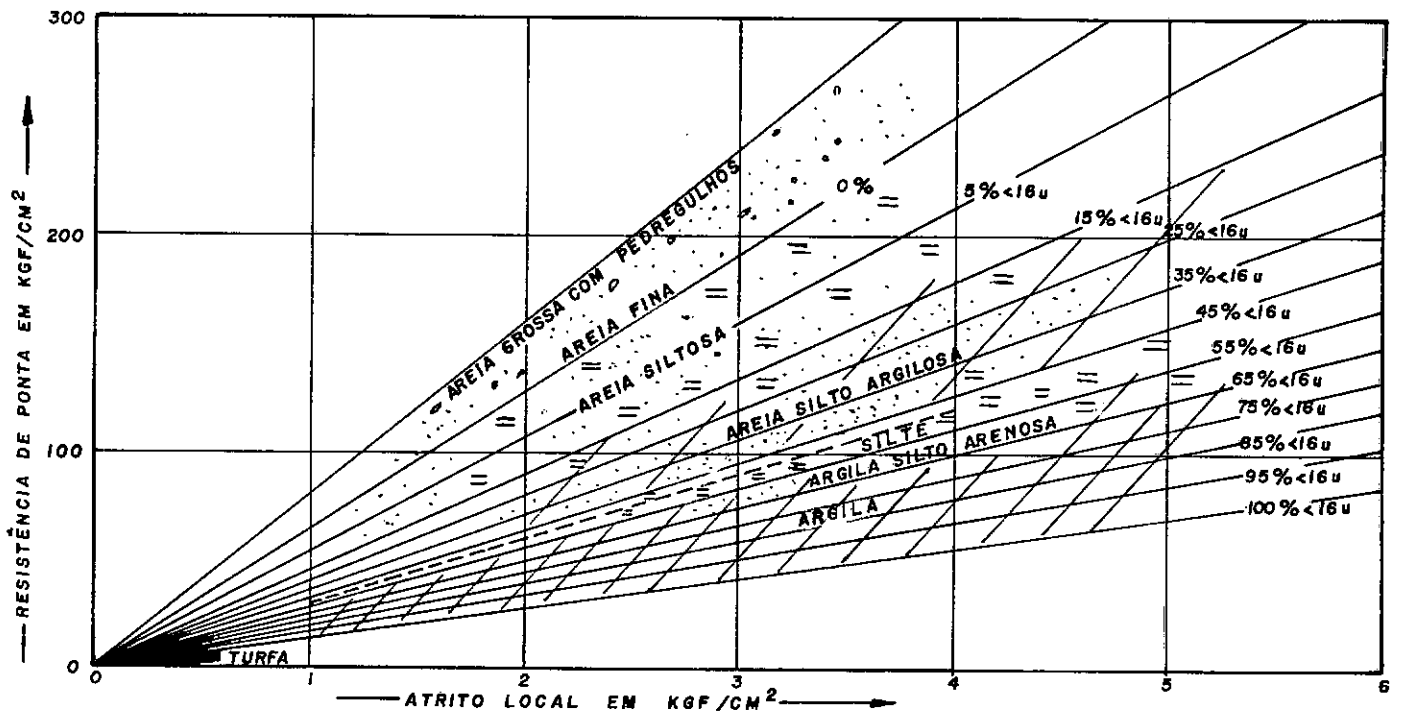


Fig. II.1 - Valores da relação entre o atrito local e a resistência de ponta de acordo com BEGEMANN¹³.

A capacidade de carga de uma estaca de perímetro U e área da base S pode ser estimada pela fórmula (fig. II.2).

$$PR = PP + PL \quad , \quad (II.10)$$

onde:

PR - é a carga de ruptura.

PP - é a carga resistida pela ponta.

PL - é a carga resistida por atrito lateral.

$$PP = S \times r'_p$$

Tipo de Terreno	K (Kgf./cm ²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto argilosa	7,0	2,4
Areia argilosa	6,0	3,0
Areia argilo siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno argiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	2,3	3,4
Silte argilo arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno siltosa	3,0	2,8
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila silto arenosa	3,3	3,0

Quadro II.2 - Valores de k e α (em %) obtidos por AOKI E VELLOSO⁴ com base nos resultados de DA COSTA NUNES E FONSECA²⁰ e BEGEMANN¹³.

$$PL = \sum_{CB}^{CA} U \cdot \Delta l \cdot r'_{\ell} \quad (II.11)$$

CA - é a cota de arrasamento da estaca.

CB - é a cota de base da estaca.

r'_p - é a resistência de ponta.

r'_{ℓ} - é a resistência por atrito lateral.

$$r'_p = KN/Fl, \text{ em kgf/cm}^2. \quad (II.12)$$

$$r'_{\ell} = \alpha KN/F2, \text{ em kgf/cm}^2. \quad (\text{II.13})$$

K, α - são coeficientes que dependem do tipo de solo (quadro II.2).

$F1, F2$ - são coeficientes corretivos que procuram levar em conta a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo).

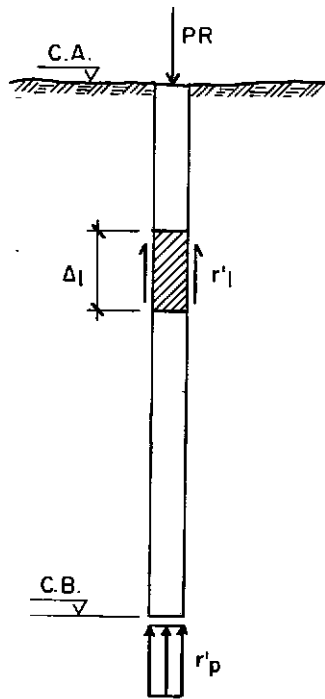


Fig. II.2 - Estimativa da capacidade de carga de estacas (AOKI E VELLOSO⁴).

Após análise de um grande número de provas de carga em diferentes tipos de estacas, os autores chegaram aos seguintes valores de $F1$ e $F2$ (quadro II.3):

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5

Quadro II.3 - Valores dos coeficientes corretivos F1 e F2 obtidos por AOKI E VELLOSO⁴.

Para o caso de estacas escavadas, os valores de F1 e F2 usualmente utilizados no método de AOKI E VELLOSO⁴ são de cerca de (3,0(F1)) e (6,0(F2)), embora não constem do trabalho original, mas do trabalho de FONTOURA, VELLOSO E PEDROSA³⁸.

II.2.2 - Método de Meyerhof

De acordo com MEYERHOF⁵¹, como a capacidade de carga e o recalque de fundações em estacas dependem da natureza do solo, dimensões e disposições dos elementos de fundação, método de execução e outros fatores, cada tipo de estaca requer um enfoque distinto para a estimativa de seu comportamento quando submetido a um carregamento.

MEYERHOF⁵¹ afirma que, em geral, o projeto e o acompanhamento de execução de estacas são auxiliados por ensaios de campo de penetração estática e dinâmica, especialmente em solos granulares, e ensaios tipo "vane" em solos coesivos.

O autor recomenda que sejam conduzidas provas de carga para a estimativa do comportamento de estacas e, com base em seus resultados, devam ser elaborados os critérios de controle de execução por correlações com análise dinâmica.

MEYERHOF⁵¹ salienta que, como a instalação de estacas no terreno muda o estado inicial de tensões, deformações e resistência do maciço adjacente, o comportamento das fundações só pode ser estimado de maneira grosseira.

Os critérios de cálculo empregados por MEYERHOF⁵¹ não constituem procedimento simples e, assim, é necessário, para o seu entendimento, uma descrição mais longa do que os demais métodos apresentados neste item.

É importante observar ainda que o trabalho de MEYERHOF⁵¹ apresenta, em sua parte inicial, a estimativa de capacidade de carga com base em fatores de capacidade de carga, para posteriormente introduzir aquela estimativa com base em ensaios penetrométricos. Um resumo da parte inicial do método - embora não se enquadre no escopo do presente trabalho - é apresentado, com o objetivo de melhor entender a parte referente ao uso dos ensaios penetrométricos.

II.2.2.1 - Capacidade de Carga de Estacas em Areias

Em depósitos homogêneos de areias, tanto a resistência de ponta como a resistência por atrito lateral de uma estaca crescem com a profundidade, até um valor correspondente a uma

profundidade crítica. Abaixo dessa profundidade crítica, a resistência de ponta e o atrito lateral permanecem praticamente constantes.

A capacidade de carga Q_U é dada pela seguinte expressão:

$$Q_U = Q_P + Q_S = q_p A_p + f_s A_s \quad , \quad (\text{II.14})$$

onde:

Q_P - é a parcela da carga de ruptura relativa à ponta da estaca.

Q_S - é a parcela da carga de ruptura relativa ao atrito lateral.

q_p - é a pressão de ruptura na ponta da estaca.

A_p - é a área da ponta da estaca.

f_s - é o atrito lateral, na ruptura, atuante no trecho do fuste.

A_s - é a área lateral do trecho do fuste.

A resistência de ponta pode ser tomada como $q_p = p_o N_q \leq q_\ell$, na qual p_o é a pressão efetiva sobrejacente à ponta, N_q é o fator de capacidade de carga relativo à sobrecarga e q_ℓ é o valor limite de q_p para D/B superior a D_c/B , onde B é a largura ou diâmetro da estaca, D a profundidade e D_c a profundidade crítica.

Os valores de N_q e D_c/B , em função do ângulo de atrito do solo, estão indicados na fig. II.3, onde D_b é o embutimento na camada resistente.

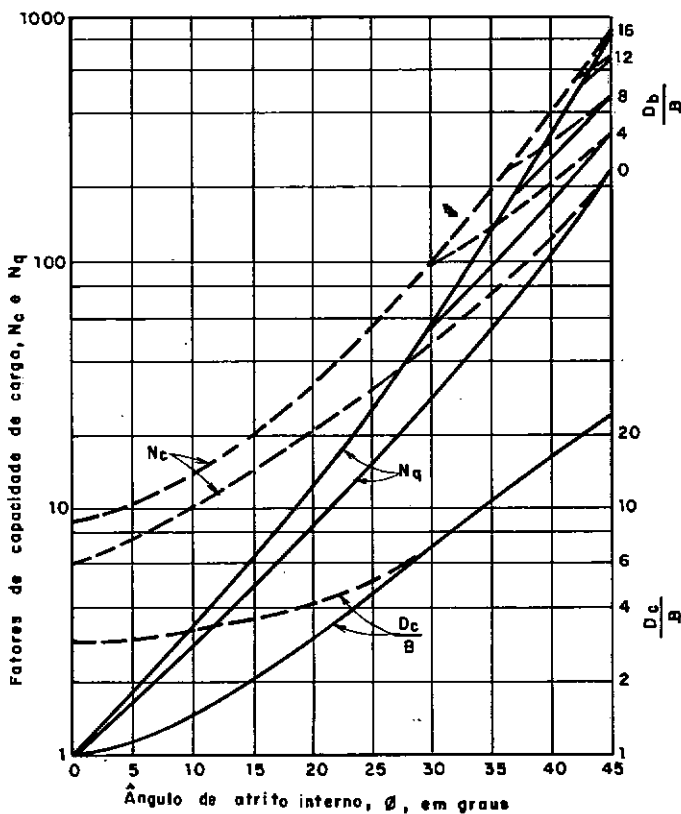


Fig. II.3 - Fatores de capacidade de carga e profundidade crítica para estacas cravadas (MEYERHOF⁵¹).

O valor limite da resistência de ponta, q_ℓ , deriva do valor limite da resistência estática do cone, q_c , mostrado na fig. II.4 para areias homogêneas.

Embora os valores de N_q e q_ℓ dependam, principalmente, do ângulo de atrito interno do material, eles são também influenciados pela compressibilidade do solo, processo executivo e outros fatores. Para um dado valor inicial de ϕ , portanto, estacas escavadas têm cerca de 1/2 a 1/3 da resistência de ponta de estacas cravadas e estacas cravadas com bulbo alargado

do com grande energia têm cerca de duas vezes a resistência de ponta das estacas de seção constante.

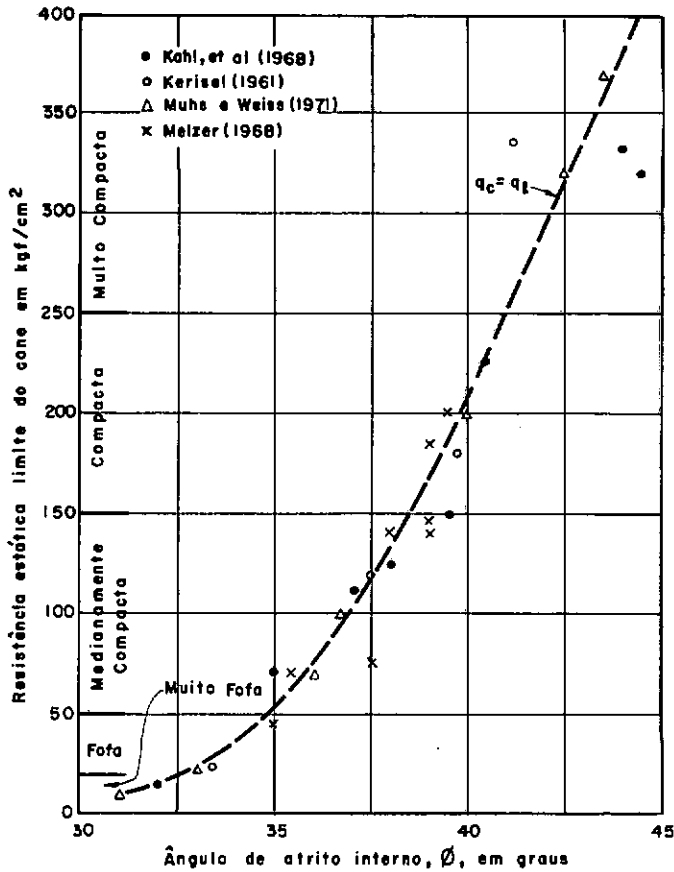


Fig. II.4 - Relação aproximada entre a resistência limite do cone e o ângulo de atrito interno em graus (MEYERHOF⁵¹).

Quando as estacas são cravadas num solo homogêneo a uma profundidade superior à crítica, ou quando atravessam um estrato compressível e se apoiam num estrato resistente com um embutimento, neste último, superior à sua profundidade crítica, sua resistência não pode ser estimada pela teoria convencional de capacidade de carga em termos de N_q . Neste caso, o valor de q_p torna-se praticamente independente da pressão sobrejacente, dependendo do valor de q_{ℓ} .

A figura II.5 indica a relação entre a resistência de ponta da estaca e a profundidade, em depósito de areia subjacente à camada compressível.

Para embutimento, na camada resistente, inferior a $10B$, o valor de q_p pode ser estimado como:

$$q_p = q_o + \frac{(q_l - q_o) D_b}{10B} \leq q_l, \quad (\text{II.15})$$

onde:

q_o e q_l - são as resistências de ponta limite na camada compressível e na camada resistente, respectivamente.

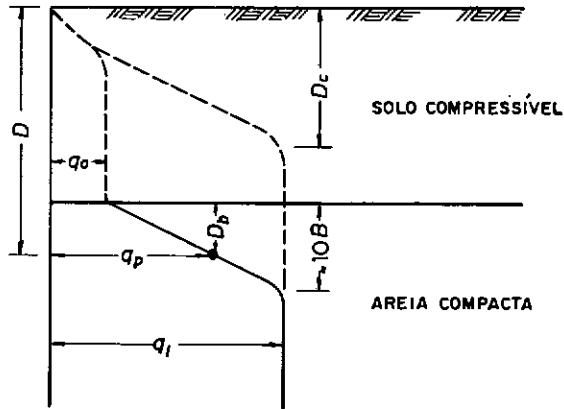


Fig. II.5 - Relação entre a resistência de ponta limite para a estaca e a profundidade numa camada arenosa subjacente à camada compressível (MEYERHOF⁵¹).

O atrito lateral médio, f_s , em areias homogêneas, pode ser expresso como:

$$f_s = K_s \bar{p}_o \tan \delta \leq f_\ell \quad (\text{II.16})$$

onde:

K_s - é o valor médio do coeficiente de empuxo no fuste da estaca.

\bar{p}_o - é o valor médio da sobrecarga efetiva ao longo do fuste.

δ - é o ângulo de atrito lateral sólo/estaca.

f_ℓ - é o valor limite da resistência média por atrito lateral para $D/B \geq D_c/B$.

O valor de K_s para um dado valor de ângulo de atrito inicial, ϕ , pode variar consideravelmente de um limite inferior de aproximadamente K_o para estacas escavadas até quatro vezes o valor de K_o para estacas cravadas em areias densas, face aos efeitos de dilatância e outros fatores.

A teoria convencional para cálculo de f_s não pode ser empregada para estacas com comprimento superior a cerca de 15 a 20 vezes o diâmetro da estaca, uma vez o valor de f_s se tornar praticamente independente do valor da sobrecarga efetiva ao longo do fuste.

O valor de f_s aumenta com o volume de solo deslocado durante o processo de instalação da estaca. Portanto, estacas escavadas ou estacas de pequeno deslocamento, perfis H, por exemplo, apresentam uma resistência média por atrito lateral mui

to inferior às estacas que produzem grandes deslocamentos.

II.2.2.2 - Estimativas com Base em Ensaio Penetrométricos

Já que pequenas variações no valor do ângulo de atrito de areias se traduzem em variações sensíveis nos valores de K_s e N_q para estacas curtas e de f_ℓ e q_ℓ para estacas longas, é geralmente preferível se utilizar diretamente os resultados de ensaios de penetração, comprovados por observações de campo.

A resistência de ponta da estaca é proporcional à resistência de ponta do cone, q_c , sendo a relação entre o embutimento da estaca e dez vezes sua largura (ou diâmetro) o fator de proporcionalidade.

$$q_p = q_c \frac{D_b}{10B} \leq q_\ell \quad (\text{II.17})$$

A resistência limite por atrito lateral de uma estaca cravada é dada, aproximadamente, pela resistência unitária, f_c , da luva de atrito do penetrômetro estático. Em areias a relação f_c/q_c varia, grosseiramente, entre 0,5% e 2% para o cone, enquanto que para estacas cilíndricas cravadas a relação f_s/q_p é cerca de 0,5 a 1,0%. Para estacas escavadas, cerca de 1/3 a 1/2 da resistência por atrito lateral aplicável a estacas cravadas pode ser utilizada para estimativas preliminares em solos não coesivos.

Com base em correlações empíricas entre os ensaios de penetração estática e dinâmica em solos arenosos, $q_c = 4N$ (em kgf/cm^2), MEYERHOF⁵¹ sugere a expressão:

$$q_p = 0,4N \frac{D_b}{B} \leq 4N \text{ (em kgf/cm}^2\text{)} , \quad (\text{II.18})$$

onde:

N - é o valor médio do índice de resistência à penetração próximo à base da estaca.

Para o valor médio da resistência por atrito lateral em estacas cravadas, MEYERHOF⁵¹ sugere:

$$f_s = \frac{\bar{N}}{50} \text{ (em kgf/cm}^2\text{)} , \quad (\text{II.19})$$

onde:

\bar{N} - é o valor médio do índice de resistência à penetração na região de embutimento da estaca.

Metade desse valor pode ser usado para estacas com pequeno deslocamento, como perfis H.

O valor de $q_p = 4N$ e o valor de $f_s = \bar{N}/50$ representam os valores limites de q_ℓ e f_ℓ , respectivamente.

Pela análise de provas de carga, MEYERHOF⁵¹ verificou que a equação II.18 (e conseqüentemente a relação $q_c = 4N$)

se verifica geralmente com boa aproximação, exceto para grandes profundidades, onde a relação q_p/N diminui.

Para estacas cravadas em siltes não plásticos, o limite superior da equação II.18, segundo MEYERHOF⁵¹ é:

$$q_p = 3N \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (\text{II.20})$$

II.2.2.3 - Solos Não-Uniformes

Se as propriedades do estrato não coesivo variarem próximo à ponta da estaca, devem ser usados os valores médios no trecho correspondente à zona de ruptura, de cerca de 4 diâmetros da estaca acima da ponta e de 1 diâmetro abaixo da ponta.

Para o atrito lateral, o valor médio em cada estrato arenoso pode ser estimado diretamente do valor limite f_ℓ , usando as propriedades médias do solo para cada camada.

No caso da estaca assentar numa camada relativamente delgada de um estrato resistente sobrejacente a um depósito de baixa resistência, fig. II.6, a resistência de ponta pode ser obtida como:

$$q_p = q_o + \frac{(q_\ell - q_o) H}{10B} \leq q_\ell \quad (\text{II.21})$$

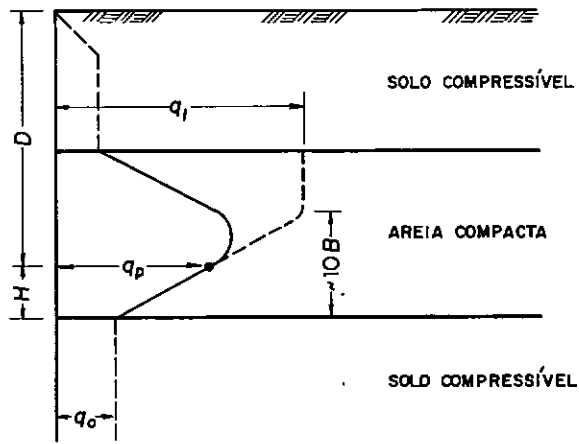


Figura II.6- Relação entre a resistência de ponta última da estaca e a profundidade, em camada delgada de areia sobrejacente e camada compressível (MEYERHOF⁵¹).

II.2.2.4 - Capacidade de Carga de Estacas em Argilas

Quando da cravação de estacas em argilas, o solo próximo às estacas, até uma distância de cerca de 1 diâmetro de sua seção, é deslocado e amolgado. As pressões neutras induzidas pela cravação se dissipam rapidamente e, após consolidação da argila adjacente à estaca, a umidade pode se tornar menor e a resistência ao cisalhamento aumentar. Em argilas muito sensíveis ou argilas rijas pré-adensadas, contudo, a resistência ao cisalhamento final pode ser inferior à do solo não amolgado. A relação que expressa o aumento da capacidade de carga com o tempo de uma estaca cravada em argila saturada depende da natureza do solo, dimensões da estaca e outros fatores.

Em estacas escavadas, as provas de carga mostram não haver acréscimo significativo da capacidade de carga com o tempo, em razão da pequena consolidação do material adjacente, face às pequenas tensões induzidas pela instalação da estaca.

A resistência de ponta de estacas em argilas homogêneas pode ser expressa como:

$$q_p = cN_c + p_o N_q \leq q_m \quad , \quad (\text{II.22})$$

onde:

c - é a coesão média do solo próximo à ponta.

N_c - é o fator de capacidade de carga.

q_m - é o valor limite da resistência de ponta abaixo da profundidade crítica.

O atrito lateral médio, f_s , ou adesão, c_a , em argilas homogêneas, é usualmente expresso por $c_a = \alpha c_u$, onde α é o coeficiente empírico de adesão, para redução da resistência não drenada média da argila não amolgada (c_u), no trecho de embutimento da estaca. O valor de α é função da natureza e resistência da argila, dimensões e método de instalação da estaca, tempo, etc. Os valores de α variam numa ampla faixa, decrescendo rapidamente com o aumento da resistência ao cisalhamento. Para estacas cravadas, os valores de α variam de 1, para argilas moles, a 0,5 ou menos para argilas rijas, enquanto para estacas escavadas em argilas rijas α é cerca de 0,5.

Logo após a cravação, o atrito lateral é dado, mais precisamente, pela resistência não drenada da argila amolgada. Para estágios posteriores, particularmente ao final da construção, a resistência por atrito lateral é governada por parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento (c, ϕ) da argila amolgada junto ao fuste da estaca. Para argilas homogêneas,

$$f_s = c + K_s \bar{p}_o \tan \phi \leq c_u \quad (\text{II.23})$$

onde K_s e \bar{p}_o têm o mesmo significado que na equação II.16.

Mais simplificadamente ($c=0$, usualmente)

$$f_s = \beta \bar{p}_o \leq c_u \quad (\text{II.24})$$

$$\beta = K_s \tan \phi \quad (\text{II.25})$$

A figura II.7 mostra a variação de β com a profundidade para estacas cravadas em argilas moles e médias.

MEYERHOF⁵¹ recomenda, a favor da segurança, para argilas saturadas, as seguintes expressões:

$$f_s = 1,5 c_u \tan \phi, \quad (\text{II.26})$$

no caso de estacas cravadas e

$$f_s = c_u \tan \phi, \quad (\text{II.27})$$

ϕ residual para estacas longas.

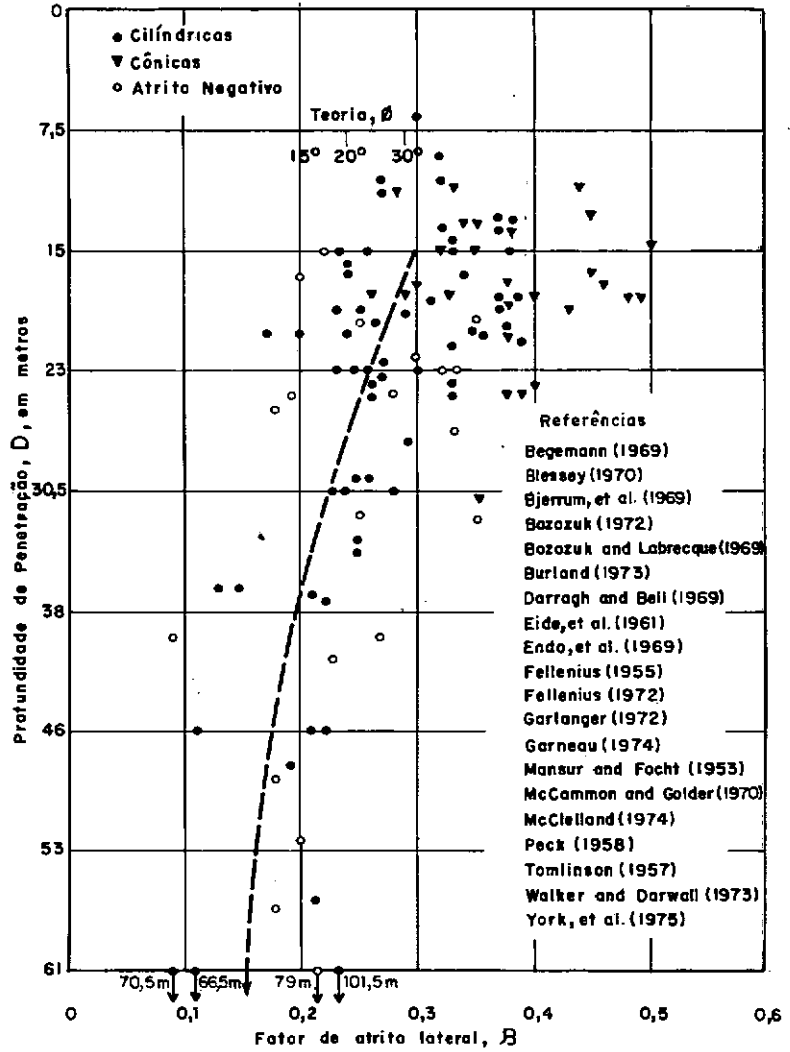


Figura II.7 - Fatores de atrito positivo e negativo, β , para estacas cravadas em argilas moles e médias (MEYERHOF⁵¹).

II.2.3 - Método de Décourt e Quaresma

DÉCOURT E QUARESMA²⁸ apresentaram um processo expedito para a determinação da carga de ruptura de estacas, com base apenas (e diretamente) nos resultados fornecidos por sondagens à percussão. Os autores ressaltam que o objetivo do método elaborado não visa a obtenção de valores exatos, mas sim de estimativas bastante aproximadas, seguras e, principalmente, de fácil determinação.

DÉCOURT E QUARESMA²⁸ sugerem os seguintes valores de resistência lateral (quadro II.4), sem distinção quanto ao tipo de solo:

SPT (valor médio ao longo do fuste)	Adesão (tf/m ²)
3	2
6	3
9	4
12	5
≥ 15	6

Quadro II.4 - Valores de adesão sugeridos por DÉCOURT E QUARESMA²⁸.

Para a estimativa da resistência de ponta (em tf/m²), os autores propõem a utilização da seguinte expressão:

$$q_p = C.N , \quad (II.28)$$

onde C é um coeficiente obtido do quadro II.5, função do tipo de solo.

Natureza do Solo	Valores de C (tf/m ²)
Argilas	10
Siltes (alteração de rocha)	30
Areias	50

Quadro II.5 - Valores de C em tf/m² segundo DÉCOURT E QUARESMA²⁸.

Após análise de 41 provas de carga (DÉCOURT E QUARESMA²⁸), os autores aferiram seu processo mantendo os valores de adesão e revisando os valores de C, indicados no quadro II.6.

Natureza do Solo	Valores de C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Quadro II.6 - Revisão do quadro II.5.

A capacidade de carga seria, então, obtida, pela fórmula:

$$Q_U = Q_S + Q_P \quad , \quad (\text{II.29})$$

$$Q_S = PL q_S \quad , \quad (\text{II.30})$$

$$Q_P = A_P q_P \quad , \quad (\text{II.31})$$

onde:

Q_U - é a carga de ruptura da estaca.

Q_S - é a parcela da carga de ruptura resultante do atrito ao longo do fuste da estaca.

Q_P - é a parcela da carga de ruptura resultante da ponta da estaca.

P - é o perímetro da estaca.

L - é o comprimento da estaca.

q_S - é a adesão ao longo do fuste.

A_P - é a área da ponta da estaca.

q_P - é a resistência de ponta da estaca.

DÉCOURT E QUARESMA²⁸ chegaram a uma boa concordância

entre os valores de capacidade de carga medidos e os valores calculados. Embora as estacas analisadas tenham sido todas do tipo pré-moldado, os autores admitem, em primeira aproximação, que o mesmo processo de cálculo seja válido para estacas tipo Franki, estacas escavadas e estacas tipo Strauss.

Para valor do N(SPT) a ser empregado para o cálculo da resistência de ponta, os autores recomendam a obtenção do valor médio entre os três valores correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Para valores do SPT a serem empregados para o cálculo da resistência média por atrito lateral, os autores recomendam se considerar os valores obtidos ao longo do fuste, com exceção daqueles já considerados para a determinação da resistência de ponta.

Os autores ressaltam ser o método conservativo, uma vez as cargas previstas serem inferiores às cargas medidas com base nas provas de carga. Recomendam cautela, no entanto, na aplicação a casos de solos de natureza diferente dos analisados, principalmente no caso de siltes, uma vez terem sido examinados apenas os solos siltosos provenientes de alteração de rocha (solos residuais).

Em trabalho mais recente, DÉCOURT²⁷ faz algumas modificações em relação ao trabalho original:

- 1.^a) Distingue sua formulação para as estacas escavadas das estacas tradicionais (pré-moldadas, Franki, etc.), após a crescente utilização de estacas escavadas para atender às cargas cada vez mais elevadas.
- 2.^a) Majora o valor limite de $N = 15$ - antes considerado para a determinação da adesão ao longo do fuste - para $N = 50$, ten

do em vista a necessidade de adequar a metodologia de projeto ao avanço crescente alcançado nos equipamentos de cravação e nas ferramentas de escavação, que hoje conseguem transpor obstáculos antes não ultrapassáveis.

3.^a) O valor de adesão (q_s) recomendado é de

$$q_s = \bar{N}/3 + 1 \quad (\text{tf/m}^2) \quad , \quad (\text{II.32})$$

sendo \bar{N} o valor médio de N ao longo do fuste, calculado conforme descrito anteriormente.

Para $N \leq 3 \rightarrow$ adotar $N = 3$ - mantido o limite anterior.

Para $N \geq 50 \rightarrow$ adotar $N = 50$ - modificado o limite anterior de $N = 15$, exceção feita às estacas Strauss e tubulões a céu aberto, em que este valor é mantido.

É importante observar que a expressão (II.32) não modifica os valores do quadro II.4, mas apenas os exprime em forma de equação.

4.^a) Para o caso de estacas escavadas de grandes dimensões, o autor apresenta um método de determinação da carga admissível, considerando separadamente os casos em que os recalques devem ser limitados daqueles em que maiores recalques podem ser permitidos.

5.^a) Sugere, também, a utilização de fatores de segurança parciais que levam em conta, isoladamente, as variações das

propriedades do solo, confiabilidade da formulação adotada, a presença de deformações excessivas e a segurança em relação aos carregamentos, ao invés do fator de segurança global de 2 em relação à ruptura.

Embora a formulação apresentada por DÉCOURT²⁷ para estacas escavadas se restrinja, por enquanto, à determinação da carga admissível, nesta formulação é determinada a parcela de carga de ruptura correspondente ao atrito lateral (com as mesmas expressões e critérios empregados para outros tipos de estacas). Para a determinação da parcela de carga de ruptura correspondente à ponta da estaca, o autor (DÉCOURT²⁶) utiliza os valores de C, do quadro II.7.

Tipo de Solo	C (tf/m ²)
Argilas	10
Siltos argilosos (solos residuais)	12
Siltos arenosos (solos residuais)	14
Areias	20

Quadro II.7 - Valores de C utilizados por DÉCOURT²⁶ para estacas escavadas.

O autor fornece, ainda no trabalho mais recente, exemplos ilustrando a concordância dos valores de capacidade de carga previstos com o seu método com os valores medidos de provas de carga.

II.2.4 - Método de Velloso, P.P.C.

VELLOSO⁸² apresenta uma metodologia para a determinação da capacidade de carga de estacas a partir de dados obtidos de sondagens à percussão (indiretamente, através de correlações com o penetrômetro estático), expressa pelas seguintes equações:

$$P_u = P_{su} + P_{bu} \quad , \quad (II.33)$$

onde:

P_u - é a capacidade de suporte da estaca.

P_{su} - é a capacidade de suporte do solo por atrito ou aderência lateral ao longo do fuste da estaca.

P_{bu} - é a capacidade de suporte do solo sob a base (ponta) da estaca.

$$P_{su} = P_s \alpha \lambda \sum_{i=1}^n (l_i f_{ui}) \quad (II.34)$$

$$P_{bu} = A_b \alpha \beta q_u \quad , \quad (II.35)$$

onde:

P_s - é o perímetro da seção transversal do fuste (diâmetro d).

A_b - é a área da ponta (diâmetro d_p).

α - é o fator de execução da estaca (1 pa

ra estacas cravadas e 0,5 para estacas escavadas).

λ - é o fator de carregamento (1 para estacas comprimidas e 0,7 para estacas tracionadas).

β - é o fator de dimensão da base (1,016 - $0,016 d_b/d_c$ para estacas comprimidas e 0 para estacas tracionadas).

d_c - é o diâmetro da ponta do ensaio de cone (3,6 cm no cone holandês).

f_{ui} - é o atrito, ou aderência, lateral médio em cada camada de solo, com espessura (l_i), atravessada pela estaca.

q_u - é a pressão de ruptura do solo sob a ponta da estaca.

No caso de se dispor dos resultados de ensaios de cone holandês, o autor sugere adotar:

$$f_u \cong f_c \quad (II.36)$$

$$q_u = \frac{\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2}}{2} \quad (II.37)$$

onde:

f_c - é o atrito ou aderência lateral medido na haste (lisa) do ensaio de cone.

q_{c1} - é a média dos valores medidos da resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone, numa espessura igual a $8 d_b$ logo acima do nível da estaca (adotar valores nulos de q_c , acima do nível do terreno, quando $l < 8 d_b$).

q_{c2} - idem, numa espessura igual a $3,5 d_b$ logo abaixo do nível da ponta da estaca.

No caso de se dispor apenas dos resultados de sondagens à percussão, deve-se obter os valores de f_c e q_c através de correlações potenciais entre o penetrômetro estático e o dinâmico, pelas seguintes expressões:

$$f_{ui} = a' N^{b'} \quad (II.38)$$

$$q_u = a N^b \quad (II.39)$$

onde:

N = índice de resistência à penetração do amostrador na sondagem à percussão.

a, b, a', b' = parâmetros de correlação entre a sondagem de percussão e o ensaio de cone, definidos para o solo do local da obra.

$$q_u = \frac{\bar{q}_1 + \bar{q}_2}{2} \quad (II.40)$$

sendo:

\bar{q}_1 = média dos valores de q_u , 8 diâmetros acima da ponta da estaca.

\bar{q}_2 = média dos valores de q_u , 3,5 diâmetros abaixo da ponta da estaca.

Os valores aproximados de a , b , a' e b' obtidos por VELLOSO⁸² são os indicados no quadro II.8.

Tipo de solo	a (tf/m ²)	b	a' (tf/m ²)	b'
Areiãs sedimentares submersas *	60	1	0,50	1
Argilas sedimentares submersas *	25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaisse areno-siltosos submersos *	50	1	0,85	1
Solos residuais de gnaisse silto-arenos submersos *	40*	1*	0,80*	1*
Solos residuais de gnaisse silto-arenos submersos *	47**	0,96**	1,21**	0,74**

* dados obtidos na área da Refinaria Duque de Caxias (RJ).

** dados obtidos na área da Açominas (MG).

Quadro II.8 - Valores de a , b , a' e b' obtidos por VELLOSO⁸².

II.3 - ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA

Uma vez apresentados os métodos usuais de determinação da capacidade de carga de estacas com base em resultados de sondagens à percussão, será feita uma análise visando a confrontação de seus resultados, os quais serão comparados com os valores de carga de ruptura extrapolada pelo método de VAN DER

VEEN⁷⁸, generalizado por AOKI², a partir dos pares de valores (carga, recalque) obtidos das provas de carga.

Como grande parte dos métodos fazem distinção ao tipo de estaca, serão separadas as provas de carga em estacas tipo Franki, estacas tubadas e estacas escavadas.

Quando da aplicação do critério AOKI E VELLOSO⁴, a capacidade de carga será calculada não só com os valores de K sugeridos pelos autores como também com os valores de K determinados neste trabalho. Para as estacas tipo Franki, em geral curtas, não será levada em conta a variação dos valores de K com a profundidade. Para os demais tipos de estacas, em geral mais longas, será levado em conta o efeito de profundidade nos valores de K, quando estes tiverem sido determinados nas correlações.

Serão determinados, também, os valores de F1 e F2 que mais se ajustarem às provas de carga ora analisadas e confrontados com aqueles sugeridos pelos autores.

Quando da aplicação do método proposto por MEYERHOF⁵¹ na ausência de ensaios tipo "vane" para a determinação da resistência não drenada nos trechos de estaca embutidos em argila, também será adotada, para o cálculo do atrito lateral em argilas, a relação $N/50$ (em kgf/cm^2), utilizada para areias.

II.3.1 - Provas de Carga em Estacas Tipo Franki

Os dados sobre as estacas tipo Franki constam do trabalho de AOKI E VELLOSO⁴.

II.3.1.1 - Método de Aoki e Velloso

No quadro comparativo entre os valores de carga de ruptura (PR), apresentado a seguir, as colunas representam, respectivamente:

<u>Coluna nº</u>	<u>Designação</u>
1	Número da estaca.
2	Carga de ruptura - PR - extrapolada a partir dos valores (carga, recalque) obtidos da prova de carga.
3	Carga de ruptura obtida pelo método de Aoki-Velloso, com os valores de K propostos pelos mesmos.
4	Relação PR extrapolada/PR prevista.
5	Idem, com os valores de K tomados como K_C , sendo K_C o coeficiente angular da reta $R_p = K_C N$ (passando pela origem), obtidos da análise parcial dos dados.
6	Relação PR extrapolada/PR prevista.

QUADRO COMPARATIVO DOS RESULTADOS

ESTACA Nº	CARGA DE RUPTURA EXTRAPOLADA (tf)	CARGA DE RUPTURA (tf) OBTIDA COM O EMPREGO DE:							
		K = K _{AOKI-VELLOSO}		K = K _C		K = \bar{K}_P		KN = cN ^d	
		PR prevista	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$	PR prevista	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$	PR prevista	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$	PR prevista	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$
1	53,0	43,0	1,23	75,6	0,70	64,3	0,82	67,1	0,79
2	195,0	234,8	0,83	215,4	0,91	220,9	0,88	217,1	0,90
3	179,0	149,0	1,20	179,7	1,00	172,6	1,04	158,0	1,13
4	173,0	147,0	1,18	165,1	1,05	158,6	1,09	152,6	1,13
5	147,0	147,0	1,00	165,1	0,88	158,6	0,93	152,6	0,96
6	138,0	200,0	0,69	142,4	0,97	140,9	0,98	180,5	0,76
7	140,0	165,0	0,85	199,7	0,70	199,7	0,70	180,0	0,78
8	250,0	214,0	1,17	229,6	1,09	220,5	1,13	209,3	1,19
9	295,0	222,0	1,33	192,0	1,54	197,2	1,50	210,1	1,40
10	249,0	297,0	0,84	314,2	0,79	298,0	0,84	282,2	0,88
11	260,0	225,0	1,16	233,0	1,12	223,8	1,16	226,5	1,15
12	173,0	244,8	0,71	165,2	1,05	163,8	1,06	159,7	1,08

<u>Coluna nº</u>	<u>Designação</u>
7	Idem, com os valores de K tomados como \bar{K}_p , sendo \bar{K}_p a média dos valores individuais de R_p/N , obtidos da análise parcial dos dados (ver item I.8.1).
8	Relação PR extrapolada/PR prevista.
9	Idem, com os valores KN das expressões (II.12) e (II.13) tomados como $R_p = cN^d$ (correlação potencial), obtidos da análise parcial dos dados.
10	Relação PR extrapolada/PR prevista.

Para efeito comparativo, é feita aqui uma análise de regressão linear semelhante à desenvolvida no item I.3 para a reta dos mínimos quadrados. Se x é a capacidade de carga prevista e y a capacidade de carga medida, determina-se os coeficientes A e B da reta $y = Ax + B$ e o coeficiente de correlação linear r , indicados a seguir, com base nas equações (I.2), I.3) e (I.10).

Forma de determinação da carga de ruptura	A	B (tf)	r
$K = K_{Aoki-Velloso}$	0,78	38,41	0,76
$K = \bar{K}_p$	0,93	15,98	0,79
$K = K_c$	0,89	19,33	0,77
$KN = cN^d$	1,04	-3,38	0,82

Pode-se observar que os valores do coeficiente de correlação são bastante satisfatórios, o que mostra um bom ajustamento dos pontos (x,y) à reta de correlação $y = Ax + B$, em cada caso. Embora os valores correspondentes à aplicação da correlação potencial tenham fornecido um maior valor de $r(0,82)$, a sua diferença em relação aos demais casos não é significativa.

Quanto aos valores de A e B, os valores correspondentes à aplicação da correlação potencial foram igualmente os melhores, seguidos dos correspondentes à aplicação de $K = \bar{K}_p$ e $K = K_c$ (praticamente com os mesmos resultados), ficando os valores de $K = K_{Aoki-Velloso}$ como os mais afastados da situação ideal de $y = x$ ($A = 1$ e $B = 0$) - ou carga medida = carga prevista.

De outra forma, calculando-se o valor médio de y/x - sendo y a capacidade de carga medida e x a capacidade de carga prevista - e o desvio padrão, obtém-se:

Forma de determinação da carga de ruptura	Valor médio de y/x	Desvio padrão
$K = K_{\text{Aoki-Velloso}}$	1,01	0,22
$K = \bar{K}_p$	1,01	0,21
$K = K_c$	0,98	0,22
$KN = cN^d$	1,01	0,20

Por esse enfoque, em praticamente todos os casos chegou-se aos mesmos resultados, embora a aplicação da correlação potencial tenha sido ligeiramente melhor.

No caso, por exemplo, da determinação da carga de ruptura com os valores de K propostos por AOKI E VELLOSO⁴, 68% das estacas teriam capacidade de carga real compreendida no intervalo $[1,01 + 0,22 = 1,23, 1,01 - 0,22 = 0,79]$ da carga prevista.

Os valores de F1 e F2, designados por AOKI E VELLOSO⁴ como indicadores da diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo) que melhor se ajustaram às provas de carga em estacas tipo Franki foram:

Critério de Análise	Valor de F1	Valor de F2
$K = K_{\text{Aoki-Velloso}}$	2,5	5,0
$K = \bar{K}_p$	2,8	5,6
$K = K_c$	2,3	4,6
$KN = cN^d$	2,4	4,8

Observa-se que os valores encontrados para F1 e F2 são bem próximos daqueles sugeridos por AOKI E VELLOSO⁴, quais sejam, F1 = 2,5 e F2 = 5,0.

II.3.1.2 - Método de Meyerhof

A reta de regressão linear que melhor se ajusta aos pontos e o coeficiente de correlação correspondente são os seguintes:

$$PR \text{ extrapolada} = 0,65PR \text{ prevista} + 76,51, \quad r = 0,65.$$

Pode-se observar que o coeficiente de correlação $r = 0,65$ ainda é satisfatório, evidenciando um razoável ajustamento dos pontos (PR prevista, PR extrapolada) à reta de regressão.

Quanto aos valores do coeficiente angular ($A = 0,65$) e

intercepto na origem ($B = 76,51$) da reta de correlação, já se afastam da situação ideal - carga medida = carga prevista.

Quadro Comparativo dos Resultados

ESTACA Nº	PR extrapolada (tf)	PR prevista (tf)	<u>PR extrapolada</u> PR prevista
1	53,0	53,7	0,99
2	195,0	217,8	0,90
3	179,0	112,7	1,59
4	173,0	124,5	1,39
5	147,0	112,5	1,31
6	138,0	201,7	0,68
7	140,0	206,4	0,68
8	250,0	167,6	1,49
9	295,0	206,0	1,43
10	249,0	200,2	1,24
11	260,0	308,8	0,84
12	173,0	133,6	1,29

De outra forma, calculando-se o valor médio de PR extrapolada/PR prevista e o desvio padrão, obtêm-se 1,15 e 0,32 , respectivamente, ou seja, 68% das estacas teriam capacidade de carga real compreendida no intervalo $[1,15 + 0,32 = 1,47$, $1,15 - 0,32 = 0,83]$ da carga prevista.

II.3.1.3 - Método de Décourt e QuaresmaQuadro Comparativo dos Resultados

ESTACA Nº	PR extrapolada (tf)	PR prevista (t.f)	<u>PR extrapolada</u> PR prevista
1	53,0	46,0	1,15
2	195,0	230,0	0,85
3	179,0	201,0	0,89
4	173,0	165,0	1,05
5	147,0	165,0	0,89
6	138,0	211,6	0,65
7	140,0	171,0	0,82
8	250,0	225,4	1,11
9	295,0	255,2	1,16
10	249,0	246,9	1,01
11	260,0	245,3	1,06
12	173,0	153,0	1,13

A reta de regressão linear encontrada é a seguinte:

PR extrapolada = 1,01 PR prevista - 7,56 , com o valor do coeficiente de correlação $r = 0,88$.

Pode-se observar que o coeficiente de correlação $r = 0,88$ é bastante bom, o que mostra a boa qualidade do ajuste

mento dos pontos (PR prevista, PR extrapolada) à reta de regressão.

Quanto aos valores de coeficiente angular ($A = 1,01$) e intercepto na origem ($B = -7,56$) da reta de correlação, estes são bastante bons, próximos da situação ideal de PR extrapolada = PR prevista.

Por outro enfoque, tem-se que o valor médio de PR extrapolada/PR prevista e o desvio padrão valem, respectivamente, 0,98 e 0,16, ou seja, 68% das estacas teriam capacidade de carga real compreendida no intervalo $[0,98 + 0,16 = 1,14, 0,98 - 0,16 = 0,82]$ da carga prevista.

II.3.1.4 - Método de Velloso, P.P.C.

A reta de regressão linear encontrada é a seguinte:

PR extrapolada = $0,97$ PR prevista - $4,26$, com o valor do coeficiente de correlação $r = 0,77$.

O valor do coeficiente de correlação $r = 0,77$ é bastante satisfatório, o que mostra um bom ajustamento dos pontos (PR prevista, PR extrapolada) à reta de regressão.

Quanto aos valores do coeficiente angular ($A = 0,97$) e intercepto na origem ($B = -4,26$) da reta de correlação, são bastante bons, próximos da situação ideal de PR extrapolada = PR prevista.

Por outro enfoque, tem-se que o valor médio de PR extrapolada/PR prevista e o desvio padrão valem, respectivamente, 0,95 e 0,20.

Assim, aproximadamente 68% das estacas teriam capacidade de carga compreendida no intervalo $[0,95 + 0,20 = 1,15$, $0,95 - 0,20 = 0,75]$ da carga prevista.

Quadro Comparativo dos Resultados

ESTACA Nº	PR extrapolada (tf)	PR prevista (tf)	<u>PR extrapolada</u> PR prevista
1	53,0	58,1	0,91
2	195,0	217,0	0,90
3	179,0	148,0	1,21
4	173,0	177,0	0,97
5	147,0	177,8	0,83
6	138,0	219,9	0,63
7	140,0	230,5	0,61
8	250,0	229,1	1,09
9	295,0	254,4	1,16
10	249,0	222,4	1,12
11	260,0	239,3	1,09
12	173,0	189,2	0,91

II.3.2. - Provas de Carga em Estacas Tubadas

Os dados sobre as estacas tubadas constam do trabalho de DANZIGER²¹.

II.3.2.1 - Método de Aoki e Velloso

No quadro comparativo entre os valores de carga de ruptura (PR) apresentado a seguir, as colunas representam, respectivamente:

<u>Coluna nº</u>	<u>Designação</u>
1	Número da estaca.
2	Carga de ruptura - PR - extrapolada a partir dos valores (carga, recalque) obtidos da prova de carga.
3	Carga de ruptura obtida pelo método Aoki-Velloso, com os valores de K propostos pelos mesmos.
4	Relação PR extrapolada/PR prevista.
5	Idem, com os valores de K tomados como \bar{K}_p , sendo \bar{K}_p a média dos valores individuais de R_p/N , obtidos da análise parcial dos dados (ver item I.8.1).
6	Relação PR extrapolada/PR prevista.

QUADRO COMPARATIVO DOS RESULTADOS

ESTACA Nº	CARGA DE RUPTURA EXT.. (tf)	CARGA DE RUPTURA (tf) OBTIDA COM O EMPREGO DE:													
		$K = K_{\text{AOKI-VELLOSO}}$		$K = \bar{K}_p$		$K = \bar{K}_p(z)$		$K = K_c$		$K = K_c(z)$		$KN = cN^d$		$KN = cN^d(z)$	
		PR prev.	$\frac{PR_{ext.}}{PR_{prev.}}$	PR prev.	$\frac{PR_{ext.}}{PR_{prev.}}$	PR prev.	$\frac{PR_{ext.}}{PR_{prev.}}$	PR prev.	$\frac{PR_{ext.}}{PR_{prev.}}$	PR prev.	$\frac{PR_{ext.}}{PR_{prev.}}$	PR prev.	$\frac{PR_{ext.}}{PR_{prev.}}$	PR prev.	$\frac{PR_{ext.}}{PR_{prev.}}$
1	519,3	503,9	1,03	436,1	1,19	498,3	1,04	455,2	1,14	502,4	1,03	431,4	1,20	471,2	1,10
2	261,6	204,8	1,28	174,5	1,50	174,0	1,50	185,5	1,41	182,6	1,43	184,2	1,42	183,1	1,43
3	338,0	420,1	0,80	300,7	1,12	346,5	0,98	312,7	1,08	332,0	1,02	319,4	1,06	360,7	0,94
4	434,5	446,7	0,97	424,8	1,02	402,0	1,08	442,6	0,98	420,3	1,03	389,8	1,11	363,9	1,19
5	186,8	276,9	0,67	216,7	0,86	241,9	0,77	228,5	0,82	236,6	0,79	227,2	0,82	247,2	0,76
6	153,9	278,0	0,55	204,0	0,75	235,0	0,65	215,6	0,71	234,0	0,66	226,4	0,68	253,0	0,61
7	290,8	270,9	1,07	233,9	1,24	224,8	1,29	207,3	1,40	225,0	1,29	213,1	1,36	244,2	1,19
8	302,2	368,8	0,82	278,9	1,08	315,6	0,96	290,6	1,04	266,5	1,13	280,4	1,08	303,6	1,00
9	295,7	295,6	1,00	236,7	1,25	268,2	1,00	279,5	1,06	281,1	1,05	235,1	1,26	247,2	1,20
10	324,9	388,7	0,84	343,9	0,94	329,9	0,98	359,2	0,90	338,0	0,96	330,9	0,98	359,5	0,90
11	334,7	391,2	0,86	362,2	0,92	345,3	0,97	378,1	0,89	357,0	0,94	343,8	0,97	331,3	1,01
12	353,4	401,0	0,88	330,6	1,07	349,2	1,01	388,1	0,91	362,5	0,98	346,3	1,02	328,1	1,08
13	289,0	260,8	1,11	234,7	1,23	244,1	1,18	258,8	1,12	249,9	1,16	228,7	1,26	235,8	1,23

Coluna nº

Designação

- 7 Idem, com os valores de K tomados como \bar{K}_p , sendo \bar{K}_p a média dos valores individuais de R_p/N , obtidos da análise parcial dos dados, por faixas de profundidade.
- 8 Relação PR extrapolada/PR prevista.
- 9 Idem, com os valores de K tomados como K_c , sendo K_c o coeficiente angular da reta $R_p = K_c N$ (passando pela origem) obtidos da análise parcial dos dados.
- 10 Relação PR extrapolada/PR prevista.
- 11 Idem, com os valores de K tomados como K_c , sendo K_c o coeficiente angular da reta $R_p = K_c N$ (passando pela origem), obtidos da análise parcial dos dados, por faixas de profundidade.
- 12 Relação PR extrapolada/PR prevista.
- 13 Idem, com os valores KN das expressões (II.12) e (II.13) tomados como $R_p = cN^d$ (correlação potencial), obtidos da análise parcial dos dados.

Coluna nºDesignação

- 14 Relação PR extrapolada/PR prevista.
- 15 Idem, com os valores KN das expressões (II.12) e (II.13) tomados como $R_p = cN^d$ (correlação potencial), obtidos da análise parcial dos dados, por faixas de profundidade.
- 16 Relação PR extrapolada/PR prevista.

Semelhantemente ao item II.3.1.1, os coeficientes da reta de regressão linear entre os valores da capacidade de carga prevista e a capacidade de carga medida (extrapolada) valem:

Forma de determinação da carga de ruptura	A	B (tf)	r
$K = K_{Aoki-Velloso}$	0,88	9,54	0,82
$K = \bar{K}_p$	0,98	28,98	0,88
$K = \bar{K}_p(z)$	0,94	25,74	0,87
$K = K_c$	0,90	37,91	0,86
$K = K_c(z)$	0,93	29,35	0,89
$KN = cN^d$	1,05	12,21	0,85
$KN = cN^d(z)$	1,00	12,64	0,82

Observa-se, semelhantemente ao caso de estacas tipo Franki, que os valores do coeficiente de correlação são bastante satisfatórios. Desta vez, a aplicação de $K = K_c(z)$ (K_c variando com a profundidade) forneceu melhores resultados, embora sua diferença, para os demais casos, não tenha sido significativa.

Quanto aos coeficientes da reta de regressão, os melhores resultados foram obtidos da aplicação da correlação potencial por faixas de profundidade.

De outra forma, calculando-se o valor médio de y/x - sendo y o valor da capacidade de carga medida e x o valor da capacidade de carga prevista - e o desvio padrão, obtém-se:

Forma de determinação da carga de ruptura	Valor médio de y/x	Desvio padrão
$K = K_{\text{Aoki-Velloso}}$	0,91	0,19
$K = \bar{K}_p$	1,09	0,20
$K = \bar{K}_p(z)$	1,04	0,21
$K = K_c$	1,04	0,21
$K = K_c(z)$	1,04	0,20
$KN = cN^d$	1,10	0,21
$KN = cN^d(z)$	1,05	0,22

Nesta análise, os resultados não diferiram de forma acentuada para os diversos critérios de determinação da carga de ruptura. Os valores de desvio padrão foram praticamente os mesmos e as melhores médias de y/x foram encontradas com a aplicação de $K = \bar{K}_p(z)$, $K = K_c$, $K = K_c(z)$ e ainda $KN = cN^d(z)$.

No caso, por exemplo, da determinação da carga de ruptura com os valores de $K = K_c$, 68% das estacas teriam capacidade, de carga real compreendida no intervalo $[1,04 + 0,21 = 1,25, 1,04 - 0,21 = 0,83]$ da carga prevista.

Os valores de F1 e F2 que melhor se ajustaram às provas de carga em estacas tubadas foram:

Critério de Análise	Valor de F1	Valor de F2
$K = K_{\text{Aoki-Velloso}}$	1,75	3,50
$K = \bar{K}_p$	2,15	4,30
$K = \bar{K}_p(z)$	2,00	4,00
$K = K_c$	1,64	3,28
$K = K_c(z)$	1,67	3,34
$KN = cN^d$	1,59	3,18
$KN = cN^d(z)$	1,66	3,32

II.3.2.2 - Método de MeyerhofQuadro Comparativo dos Resultados

ESTACA Nº	PR extrapolada (tf)	PR prevista (tf)	$\frac{\text{PR extrapolada}}{\text{PR prevista}}$
1	519,3	417,0	1,25
2	261,6	203,0	1,29
3	338,0	304,4	1,11
4	434,5	316,6	1,37
5	186,8	204,0	0,92
6	153,9	192,7	0,80
7	290,8	184,6	1,58
8	302,2	284,1	1,06
9	295,7	206,5	1,43
10	324,9	277,0	1,17
11	334,7	281,8	1,19
12	353,4	280,5	1,26
13	289,0	244,3	1,18

A reta de regressão linear que melhor se ajusta aos pontos e o coeficiente de correlação correspondente são os seguintes:

$$\text{PR extrapolada} = 1,27\text{PR prevista} - 18,35, \quad r = 0,89.$$

Pode-se observar que o coeficiente de correlação é

bastante satisfatório, igual ao melhor dos valores dos coeficientes de correlação obtidos do critério AOKI-VELLOSO⁴ no item precedente.

Quanto ao valor do coeficiente angular ($A = 1,27$) e intercepto na origem ($B = - 18,35$) da reta de correlação, seus resultados são algo afastados em relação à situação ideal - carga medida = carga prevista.

Calculando-se o valor médio de PR extrapolada/PR prevista e o desvio padrão, obtêm-se os valores 1,20 e 0,21 , respectivamente, ou seja, 68% das estacas teriam capacidade de carga real compreendida no intervalo $[1,20 + 0,21 = 1,41, 1,20 - 0,21 = 0,99]$ da carga prevista.

II.3.2.3 - Método de Décourt e Quaresma

A reta de regressão linear encontrada é a seguinte:

$$\text{PR extrapolada} = 1,07 \text{ PR prevista} - 30,64 ,$$

$$r = 0,89.$$

Pode-se observar, também, que o valor do coeficiente de correlação é bastante satisfatório e igual ao melhor dos valores dos coeficientes de correlação anteriores, para as estacas tubadas.

O valor do coeficiente angular ($A = 1,07$) e intercepto

Quadro Comparativo dos Resultados

ESTACA Nº	PR extrapolada (tf)	PR prevista (tf)	$\frac{\text{PR extrapolada}}{\text{PR prevista}}$
1	519,3	495,4	1,05
2	261,6	222,4	1,18
3	338,0	364,7	0,93
4	434,5	428,7	1,01
5	186,8	266,2	0,70
6	153,9	251,8	0,61
7	290,8	270,9	1,07
8	302,2	310,4	0,97
9	295,7	286,8	1,03
10	324,9	353,7	0,92
11	334,7	354,9	0,94
12	353,4	342,4	1,03
13	289,0	245,0	1,18

to na origem ($B = - 30,64$) da reta de correlação são satisfatōrios em relaçaō à situaçaō ideal - carga medida = carga prevista.

Calculando-se o valor mēdio de PR extrapolada/PR prevista e o desvio padrāo, obtēm-se os valores de 0,97 e 0,16 , respectivamente, ou seja, 68% das estacas teriam capacidade de carga real compreendida no intervalo $[0,97 + 0,16 = 1,13$,

0,97 - 0,16 = 0,81] da carga prevista.

II.3.2.4 - Método de Velloso, P.P.C.

Quadro Comparativo dos Resultados

ESTACA Nº	PR extrapolada (tf)	PR prevista (tf)	PR extrapolada
			PR prevista
1	519,3	544,7	0,95
2	261,6	276,1	0,95
3	338,0	428,8	0,79
4	434,5	509,4	0,85
5	186,8	298,3	0,63
6	153,9	287,6	0,53
7	290,8	283,0	1,03
8	302,2	345,4	0,88
9	295,7	365,7	0,81
10	324,9	456,1	0,71
11	334,7	452,9	0,74
12	353,4	393,2	0,90
13	289,0	287,2	1,01

A reta de regressão linear encontrada é a seguinte:

$$\text{PR extrapolada} = 0,87 \text{ PR prevista} - 14,63, \quad r = 0,86.$$

O coeficiente de correlação também é satisfatório e os valores do coeficiente angular ($A = 0,87$) e intercepto na origem ($B = - 14,63$) já se afastam algo da situação ideal ($A=1$ e $B=0$), com uma tendência contrária à segurança.

Calculando-se o valor médio de PR extrapolada/PR prevista e o desvio padrão, obtêm-se os valores de 0,83 e 0,15 , respectivamente, ou seja, 68% das estacas teriam capacidade de carga real compreendida no intervalo $[0,83 + 0,15 = 0,98, 0,83 - 0,15 = 0,68]$ da carga prevista, ratificando a tendência contrária à segurança dos resultados obtidos da reta de correlação.

II.3.3 - Provas de Carga em Estacas Escavadas

II.3.3.1 - Método de Aoki e Velloso

No quadro comparativo entre os valores de carga de ruptura (PR) apresentado a seguir, as colunas representam, respectivamente:

<u>Coluna nº</u>	<u>Designação</u>
1	Número da estaca.
2	Carga de ruptura - PR - extrapolada a partir dos valores (carga, recalque) obtidos da prova de carga.
3	Carga de ruptura obtida pelo método

QUADRO COMPARATIVO DOS RESULTADOS

ESTACA Nº	CARGA DE RUPTURA EXT. (tf)	CARGA DE RUPTURA (tf) OBTIDA COM O EMPREGO DE:													
		$K = K_{\text{NOKI-VELLOSO}}$		$K = \bar{K}_P$		$K = \bar{K}_P(z)$		$K = K_C$		$K = K_C(z)$		$KN = cN^d$		$KN = cN^d(z)$	
		PR prev.	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$	PR prev.	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$	PR prev.	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$	PR prev.	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$	PR prev.	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$	PR prev.	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$	PR prev.	$\frac{\text{PR ext.}}{\text{PR prev.}}$
1	1321,6	1107,8	1,19	1087,1	1,22	1144,3	1,15	1035,9	1,28	1250,3	1,06	897,6	1,47	1135,5	1,16
2	616,1	461,9	1,33	636,5	0,97	593,2	1,04	634,6	0,97	606,9	1,02	702,2	0,88	711,8	0,87
3	400,0	325,6	1,23	339,7	1,18	354,2	1,13	410,2	0,98	445,8	0,90	405,8	0,99	419,0	0,95
4	1376,7	1233,7	1,12	1660,4	0,83	1333,0	1,03	1655,2	0,83	1170,1	1,18	1729,9	0,80	998,2	1,38
5	666,7	737,5	0,90	482,8	0,90	551,8	1,21	466,1	1,43	565,2	1,18	434,2	1,54	469,1	1,42
6	818,0	988,0	0,83	680,0	1,20	734,7	1,11	657,2	1,24	771,5	1,06	568,0	1,44	635,3	1,29
7	919,2	910,3	1,01	997,6	0,92	1151,7	0,80	1218,7	0,75	1203,3	0,76	1297,0	0,71	1116,6	0,82
8	651,2	873,3	0,75	1187,1	0,55	1097,4	0,59	1183,6	0,55	1146,3	0,57	1260,5	0,52	1070,1	0,61
9	601,5	757,5	0,79	559,4	1,08	552,3	1,09	560,7	1,07	583,3	1,03	607,7	0,99	712,7	0,84
10	142,2	143,6	0,99	105,0	1,35	117,0	1,22	105,7	1,35	114,3	1,24	94,4	1,51	92,3	1,54
11	1043,5	1521,2	0,92	1408,1	1,00	1674,4	0,84	1400,4	1,00	1529,3	0,92	1254,4	1,12	1508,7	0,93
12	1354,2	1289,8	1,05	1154,7	1,17	1374,0	0,99	1146,1	1,18	1263,0	1,07	1053,8	1,29	1329,9	1,02
13	361,0	369,4	0,98	337,8	1,07	294,7	1,23	335,4	1,08	350,4	1,03	296,4	1,22	326,6	1,11
14	447,9	471,6	0,95	447,9	1,00	397,5	1,13	455,9	0,98	472,5	0,95	406,7	1,10	483,4	0,93

Coluna nºDesignação

do Aoki-Velloso, com os valores de K propostos pelos mesmos.

- 4 Relação PR extrapolada/PR prevista.
- 5 Idem, com os valores de K tomados como \bar{K}_p , sendo \bar{K}_p a média dos valores individuais de R_p/N , obtidos da análise parcial dos dados (ver item I.8.1).
- 6 Relação PR extrapolada/PR prevista.
- 7 Idem, com os valores de K tomados como \bar{K}_p , sendo \bar{K}_p a média dos valores individuais de R_p/N , obtidos da análise parcial dos dados, por faixas de profundidade.
- 8 Relação PR extrapolada/PR prevista.
- 9 Idem, com os valores de K tomados como K_c , sendo K_c o coeficiente angular da reta $R_p = K_c N$ (passando pela origem), obtidos da análise parcial dos dados.
- 10 Relação PR extrapolada/PR prevista.

Coluna nºDesignação

- 11 Idem, com os valores de K tomados como K_c , sendo K_c o coeficiente angular da reta $R_p = K_c N$ (passando pela origem), obtidos da análise parcial dos dados, por faixas de profundidade.
- 12 Relação PR extrapolada/PR prevista.
- 13 Idem, com os valores KN das expressões (II.12) e (II.13) tomados como $R_p = cN^d$ (correlação potencial), obtidos da análise parcial dos dados.
- 14 Relação PR extrapolada/PR prevista.
- 15 Idem, com os valores KN das expressões (II.12) e (II.13) tomados como $R_p = cN^d$ (correlação potencial), obtidos da análise parcial dos dados, por faixas de profundidade.
- 16 Relação PR extrapolada/PR prevista.

Semelhantemente aos itens II.3.1.1 e II.3.2.1, os coeficientes da reta de regressão linear entre os valores da capacidade de carga prevista e a capacidade de carga medida (ex

trapolada) valem:

Forma de determinação da carga de ruptura	A	B (tf)	r
$K = K_{\text{Aoki-Velloso}}$	0,98	5,70	0,95
$K = \bar{K}_p$	0,83	137,84	0,90
$K = \bar{K}_p(z)$	0,83	121,20	0,93
$K = K_c$	0,80	147,10	0,88
$K = K_c(z)$	0,90	56,96	0,91
$KN = cN^d$	0,72	228,73	0,80
$KN = cN^d(z)$	0,91	78,95	0,89

Os coeficientes de correlação encontrados são bastante satisfatórios. Para este caso, a reta correspondente à carga de ruptura determinada com os valores de K propostos por AOKI E VELLOSO⁴ forneceu o melhor coeficiente de correlação, o menor valor do intercepto na origem e o valor do coeficiente angular mais próximo da unidade.

De outra forma, calculando-se o valor médio de y/x , sendo y o valor da capacidade de carga medida e x o valor da capacidade de carga prevista, e o desvio padrão, obtém-se:

Forma de determinação da carga de ruptura	Valor médio de y/x	Desvio padrão
$K = K_{\text{Aoki-Velloso}}$	1,00	0,17
$K = \bar{K}_p$	1,07	0,22
$K = \bar{K}_p(z)$	1,04	0,18
$K = K_c$	1,05	0,23
$K = K_c(z)$	1,00	0,18
$KN = cN^d$	1,11	0,32
$KN = cN^d(z)$	1,06	0,26

Também nesta análise, os resultados de AOKI E VELLOSO⁴ se mostraram melhores, com valor médio, no quadro anterior, de exatamente 1,00 e desvio padrão bem reduzido, igual a 0,17.

No caso, por exemplo, da determinação da carga de ruptura com os valores de $K = K_{\text{Aoki-Velloso}}$, 68% das estacas teriam capacidade de carga real compreendida no intervalo $[1,00 + 0,17 = 1,17, 1,00 - 0,17 = 0,83]$.

Os valores de F1 e F2 que melhor se ajustaram às provas de carga em estacas escavadas foram:

Critério de Análise	Valor de F1	Valor de F2
$K = K_{\text{Aoki-Velloso}}$	2,80	5,60
$K = \bar{K}_P$	4,00	8,00
$K = \bar{K}_P(z)$	3,90	7,80
$K = K_C$	3,30	6,60
$K = K_C(z)$	3,00	6,00
$KN = cN^d(z)$	3,40	6,80
$KN = cN^d$	3,10	6,20

II.3.3.2 - Método de Meyerhof

A reta de regressão linear que melhor se ajusta aos pontos e o coeficiente de correlação correspondente são os seguintes:

$$PR \text{ extrapolada} = 0,65 \text{ PR prevista} + 226,31, \quad r = 0,84.$$

Observa-se que, embora o coeficiente de correlação seja satisfatório, os valores do coeficiente angular e intercepto na origem estão longe de representarem a situação ideal ($A = 1$ e $B = 0$).

De outra forma, calculando-se o valor médio de PR extrapolada/PR prevista e o desvio padrão, obtém-se 1,01 e 0,28

respectivamente, ou seja, 68% das estacas teriam capacidade de carga real compreendida no intervalo $[1,01 + 0,28 = 1,29, 1,01 - 0,28 = 0,73]$ da carga prevista.

Quadro Comparativo dos Resultados

ESTACA Nº	PR extrapolada (tf)	PR prevista (tf)	<u>PR extrapolada</u> PR prevista
1	1321,6	1051,2	1,26
2	616,1	609,2	1,01
3	400,0	433,7	0,92
4	1376,7	1986,0	0,69
5	666,7	435,7	1,53
6	818,0	665,7	1,23
7	919,2	1349,7	0,68
8	651,2	1301,3	0,50
9	601,5	556,5	1,08
10	142,2	110,4	1,29
11	1403,5	1616,0	0,87
12	1354,2	1156,8	1,17
13	361,0	387,0	0,93
14	447,9	486,5	0,92

II.3.3.3 - Método de Décourt e QuaresmaQuadro Comparativo dos Resultados

ESTACA Nº	PR extrapolada (tf)	PR prevista (tf)	PR extrapolada
			PR prevista
1	1321,6	1399,0	0,94
2	616,1	996,9	0,62
3	400,0	506,5	0,79
4	1376,7	1278,2	1,08
5	666,7	554,2	1,20
6	818,0	942,7	0,87
7	919,2	1257,4	0,73
8	651,2	1117,9	0,58
9	601,5	872,9	0,69
10	142,2	139,9	1,02
11	1403,5	1701,1	0,83
12	1354,2	1781,0	0,76
13	361,0	369,3	0,98
14	447,9	504,8	0,89

A reta de regressão linear que melhor se ajusta aos pontos e o coeficiente de correlação correspondente são os seguintes:

$$PR \text{ extrapolada} = 0,78 \text{ PR prevista} + 42,14, \quad r = 0,93.$$

Pode-se observar que o coeficiente de correlação é bastante bom, o que mostra a boa qualidade do ajustamento dos pontos (PR prevista, PR extrapolada) à reta de ajustamento.

Quanto aos valores de coeficiente angular ($A = 0,78$) e intercepto na origem ($B = 42,14$), estes estão algo distantes da situação ideal ($A = 1$ e $B = 0$).

Calculando-se o valor médio de PR extrapolada/PR prevista e o desvio padrão, obtêm-se 0,85 e 0,18, respectivamente, ou seja, 68% das estacas teriam capacidade de carga real compreendida no intervalo $[0,85 - 0,18 = 0,67, 0,85 + 0,18 = 1,03]$ da carga prevista.

II.3.3.4 - Método de Velloso, P.P.C.

A reta de regressão linear que melhor se ajusta aos pontos e o coeficiente de correlação correspondente são os seguintes:

$$\text{PR extrapolada} = 1,10 \text{ PR prevista} - 2,95, \quad r = 0,87.$$

O valor do coeficiente de correlação é bastante satisfatório, o que mostra um bom ajustamento dos pontos (PR prevista, PR extrapolada) à reta de regressão.

Quanto aos valores do coeficiente angular ($A = 1,10$) e intercepto na origem ($B = - 2,98$) da reta de correlação, são

bastante bons, próximo da situação ideal de PR extrapolada =
PR prevista.

Quadro Comparativo dos Resultados

ESTACA Nº	PR extrapolada (tf)	PR prevista (tf)	<u>PR extrapolada</u> PR prevista
1	1321,6	859,7	1,54
2	616,1	649,4	0,95
3	400,0	427,0	0,94
4	1376,7	1225,4	1,12
5	666,7	468,3	1,42
6	818,0	888,8	0,92
7	919,2	986,5	0,93
8	651,2	1017,6	0,64
9	601,5	621,4	0,97
10	142,2	154,9	0,92
11	1403,5	1011,9	1,39
12	1354,2	1069,9	1,27
13	361,0	292,2	1,24
14	447,9	417,4	1,07

Calculando-se o valor médio de PR extrapolada/PR pre-
vista e o coeficiente de correlação, obtêm-se, respectivamente,
1,09 e 0,23.

Assim, aproximadamente 68% das estacas teriam capacidade de carga compreendida no intervalo $[1,09 + 0,23 = 1,32 , 1,09 - 0,23 = 0,86]$ da carga prevista.

II.3.4 - Quadro Resumo

Nos itens II.3.1 a II.3.3 procedeu-se a uma análise preliminar acerca das previsões feitas por cada um dos métodos de cálculo, com base em resultados de provas de carga, de uma maneira individual.

A seguir, serão apresentados quadros onde se encontram resumidos todos os resultados anteriores, de forma a discutir, com mais detalhe, aspectos considerados relevantes de determinados métodos, bem como propiciar uma confrontação entre as metodologias de cálculo abordadas, o que será realizado no item II.3.5.

Nesses quadros, estão indicados os valores de capacidade de carga calculados nos itens precedentes para os diversos métodos apresentados, bem como os valores extrapolados com base nos resultados das provas de carga das estacas tipo Franki, tubadas e escavadas. No método de AOKI E VELLOSO⁴ são apresentados os diferentes resultados encontrados para os diversos critérios de obtenção da relação entre a resistência de ponta do "diepsondering" e o índice de resistência à penetração (N do SPT).

A descrição de cada uma das colunas de cada um dos quadros - para estacas tipo Franki, tubadas e escavadas - é a seguinte:

<u>Coluna nº</u>	<u>Designação</u>
1	Número da estaca.
2	Carga de ruptura - PR - extrapolada a partir dos valores (carga, recalque) obtidos da prova de carga.
3	Cargas de ruptura calculadas pelo critério de AOKI E VELLOSO ⁴ . Para as estacas tipo Franki, esta coluna é subdividida em quatro subcolunas, de acordo com os diversos modos em que a resistência de ponta é relacionada ao índice de resistência à penetração. Para as estacas tubadas e estacas escavadas, esta coluna é subdividida em sete subcolunas pois, nestes casos, além das quatro subcolunas anteriores, a resistência de ponta é relacionada ao índice de resistência à penetração também por faixas de profundidade.
4	Carga de ruptura calculada pelo método proposto por MEYERHOF ⁵ 1.

<u>Coluna nº</u>	<u>Designação</u>
5	Carga de ruptura calculada pelo método de DÉCOURT E QUARESMA ²⁸ .
6	Carga de ruptura calculada pelo método de VELLOSO ⁸² .

Estão também indicados, em linhas horizontais, respectivamente:

F1 e F2	-	valores dos coeficientes F1 e F2 que melhor se ajustaram quando da aplicação do método AOKI-VELLOSO ⁴ .
A, B	-	valores dos coeficientes A e B da reta de correlação PR extrapolada = A PR prevista + B.
coeficiente de correlação	-	valor do coeficiente de correlação correspondente.
PR ext./PR prev.	-	valor médio da relação entre a carga de ruptura medida (extrapolada) e a carga de ruptura calculada (prevista).
desvio padrão	-	valor do desvio padrão da distribuição dos valores de PR ext./PR prev.

ESTACAS TIPO FRANKI

ESTACA Nº	PR (tf) EXTRAPOLADA	AOKI E VELLOSO				MEYERHOF	DÉCOURT E QUARESMA	VELLOSO
		K _{Aoki-Veloso}	\bar{R}_p	K _c	cN ^d (Potencial)			
1	53,0	43,0	64,3	75,6	67,1	53,7	46,0	58,1
2	195,0	234,8	220,9	215,4	217,1	217,8	230,0	217,0
3	179,0	149,0	172,6	179,7	158,0	112,7	201,0	148,0
4	173,0	147,0	158,6	165,1	152,6	124,5	165,0	177,8
5	147,0	147,0	158,6	165,1	152,6	112,5	165,0	177,8
6	138,0	200,0	140,9	142,4	180,5	201,7	211,6	219,9
7	140,0	165,0	199,7	199,7	180,0	206,4	171,0	230,5
8	250,0	214,0	220,5	229,6	209,3	167,6	225,4	229,1
9	295,0	222,0	197,2	192,0	210,1	206,0	255,2	254,4
10	249,0	297,0	298,0	314,2	282,2	200,2	246,9	222,4
11	260,0	225,0	223,8	233,0	226,5	308,8	245,3	239,3
12	173,0	244,8	163,8	165,2	159,7	133,6	153,0	189,2
F1		2,5	2,8	2,3	2,4			
F2		5,0	5,6	4,6	4,8			
A		0,78	0,93	0,89	1,04	0,65	1,01	0,97
B (tf)		38,41	15,98	19,33	-3,38	76,51	-7,56	-4,26
coef.de correl.		0,76	0,79	0,77	0,82	0,65	0,88	0,77
PR _{ext.} /PR _{prev.}		1,01	1,01	0,98	1,01	1,15	0,98	0,95
desvio padrão		0,22	0,21	0,22	0,20	0,32	0,16	0,20

ESTACAS TUBADAS

PR (tf) ESTACA MS	EXTRAPOLADA	AOKI E VELLOSO							MEYERHOF	DÉCOURT E QUARESMA	VELLOSO
		K _{Aoki-Velloso}	R _p	R _p (z)	K _c	K _c (z)	cN ^d (Potencial)	cN ^d (zXPotencial)			
1	519,3	503,9	436,1	498,3	455,2	502,4	431,4	471,2	417,0	495,4	544,7
2	261,6	204,8	174,5	174,0	185,5	182,6	184,2	183,1	203,0	222,4	276,1
3	338,0	420,1	300,7	346,5	312,7	332,0	319,4	360,7	304,4	364,7	428,8
4	434,5	446,7	424,8	402,0	442,6	420,3	389,8	363,9	316,6	428,8	509,4
5	186,8	276,9	216,7	241,9	228,5	236,6	227,2	247,2	204,0	266,2	298,3
6	153,9	278,0	204,0	235,0	215,6	234,0	226,4	253,0	192,7	251,8	287,6
7	290,8	270,9	233,9	224,8	207,3	225,0	213,1	244,2	184,6	270,9	283,0
8	302,2	368,8	278,9	315,6	290,6	266,5	280,4	303,6	284,1	310,4	345,4
9	295,7	295,6	236,7	268,2	279,5	281,1	235,1	247,2	206,5	286,8	365,7
10	324,9	388,7	343,9	329,9	359,2	338,0	330,9	359,5	277,0	353,7	456,1
11	334,7	391,2	362,2	345,3	378,1	357,0	343,8	331,3	281,8	354,9	452,9
12	353,4	401,0	330,6	349,2	388,1	362,5	346,3	328,1	280,5	342,4	393,2
13	289,0	260,8	234,7	244,1	258,8	249,9	228,7	235,8	244,3	245,0	287,2
F1		1,75	2,15	2,00	1,64	1,67	1,59	1,66			
F2		3,50	4,30	4,00	3,28	3,34	3,18	3,32			
A		0,88	0,98	0,94	0,90	0,93	1,05	1,00	1,27	1,07	0,87
B(tf)		9,54	28,98	25,74	37,91	29,35	12,21	12,64	-18,35	-30,64	-14,63
coef.de correl.		0,82	0,88	0,87	0,86	0,89	0,85	0,82	0,89	0,89	0,86
PR _{ext.} /PR _{prev.}		0,91	1,09	1,04	1,04	1,04	1,10	1,05	1,20	0,97	0,83
desvio padrão		0,19	0,20	0,21	0,21	0,20	0,21	0,22	0,21	0,16	0,15

ESTACAS ESCAVADAS

ESTACA Nº	PR (tf) EXTRAPOLADA	AOKI E VELLOSO							MEYERHOF	DÉCOURT E QUARESMA	VELLOSO
		$K_{Aoki-Velloso}$	\bar{R}_p	$\bar{R}_p(z)$	K_c	$K_c(z)$	cN^d (Potencial)	$cN^d(z)$ (Potencial)			
1	1321,6	1107,8	1087,1	1144,3	1035,9	1250,3	897,6	1135,5	1051,2	1399,0	859,7
2	616,1	461,9	636,5	593,2	634,6	606,9	702,2	711,8	609,2	996,9	649,4
3	400,0	325,6	339,7	354,2	410,2	445,8	405,8	419,0	433,7	506,5	427,0
4	1376,7	1233,7	1660,4	1333,0	1655,2	1170,1	1729,9	998,2	1986,0	1278,2	1225,4
5	666,7	737,5	482,8	551,8	466,1	565,2	434,2	469,1	435,7	554,2	468,3
6	818,0	988,0	680,0	734,7	657,2	771,5	568,0	635,3	665,7	942,7	888,8
7	919,2	910,3	997,6	1151,7	1218,7	1203,3	1297,0	1116,6	1349,7	1257,4	986,5
8	651,2	873,3	1187,1	1097,4	1183,6	1146,3	1260,5	1070,1	1301,3	1117,9	1017,6
9	601,5	757,5	559,4	552,3	560,7	583,3	607,7	712,7	556,5	872,9	621,4
10	142,2	143,6	105,0	117,0	105,7	114,3	94,4	92,3	110,4	139,9	154,9
11	1403,5	1521,2	1408,1	1674,4	1400,4	1529,3	1254,4	1508,7	1616,0	1701,1	1011,9
12	1354,2	1289,8	1154,7	1374,0	1146,1	1263,0	1053,8	1329,9	1156,8	1781,0	1069,9
13	361,0	369,4	337,8	294,7	335,4	350,4	296,4	326,6	387,0	369,3	292,2
14	447,9	471,6	447,9	397,5	455,9	472,5	406,7	483,4	486,5	504,8	417,4
F1		2,80	4,00	3,90	3,30	3,00	3,40	3,10			
F2		5,60	8,00	7,80	6,60	6,00	6,80	6,20			
A		0,98	0,83	0,83	0,80	0,90	0,72	0,91	0,65	0,78	1,10
B(tf)		5,70	137,84	121,20	147,10	56,96	228,73	78,95	226,31	42,14	-2,95
coef.de correl.		0,95	0,90	0,93	0,88	0,91	0,80	0,89	0,84	0,93	0,87
PR _{ext.} /PR _{prev.}		1,00	1,07	1,04	1,05	1,00	1,11	1,06	1,01	0,85	1,09
desvio padrão		0,17	0,22	0,18	0,23	0,18	0,32	0,26	0,28	0,18	0,23

II.3.5 - Análise dos Resultados

II.3.5.1 - Método de Aoki e Velloso

O método de AOKI e VELLOSO⁴ merece ser grupado à parte devido, principalmente, à comparação levada a efeito entre os resultados das provas de carga e os cálculos de capacidade de carga realizados, distintamente, para as diversas maneiras de obtenção da correlação entre os ensaios de penetração estática e dinâmica.

São as seguintes as observações e conclusões mais importantes:

1.^a - Da análise das provas de carga, conclui-se não haver melhoria sensível na aplicação do critério Aoki-Velloso quando da adoção de valores de K, relação entre a resistência de ponta do cone e o valor do índice de resistência à penetração, diferentes daqueles sugeridos pelos autores, embora estes valores de K possam diferir entre si, como indicado no capítulo I.

De todos os critérios utilizados para a determinação das correlações entre o penetrômetro estático e o dinâmico e para todos os tipos de estacas analisadas, a dispersão dos valores foi razoavelmente uniforme. Os resultados apresentaram-se satisfatórios nas duas maneiras de se abordar o problema: a reta de correlação ajustando as variáveis (PR prevista, PR extrapolada) e a distribuição normal da variável PR extrapolada / PR prevista.

Quanto aos valores de A e B da reta de correlação $PR_{extrapolada} = A PR_{prevista} + B$, os melhores valores (A mais próximo da unidade e B de zero) e, portanto, $PR_{extrapolada}$ mais próxima de $PR_{prevista}$, foram obtidos das correlações potenciais, tanto para as estacas tipo Franki como para as estacas tubadas. No caso de estacas escavadas, os melhores resultados foram obtidos com os valores de K propostos por AOKI E VELLOSO⁴, mas com $F1 = 2,80$ e $F2 = 5,60$, diferentemente de $F1 = 3,00$ e $F2 = 6,00$ normalmente utilizados. O emprego da correlação potencial com variação por faixas de profundidade ficou, neste caso, em segundo lugar, sendo que a correlação potencial sem levar em conta a variação da profundidade apresentou, estranhamente, um resultado pior do que todas as outras estimativas, com uma tendência ligeiramente conservativa.

Vale ressaltar que todas essas observações são mais difíceis de serem visualizadas através dos valores das médias das relações $PR_{extrapolada}/PR_{prevista}$, o que mostra, mais uma vez, a vantagem do ajustamento entre duas variáveis ($PR_{prevista}$ e $PR_{extrapolada}$) em relação à distribuição de apenas uma (relação $PR_{extrapolada}/PR_{prevista}$).

2ª - É importante tecer algumas considerações quanto às razões pelas quais as previsões efetuadas com as diversas correlações forneceram resultados não tão diversos - como talvez fosse esperado -, em função das diferenças entre os resultados dos diversos tipos de correlações efetuadas entre o penetrômetro estático e o dinâmico.

Para ilustrar os valores numéricos das diferenças em contradas nas correlações compara-se, no quadro II.9, os valores de K propostos por AOKI E VELLOSO⁴ com os valores de K_c (ver item I.8.1).

Natureza do Solo	$K_{Aoki-Velloso}$	K_c	número de pontos (SPT)
Areia	10,0	4,9(fina) a 6,3(média)	343
Areia siltosa	8,0	5,3	255
Areia silto argilosa	7,0	6,1	19
Areia argilosa	6,0	5,4	137
Areia argilo siltosa	5,0	7,2	8
Silte	4,0	-	-
Silte arenoso	5,5	4,8	174
Silte areno argiloso	4,5	-	-
Silte argiloso	2,3	3,6	5
Silte argilo arenoso	2,5	3,9	61
Argila	2,0	4,5	51
Argila arenosa	3,5	5,5	96
Argila areno siltosa	3,0	-	-
Argila siltosa	2,2	1,7	110
Argila silto arenosa	3,3	3,7	348

Quadro II.9 - Comparação dos valores de K propostos por AOKI E VELLOSO⁴ com os valores de K_c .

Do quadro II.9, pode-se inferir que as diferenças, embora naturalmente existentes, entre os valores de $K_{Aoki-Velloso}$

e os de K_c , não mostram nenhuma tendência de valores maiores ou menores em função do tipo do solo, exceção feita aos solos de predominância arenosa, com valores de K maiores que 6,0 nos valores de $K_{\text{Aoki-Velloso}}$, bastante superiores aos encontrados no presente trabalho.

Observações semelhantes podem ser obtidas entre as demais correlações efetuadas, encontradas no quadro do item I.8.1.

Como explicar previsões semelhantes, não só entre os cálculos feitos com $K_{\text{Aoki-Velloso}}$ e K_c , como com as demais correlações ?

A nosso ver, são dois os motivos que conduziram a tais resultados.

O primeiro prende-se à observação dos terrenos atravessados pelas estacas. Como, na natureza, o subsolo se apresenta, na grande maioria dos casos, muito heterogêneo, as diferenças, mesmo sensíveis, dos valores de K obtidos de cada camada de solo, pelos diversos critérios, se diluem quando da análise da estaca como um todo. A alternância, portanto, nas camadas do subsolo, compensa as diferenças encontradas para as diversas correlações. É bom lembrar que, das provas de carga analisadas, não ocorreu nenhum caso de estaca atravessando apenas camadas de areia, o que poderia resultar em valores muito elevados de carga de ruptura quando utilizados os valores de K propostos por AOKI E VELLOSO⁴.

O segundo motivo diz respeito à maneira pela qual foram realizadas as previsões, em relação aos valores de F1 e F2.

É muito importante observar que os valores de F1 e F2 não foram os mesmos, para o emprego de todas as correlações. Tais valores foram calculados de forma a propiciar os melhores resultados, em cada caso. Portanto, F1 e F2 funcionam como coeficientes de ajustamento das provas de carga.

Note-se que, se fossem usados os mesmos valores de F1 e F2 para todos os tipos de correlação empregados - os sugeridos por AOKI E VELLOSO⁴, por exemplo -, certamente as previsões efetuadas divergiriam bem mais entre si.

3^a - Seguindo a seqüência de raciocínio da observação anterior, quanto aos valores obtidos no presente trabalho para as correlações entre o penetrômetro estático e o dinâmico e as previsões de capacidade de carga obtidas com estas correlações, parece-nos que há um excessivo número de valores de K no método AOKI E VELLOSO⁴, em função de pequenas diferenças em K para determinados grupos de natureza do solo.

Em outras palavras, poder-se-ia agrupar diversos tipos de solo com os mesmos valores de K, adaptando-se os valores propostos em função dos obtidos no presente trabalho, por exemplo, conforme a tabela do item I.8.4.

Embora o objetivo de AOKI E VELLOSO⁴ ao estabelecer tantos valores de K deva ter sido o de conseguir-se parâmetros

de cálculo para qualquer tipo de solo que se possa encontrar - e assim se obter um método empírico mais facilmente sistematizável - , parece-nos que tal refinamento não se traduz em melhor sensibilidade na determinação da capacidade de carga.

Cabe esclarecer que as previsões apresentadas nos quadros do item II.3.4 foram com os próprios valores encontrados para as correlações efetuadas (quadro do item I.8.1) e não com aqueles valores aproximados do item I.8.4. Acredita-se, entretanto, que não deverá haver diferenças significativas com a capacidade de carga obtida de uns e outros valores.

4ª - Em todos os casos em que se aplicou as correlações entre o penetrômetro estático e o dinâmico em função da profundidade , os resultados dos cálculos de capacidade de carga foram melhores que os resultados sem levar em conta a variação das correlações (correspondentes) com a profundidade.

Exemplificando, quando se empregou os valores de $K_c(z)$ (K_c variando com a profundidade), obteve-se melhores resultados que os em que se empregou K_c sem a variação com a profundidade, o mesmo acontecendo com o emprego das demais correlações, para os tipos de estacas pesquisadas.

Entretanto, a melhoria, a nosso ver, não foi de tal ordem a justificar o procedimento do emprego - como regra geral - das correlações variando com a profundidade, em função do razoável acréscimo de trabalho necessário para tal finalidade.

Eventualmente, poder-se-á fazer uso deste recurso no caso de estacas de grandes comprimentos e elevadas capacidades de carga.

5ª - As correlações potenciais entre o penetrômetro estático e o dinâmico, empregadas para o cálculo da capacidade de carga das estacas, evidenciaram resultados melhores que as demais correlações apenas no caso de estacas tipo Franki. Para estacas tubadas e escavadas, tal tendência não pôde ser observada.

Portanto, não parece justificável o emprego de correlações do tipo potencial em detrimento de correlações lineares passando pela origem, mais simples de serem utilizadas.

Sugere-se a utilização dos valores de K_c obtidos no presente trabalho, os quais forneceram aproximadamente os mesmos resultados de previsão de capacidade de carga que os valores de \bar{K}_p e previsões melhores que aqueles obtidos com $K_{Aoki-Velloso}$, exceção feita ao caso de estacas escavadas, em que $K_{Aoki-Velloso}$ forneceram os melhores resultados.

A vantagem de utilização de K_c em relação a \bar{K}_p prende-se aos processos estatísticos de se obter estes valores, já comentados anteriormente. Em relação aos valores de $K_{Aoki-Velloso}$ vale o comentário, também já realizado anteriormente, quanto a valores de K muito superiores a 6 e que poderiam, eventualmente, em solos arenosos homogêneos, conduzir a previsões contrárias à segurança. Além disso, vale enfatizar que as correlações efetuadas no presente trabalho foram realizadas com um número mui

to maior de dados que as utilizadas por AOKI E VELLOSO⁴ sendo, portanto, mais confiáveis.

6.^a - Já foi comentado, na 2.^a observação, que os valores de F_1 e F_2 foram calculados, para cada correlação entre o penetrômetro estático e o dinâmico, de forma a se obter os melhores resultados da previsão de capacidade de carga das estacas.

Assim, os valores de $F_1 = 2,50$ e $F_2 = 5,00$ para estacas tipo Franki e $F_1 = 1,75$ e $F_2 = 3,50$ para estacas tubadas confirmaram os valores preconizados por AOKI E VELLOSO⁴ para estes tipos de estacas.

No caso de estacas escavadas, entretanto, os melhores valores de F_1 e F_2 foram de, respectivamente, 2,80 e 5,60, diferentes dos usuais, 3,00 e 6,00. Assim, sugere-se que os valores de 2,80 e 5,60 sejam utilizados, em se empregando as previsões com $K_{\text{Aoki-Velloso}}$.

Semelhante e coerentemente, é imprescindível que os valores de F_1 e F_2 a empregar na previsão do cálculo de capacidade de carga, em se utilizando uma determinada correlação entre o penetrômetro estático e o dinâmico, sejam os valores correspondentes àquela correlação.

Assim, se forem empregados os valores de K_c para o caso de estacas tipo Franki, dever-se-á utilizar $F_1 = 2,30$ e $F_2 = 4,60$, e não $F_1 = 2,50$ e $F_2 = 5,00$, embora tal diferença seja pouco significativa, neste caso; se forem empregados valo

res de correlações potenciais variando com a profundidade para estacas escavadas, dever-se-á empregar $F_1 = 3,10$ e $F_2 = 6,20$, e assim para todas as correlações.

Esta observação é sobretudo válida em se considerando que os valores de F_1 e F_2 funcionam, conforme comentado, como coeficientes de ajustamento e, assim, diferentes correlações implicarão em coeficientes de ajustamento distintos.

Quanto à consideração de que F_2 seja o dobro de F_1 , implícita no trabalho de AOKI E VELLOSO⁴ e aqui mantida, são feitos comentários mais detalhados no item II.3.5.2, em que se compara os diversos métodos de cálculo.

II.3.5.2 - Comparação entre os Diversos Métodos de Cálculo

Este item apresenta comparações entre os resultados dos cálculos de capacidade de carga levados a efeito pelos diversos métodos, com base nos valores obtidos nas provas de carga.

Apresenta, ainda, algumas considerações de caráter específico, julgadas relevantes, em um ou outro método.

No que diz respeito ao critério de AOKI E VELLOSO⁴, para efeito de comparação com as outras metodologias será considerada apenas a utilização dos valores de K propostos pelos autores. Para o caso de estacas escavadas, entretanto, serão empregados os valores de $F_1 = 2,80$ e $F_2 = 5,60$.

São as seguintes as observações e conclusões mais importantes:

1.^a - O método de MEYERHOF⁵¹ apresentou as previsões mais distanciadas dos resultados das provas de carga, no caso de estacas tipo Franki e tubadas, nos dois tipos de análise consideradas: a reta de correlação ajustando as variáveis carga de ruptura extrapolada (PR extrapolada) e carga de ruptura prevista (PR prevista) e o estudo da relação PR extrapolada/PR prevista. A dispersão dos valores encontrados, nas duas análises, também consistiram nos piores resultados encontrados (menores coeficientes de correlação, na primeira análise, e maiores valores de desvio padrão, na segunda).

A tendência, em ambos os casos, foi de resultados conservativos.

No caso de estacas escavadas, a análise da reta de correlação forneceu os piores resultados (valores de A mais afastados de 1 e B de 0) novamente para o método de MEYERHOF⁵¹, embora com ajustamento razoável. Já o valor médio da relação PR extrapolada/PR prevista foi de 1,01 evidenciando, aparentemente, bons resultados. O desvio padrão, embora com valor razoável, foi algo maior que os obtidos com a aplicação dos demais métodos de cálculo. Tal discrepância é esclarecida quando se observa o gráfico da figura II.8, onde se verifica que, embora a média das relações entre as variáveis x e y possa ser igual a 1, a reta que melhor se ajusta aos pontos é do tipo $y = Ax + B$, portanto com intercepto na origem e com coeficiente angular diferente de 1.

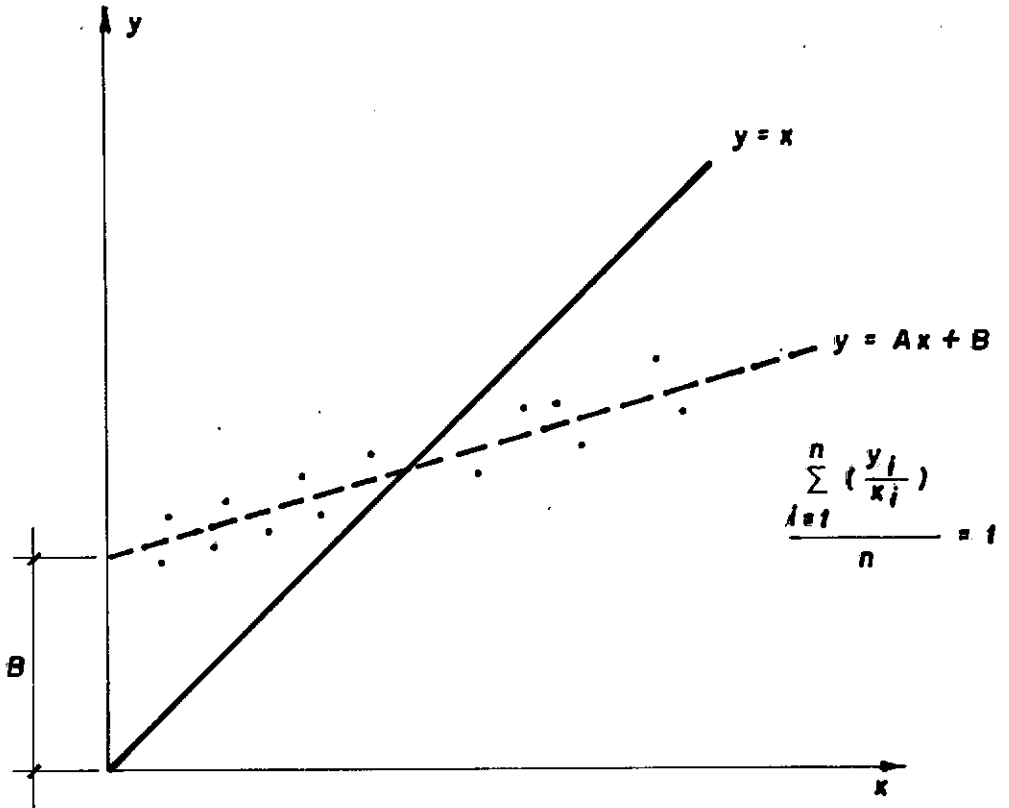


Fig. II.8 - Gráfico esquemático que auxilia a interpretação dos resultados pelas duas análises.

Este exemplo evidencia, novamente, a vantagem da análise com a reta de correlação quando comparada ao estudo da relação entre duas variáveis.

2ª - De uma maneira geral, pode-se dizer que os métodos propostos pelos autores brasileiros apresentaram resultados comparáveis, demonstrando boa capacidade de se prever a carga de ruptura de estacas. Em termos de dispersão de resultados, chegou-se também a valores bastante razoáveis.

No caso de estacas tipo Franki, a previsão de DÉCOURT

E QUARESMA²⁸ foi ligeiramente melhor que as demais, vindo a seguir o método de VELLOSO⁸².

No caso de estacas tubadas, os métodos de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ e AOKI E VELLOSO⁴ apresentaram resultados melhores que o método de VELLOSO⁸², com o qual se obteve resultados com tendência nitidamente contrária à segurança. Nesse caso, entretanto, como o desvio padrão foi bastante pequeno, parece atrativo e simples um futuro ajustamento de parâmetros de cálculo do método para o caso de estacas tubadas.

No caso de estacas escavadas, os melhores resultados foram obtidos pelo método de AOKI E VELLOSO⁴, com $F1 = 2,80$ e $F2 = 5,60$, seguido pelo método de VELLOSO⁸² e método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ que, nesse caso, não apresentou previsões tão boas quanto nos casos de estacas tipo Franki e tubadas.

Ressalte-se que os resultados obtidos com a aplicação do método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ foram os que apresentaram melhores valores de dispersão de resultados, tanto para as retas de correlação (maiores valores do coeficiente de correlação) como para o estudo da relação PR extrapolada/PR prevista (menores valores de desvio padrão), embora os outros métodos tenham conduzido a resultados bastante bons.

3ª - Com o objetivo de se tentar avaliar influências de diversos fatores no cálculo da capacidade de carga de estacas, elaborou-se o quadro II.10, onde se procura comparar os parâmetros considerados por cada um dos métodos.

Premissas adotadas para o cálculo da capacidade de carga.	MÉTODO DE AOKI E VELLOSO ⁴	MÉTODO DE MEYERHOF ⁵¹	MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA ²⁸	MÉTODO DE VELLOSO ⁸²
Utiliza correlações entre o penetrometro estático e o dinâmico ?	Sim	Sim	Não. Os parâmetros de cálculo são obtidos diretamente do SPT.	Sim
Tipo de correlação	Linear, passando pela origem.	Linear, passando pela origem.	-----	Potencial
Nº de naturezas de solo distintas para cálculo do atrito lateral	15	2	Não distingue quanto a tipos de solo.	4
Nº de naturezas de solo distintas para cálculo da resistência de ponta	15	2	4	4
Faz distinção, para o cálculo do atrito lateral, quanto ao processo de execução da estaca (cravada ou escavada)?	Sim	Sim	Não. Apenas limita valores extremos em determinados casos.	Sim
Faz distinção, para o cálculo da resistência de ponta, quanto ao processo de execução da estaca (cravada ou escavada)?	Sim	Sim	Sim	Sim
Entre as estacas cravadas, faz distinção quanto às estacas cravadas com bulbo alargado?	Sim, tanto na determinação do atrito lateral como na determinação da resistência de ponta.	Admite que haja distinção sem quantificá-la.	Não	Não
Utiliza algum fator de escala para o cálculo da resistência de ponta da estaca ?	Não	Sim; considera também o embutimento da estaca no terreno resistente.	Não	Sim
Utiliza algum fator de escala para o cálculo do atrito lateral ?	Não	Não	Não	Não
Considera, para cálculo da resistência de ponta parâmetros de que trecho da estaca ?	Do nível de assentamento da estaca.	Próximo à base da estaca para terrenos homogêneos. Região correspondente à zona de ruptura de cerca de 4 diâmetros da estaca acima da ponta e de 1 diâmetro abaixo da ponta, em terrenos heterogêneos.	Do nível de assentamento da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.	De cerca de 8 diâmetros da base acima do nível da ponta e de 3,5 diâmetros abaixo do nível da ponta.

Quadro II.10 - Premissas em que se baseiam os diversos métodos de cálculo .

Dos parâmetros deste quadro e dos resultados obtidos com as previsões dos diversos métodos, serão feitas algumas considerações, que seguirão a seqüência numérica estabelecida.

4.^a - A observação, feita no item II.3.5.1, de que o número de naturezas de materiais no método de AOKI E VELLOSO⁴ é excessiva, parece confirmar-se quando se observa que, para os demais métodos, para um número reduzido de tipos de solos, os resultados não são tão distintos.

5.^a - O resultado pior da aplicação do método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ às estacas escavadas, em relação à aplicação do mesmo às estacas tipo Franki e tubadas, evidencia a necessidade de se considerar, no cálculo do atrito lateral, algum parâmetro que diferencie diversos processos de execução. Tal consideração será, entretanto, detalhada no item II.3.6.

Quanto à determinação da resistência de ponta, todos os métodos consideram parâmetros que levam em conta as diferenças nos processos executivos, não havendo, pois, dúvida da importância desta consideração.

6.^a - Quanto à necessidade de se considerar, diferentemente, o atrito lateral e a resistência de ponta de estacas cravadas, em geral, e estacas tipo Franki, surgem algumas dúvidas. MEYERHOF⁵¹ sugere que a resistência de ponta de estacas cravadas com bulbo alargado com grande energia deva ser cerca de duas vezes a resistência de ponta das estacas de seção constante, enquanto que AOKI E VELLOSO⁴ propõem maiores valores de F1 e F2 para as esta

cas tipo Franki em relação às demais estacas cravadas (com igualdade de diâmetro).

A única asserção que parece justificar os menores valores de resistência de ponta das estacas tipo Franki em relação aos de estacas cravadas no método de AOKI E VELLOSO⁴ é a de que, uma vez o método não considerar o efeito da dimensão da base e, ainda, que na grande maioria dos casos, os diâmetros das bases de estacas tipo Franki são maiores que os diâmetros da ponta das estacas cravadas, o valor de F1 refletiria implicitamente o referido efeito da dimensão da base.

Quanto ao atrito lateral (unitário), menor no caso de estacas tipo Franki do que no caso de estacas cravadas, duas explicações surgem: a primeira, de que os valores de F2 não refletiriam, absolutamente, nenhuma realidade física. A segunda, de que a cravação dos tubos com a bucha e o processo de concretagem perturbariam mais o solo do que a cravação de estacas de seção constante. No caso de areias, o resultado seria, portanto, a melhoria mais acentuada do atrito lateral em relação às estacas cravadas. No caso de argilas, o contrário se daria, a curto prazo. A longo prazo, a situação se modifica.

De qualquer forma, só em se realizando provas de carga - inclusive ao longo do tempo - com a finalidade de se observar aspectos específicos desta natureza, é que se poderá chegar a conclusões mais efetivas.

7.^a - Quanto ao fator de escala para o atrito lateral, cabe sa

liantar que: VELLOSO⁸² utiliza para o atrito lateral o próprio valor obtido no "diepsondering", MEYERHOF⁵¹ considera que este valor é um limite superior, DÉCOURT E QUARESMA²⁸ nada consideram a respeito e AOKI E VELLOSO⁴ nada consideram, explicitamente. A questão está, portanto, em aberto.

No que concerne à resistência de ponta, os métodos de VELLOSO⁸² e MEYERHOF⁵¹ apresentam, em relação aos demais, a preocupação em corrigir o valor da resistência de ponta para levar em conta o efeito de escala, denominado por VELLOSO⁸² como fator de dimensão da base. Seus resultados, no entanto, não se mostraram melhores do que os demais. O fator de dimensão da base, portanto, parece não ter grande influência para a faixa de valores de diâmetros de estacas normalmente empregados. Tal fator pode, ainda, estar implicitamente considerado nos métodos de AOKI E VELLOSO⁴ (F1) e DÉCOURT E QUARESMA²⁸.

8.^a - Quanto aos valores de N(SPT) utilizados para o cálculo da resistência de ponta e do atrito lateral, ao longo do comprimento da estaca, cada método os toma diferentemente. Entretanto, há uma concordância entre todos eles - exceção feita ao método de AOKI E VELLOSO⁴ no que diz respeito à consideração, para cálculo da resistência de ponta, de valores tanto acima como abaixo da ponta da estaca, o que parece ser uma medida correta, em função da forma da superfície de ruptura. O processo usual de aplicação do método de AOKI E VELLOSO⁴ consiste em considerar valores de N no nível de assentamento da estaca, para a determinação da resistência de ponta.

9.^a - Analisados os diversos parâmetros considerados em cada um dos métodos e as previsões correspondentes, chega-se a algumas conclusões interessantes.

O método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ é o mais simples, trazendo implícitos os diversos parâmetros que afetam a capacidade de carga, nos próprios valores de correlações com o N(SPT) para se determinar a resistência por atrito lateral e a resistência de ponta.

O método de AOKI E VELLOSO⁴ apresenta, para o cálculo da capacidade de carga, os parâmetros F1 e F2, que funcionam fundamentalmente como coeficientes de ajustamento englobando, portanto, uma série de parâmetros que afetam a capacidade de carga de estacas.

Os métodos de VELLOSO⁸² e MEYERHOF⁵¹ trazem explícitos diversos fatores que procuram levar em conta aspectos que ocasionariam diferenças na determinação da capacidade de carga.

Parece óbvio que a observação da influência de cada um dos fatores na capacidade de carga de estacas só poderá ser efetivada mediante a realização de provas de carga em situações peculiares, de tal forma que se possa isolar o fator a ser pesquisado. De outro modo, uns fatores se compensam com outros, o que faz com que se fique ainda muito no campo da especulação.

Em se realizando tais provas, os métodos que explicitam os diversos parâmetros (VELLOSO⁸² e MEYERHOF⁵¹) se mostram

mais fáceis de serem corrigidos, pois a cada tipo de influência pesquisada basta aferir um determinado valor. Nos outros casos, a situação se tornaria mais difícil. No caso de AOKI E VELLOSO⁴, cada parâmetro distinto resultaria em novos valores de F1 e F2 e, no método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸, chegar-se-ia a novos valores de atrito lateral e resistência de ponta (valor de C), de vez que esses fatores reúnem - conforme comentado - diversos parâmetros implicitamente.

Quanto à necessidade, na prática da Engenharia, de se proceder às influências dos diversos aspectos comentados, a questão é discutível (em termos de pesquisa, seria extremamente válida), se levarmos em conta os bons resultados obtidos com o método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸, que não considera praticamente (de modo explícito) nenhum tipo de fator que influencie a capacidade de carga de estacas.

Parece, portanto, que na grande maioria dos casos comuns da prática, os diversos fatores que afetam a capacidade de carga de estacas tendem a se compensar, podendo ser analisados de um ponto de vista global.

Aliás, olhando a questão sob um outro enfoque, pode-se propriamente atribuir os bons resultados de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ justamente à compensação dos diversos parâmetros e, principalmente, à compensação oriunda da heterogeneidade do subsolo, já que este método não modifica os valores do atrito lateral em função do tipo de solo, mas apenas dos valores de N(SPT).

A ressalva, neste caso, que se faz ao método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ - além de eventuais situações específicas - é relativa ao caso de estacas executadas em terrenos homogêneos, sobretudo de areias, onde talvez não ocorram as citadas compensações, principalmente as de natureza do solo.

10.^a - Complementando o raciocínio da observação anterior, há que se ressaltar a simplicidade de aplicação do método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸, sem que tal simplicidade tenha resultado em aparente redução na confiabilidade de previsão de capacidade de carga das estacas.

Vale enfatizar, portanto, que as diferenças existentes entre a capacidade de carga prevista pelos diversos métodos e a medida (extrapolada) das provas de carga são atribuídas mais ao caráter grosseiro da própria sondagem à percussão do que propriamente à confiabilidade das diversas metodologias de cálculo.

11.^a - Concluindo este item, surge uma observação que julgamos da maior relevância: só se pode afirmar que os métodos de cálculo aqui analisados possuem boa capacidade de previsão de carga de ruptura em termos globais, ou seja, considerando-se a soma das parcelas de carga de atrito lateral e carga de ponta.

Para se prever, com boa precisão, separadamente, as parcelas de atrito lateral e de ponta seria necessário que houvesse provas de carga instrumentadas que fornecessem estes valores, provas estas que só começam a ser realizadas recentemente,

para estacas escavadas. No caso de estacas cravadas e tipo Franki, não são disponíveis resultados de provas de carga desta natureza.

Uma vez que os resultados da instrumentação obtida nas estacas escavadas não podem ser extrapolados para outros tipos de estacas - devido ao já comentado problema da diferença dos valores encontrados em função da diferença dos processos executivos - apenas no caso das estacas escavadas poder-se-ia chegar a aferir as duas parcelas separadamente.

Como exemplo do que foi comentado, pode-se observar que os valores de F_1 e F_2 do método de AOKI E VELLOSO⁴ conservam uma relação de 2 ($F_2 = 2F_1$), relação esta que, embora aparentemente aleatória, é necessária à resolução do problema. Tal relação levanta a indeterminação que ocorreria em se tentando resolver uma equação a duas incógnitas.

No caso de se arbitrar outra relação entre as variáveis F_1 e F_2 , poder-se-ia chegar também a bons resultados em termos globais, com diferentes parcelas de atrito lateral e ponta.

Nos demais métodos, embora possam não constar explícitas considerações desta natureza, é claro que elas existem, pois a aferição dos resultados sempre se faz - a menos de estacas escavadas, mais recentemente - em termos de capacidade de carga global. Só a realização de provas de carga instrumentadas, para os diversos tipos de estacas, poderá trazer luz ao tema.

No próximo item, são analisadas duas provas de carga instrumentadas em estacas escavadas, que serão úteis a um maior aprofundamento na discussão deste tema. Apenas neste caso poder-se-á resolver o problema mais corretamente, sem a necessidade de lançar mão de hipóteses que, indiretamente, vinculam a resistência de ponta ao atrito lateral.

II,3.6 - Aferição do Atrito Lateral

Com base nos resultados de duas provas de carga instrumentadas em estacas escavadas, E413 e E104 (designadas como 11 e 12 nos quadros anteriores), VELLOSO, AOKI E SALAMONI⁷⁹ representaram os diagramas de transferência de carga ao solo para o nível de carregamento correspondente à carga máxima da prova, qual seja, 908 tf (fig. II.9).

Os autores concluíram que a transferência de carga por atrito lateral é, na realidade, mais intensa do que a prevista pelo método AOKI E VELLOSO⁴, com a adoção dos coeficientes $F_1 = 3,5$ e $F_2 = 7,0$. Verificaram que a carga que atingiu a ponta da estaca foi extremamente reduzida, para as duas provas de carga, confirmando assim o fato de que a mobilização do atrito lateral é produzida mediante recalques bastante reduzidos.

Em se adotando os valores de $F_1 = 2,8$ e $F_2 = 5,6$, de acordo com a análise das provas de carga realizada anteriormente, no presente trabalho, chega-se aos valores previstos indicados na fig. II.10. Observa-se que tal procedimento se traduz numa

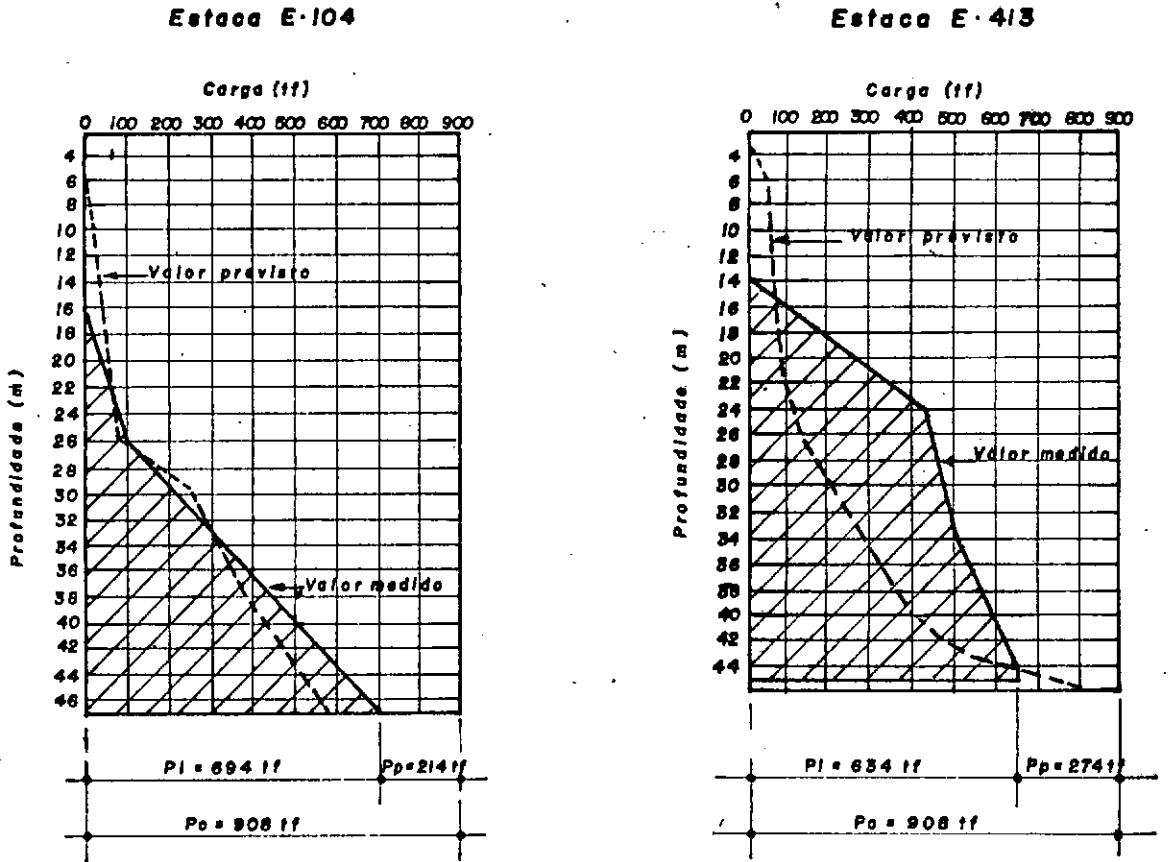
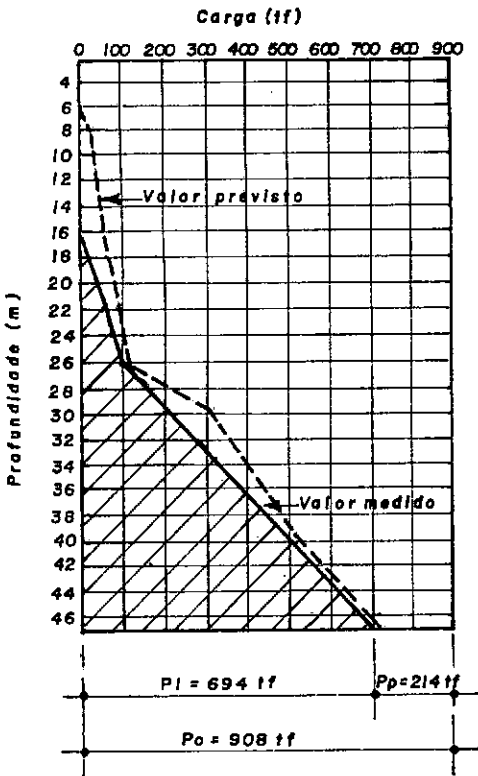


Fig. II.9 - Transferência de carga ao solo. Valor medido e valor previsto por AOKI E VELLOSO⁴ com $F_2 = 7,0$.

maior aproximação entre os valores de atrito lateral previsto e medido.

Visando a comparação entre os diversos métodos de cálculo, não apenas em relação à carga de ruptura (global), como procedida nos itens anteriores, mas também em relação às parcelas de atrito lateral e ponta, são determinados, a seguir, os valores da parcela de carga de atrito lateral disponível na ruptura, pelos demais métodos de cálculo. Para tal comparação, é admitido que a resistência de ponta só é mobilizada após a total mobi

Estaca E-104



Estaca E-413

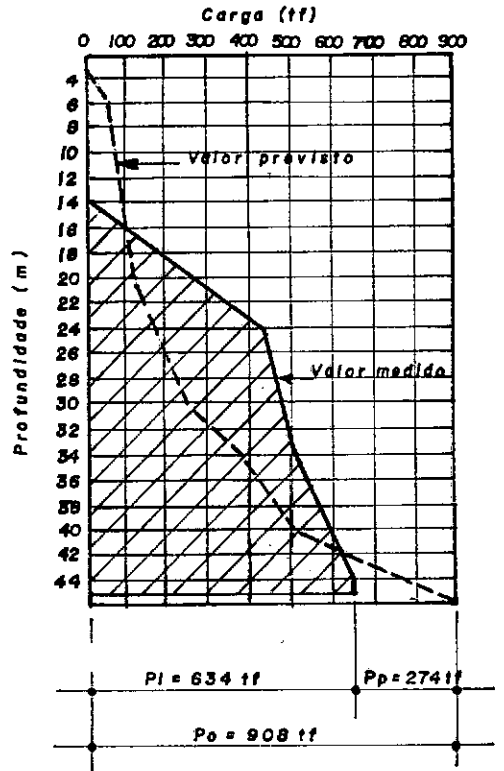


Fig. II.10 - Transferência de carga ao solo. Valor medido e valor previsto por AOKI E VELLOSO⁴ com $F_2 = 5,6$.

lização do atrito lateral.

O método que se mostrou mais conservativo foi o proposto por MEYERHOF⁵¹, onde o valor da resistência por atrito lateral, em estacas cravadas, em kgf/cm^2 , é de $N/50$, sendo N o valor médio do índice de resistência à penetração ao longo de cada trecho do fuste. Para estacas com pequeno deslocamento, o autor sugere a adoção da metade desse valor, portanto $N/100$.

O resultado mostrado na fig. II.11 sugere que o dobro do valor sugerido por MEYERHOF⁵¹ poderia ser utilizado para a

maior proximidade entre o valor medido e o valor previsto, correspondendo, portanto, ao valor de $N/50$.

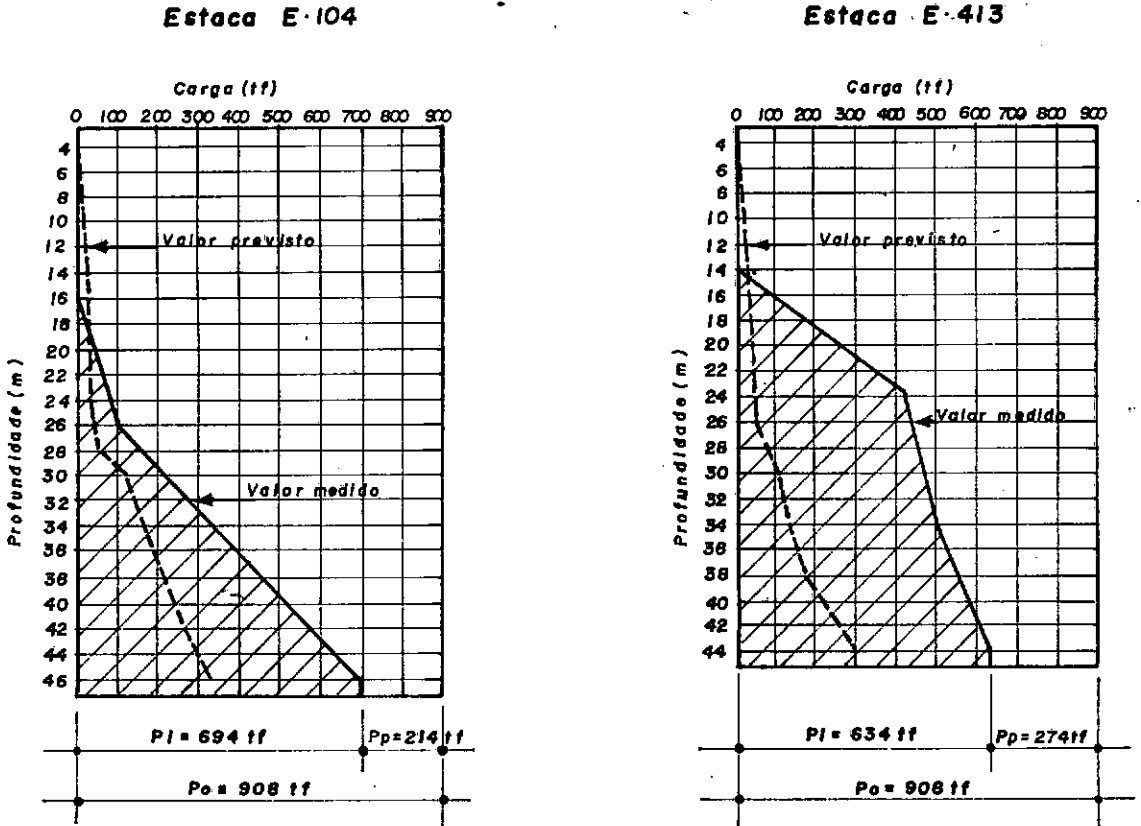


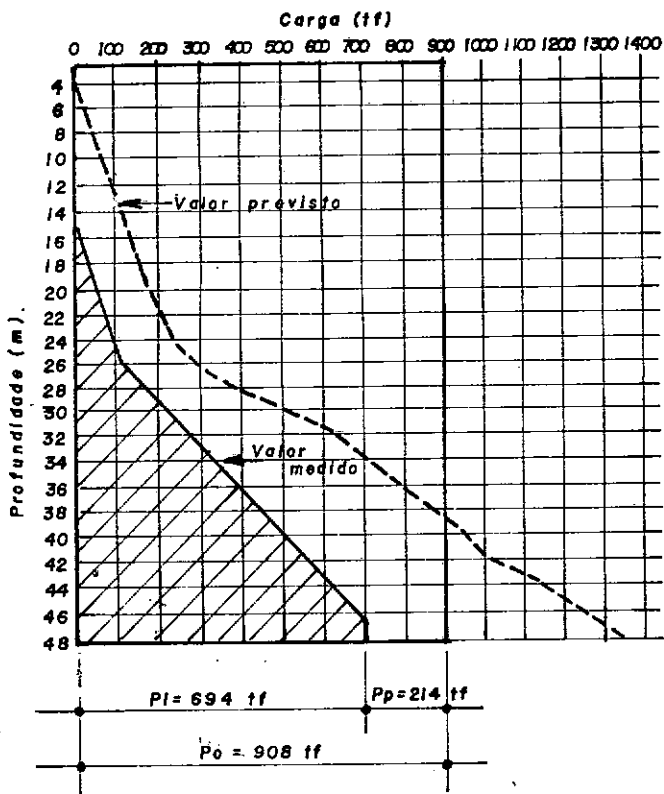
Fig. II.11 - Transferência de carga ao solo. Valor medido e valor previsto por MEYERHOF⁵¹.

O método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ ainda não foi aferido, segundo DÉCOURT²⁶, para a determinação da carga de ruptura de estacas escavadas. O resultado da fig. II.12 foi obtido a partir dos valores de adesão sugeridos pelos autores, valores estes que não apresentam nenhuma minoração em relação a estacas com grande deslocamento. Observa-se que metade do valor sugerido pelos autores poderia ser utilizado, neste caso, para a maior proximidade entre o valor medido e o valor previsto.

O método de VELLOSO⁸² apresentou resultados ligeira

mente superiores aos medidos (fig. II.13).

Estaca E-104



Estaca E-413

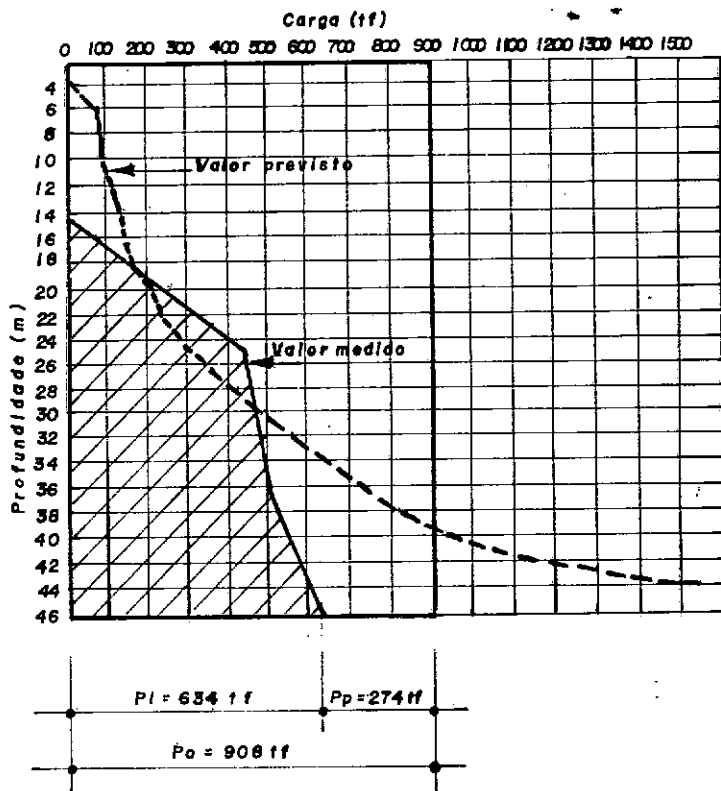


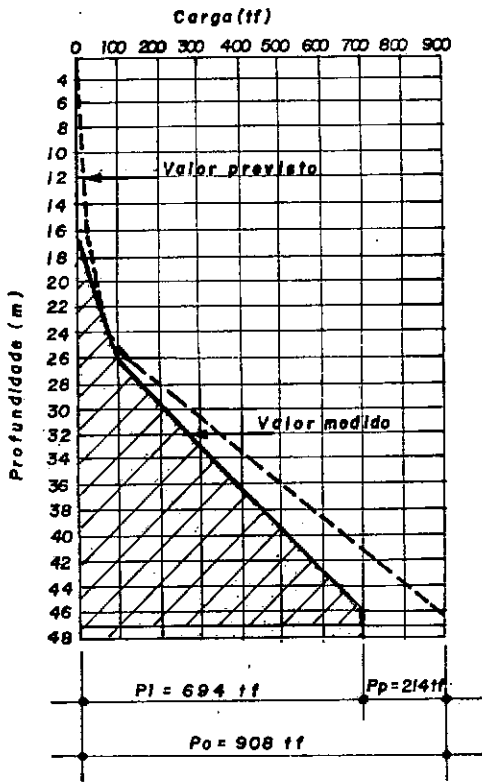
Fig. II.12 - Transferência de carga ao solo. Valor medido e valor previsto por DÉCOURT E QUARESMA²⁸.

Para uma comparação mais direta entre as metodologias de cálculo, são confrontadas as faixas de valores usuais de atrito lateral, em tf/m^2 , para estacas escavadas, estacas cravadas e estacas tipo Franki (quadro II.11 e figuras II.14, II.15 e II.16).

É interessante esclarecer que no método de AOKI E VELLOSO⁴ os valores elevados de K (superiores a 6,0) não oneram tanto o atrito lateral, já que este depende do produto αK , funcionando os valores de α como moderadores dos valores de K . No caso da resistência de ponta tal não acontece, já que esta depende

apenas de K.

Estaca E-104



Estaca E-413

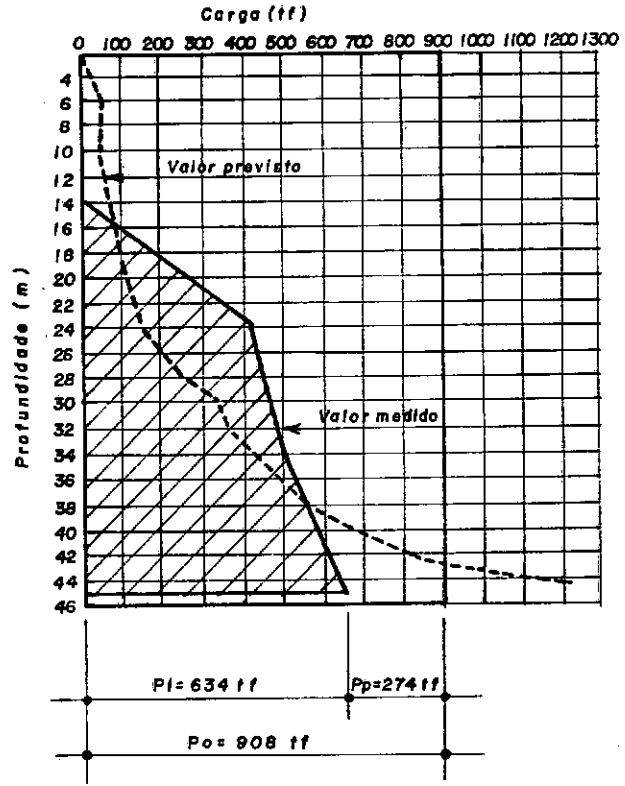


Fig. II.13 - Transferência de carga ao solo. Valor medido e valor previsto por VELLOSO.⁸² ..

MÉTODO	Estacas		
	Escavadas	Cravadas	Tipo Franki
AOKI E VELLOSO	N/7,5 a N/3,1 (F2 = 5,6)	N/4,7 a N/1,9	N/6,7 a N/2,8
MEYERHOF	N/10	N/5	N/5
DÉCOURT E QUARESMA	N/3+1	N/3:+ 1	N/3 + 1
VELLOSO	N/4 a N/2,4	N/2 a N/1,2	N/2 a N/1,2

Quadro II.11 - Faixas de valores do atrito lateral, função de N, em tf/m^2 , para os diversos métodos de cálculo.

A fig. II.14 ilustra o caso de estacas escavadas. Como DÉCOURT E QUARESMA²⁸ determinam o atrito lateral diretamente do SPT, sem distinção da natureza do material, sua representação se faz por curva única. O método de MEYERHOF⁵¹ está representado apenas para areias, também por curva única, já que para argilas o atrito lateral é obtido de ensaio "vane". Os valores dos métodos de VELLOSO⁸² e AOKI E VELLOSO⁴ situam-se dentro da faixa indicada pelos valores extremos, função da natureza do material. Do quadro II.11 e da fig. II.14, pode-se melhor entender os resultados observados nas figs. II.9, II.10, II.11, II.12 e II.13, ou seja, o método de MEYERHOF⁵¹ é o que fornece menores resultados, seguido do de AOKI E VELLOSO⁴, VELLOSO⁸² e DÉCOURT E QUARESMA²⁸.

Tomando-se o valor da carga máxima mobilizada por atrito lateral das duas provas de carga instrumentadas e dividindo-se pela área lateral das estacas e pelo valor médio de N ao longo do fuste, obtêm-se os valores do atrito lateral, em função de N, quais sejam: $N/6,3$ para a estaca nº 11 e $N/4,6$ para a estaca nº 12. Em termos médios, obtêm-se, para as duas provas de carga analisadas, o valor $N/5,5$. Tais valores situam-se, aproximadamente, no centro da faixa de Aoki e Velloso, ligeiramente abaixo do limite inferior de Velloso, correspondendo, ainda, à metade dos valores de Décourt e Quaresma e ao dobro dos valores de Meyerhof.

Para as estacas cravadas e tipo Franki, os valores de atrito lateral são bem mais elevados. Quanto à posição relativa dos valores dos diversos critérios, estes se mantêm, aproximada

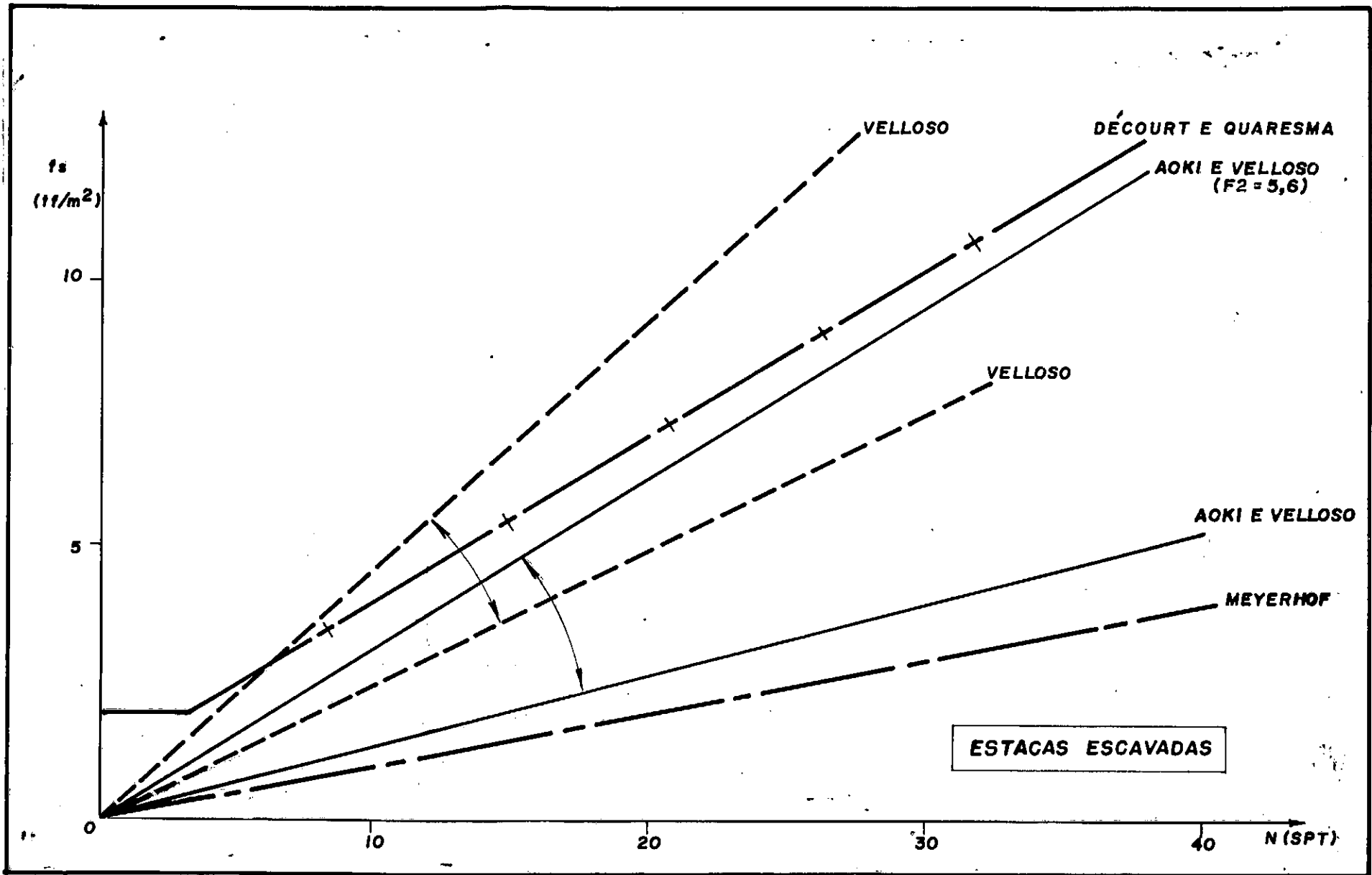


Fig. II.14 - Valores do atrito lateral, em função do N(SPT), para os diversos métodos analisados no caso de estacas escavadas.

mente, entre os métodos de VELLOSO⁸², AOKI E VELLOSO⁴ e MEYERHOF⁵¹.

Quanto ao método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ - que mantém os valores do atrito lateral independentemente do tipo de estaca - , enquanto no caso de estacas escavadas seus valores situam-se na média da faixa dos valores de VELLOSO⁸², nos casos de estacas cravadas ficam na média de AOKI E VELLOSO⁴ e, no caso de estacas tipo Franki, encontram-se próximos ao limite superior de AOKI E VELLOSO⁴, mas ainda inferiores aos valores de VELLOSO⁸².

Pode-se observar ainda que, no caso das estacas cravadas e estacas tipo Franki, os valores de DÉCOURT E QUARESMA²⁸, para o atrito lateral, situam-se no centro da faixa englobando todos os demais métodos. Da análise das provas de carga (em termos de carga de ruptura global) das estacas tipo Franki e tubadas, o método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ forneceu os melhores resultados.

No caso de estacas escavadas, os valores de AOKI E VELLOSO⁴, para atrito lateral, situam-se no centro da faixa englobando todos os demais métodos. Da análise das provas de carga das estacas escavadas (em termos de carga de ruptura global), o método de AOKI E VELLOSO⁴ forneceu os melhores resultados.

Finalizando, é importante ressaltar que, embora a previsão de capacidade de carga de todos os métodos seja satisfatória à maioria das aplicações práticas, o método mais atrativo tende a ser aquele que propicie, também, uma boa aproximação para as parcelas de carga transmitida por atrito e ponta.

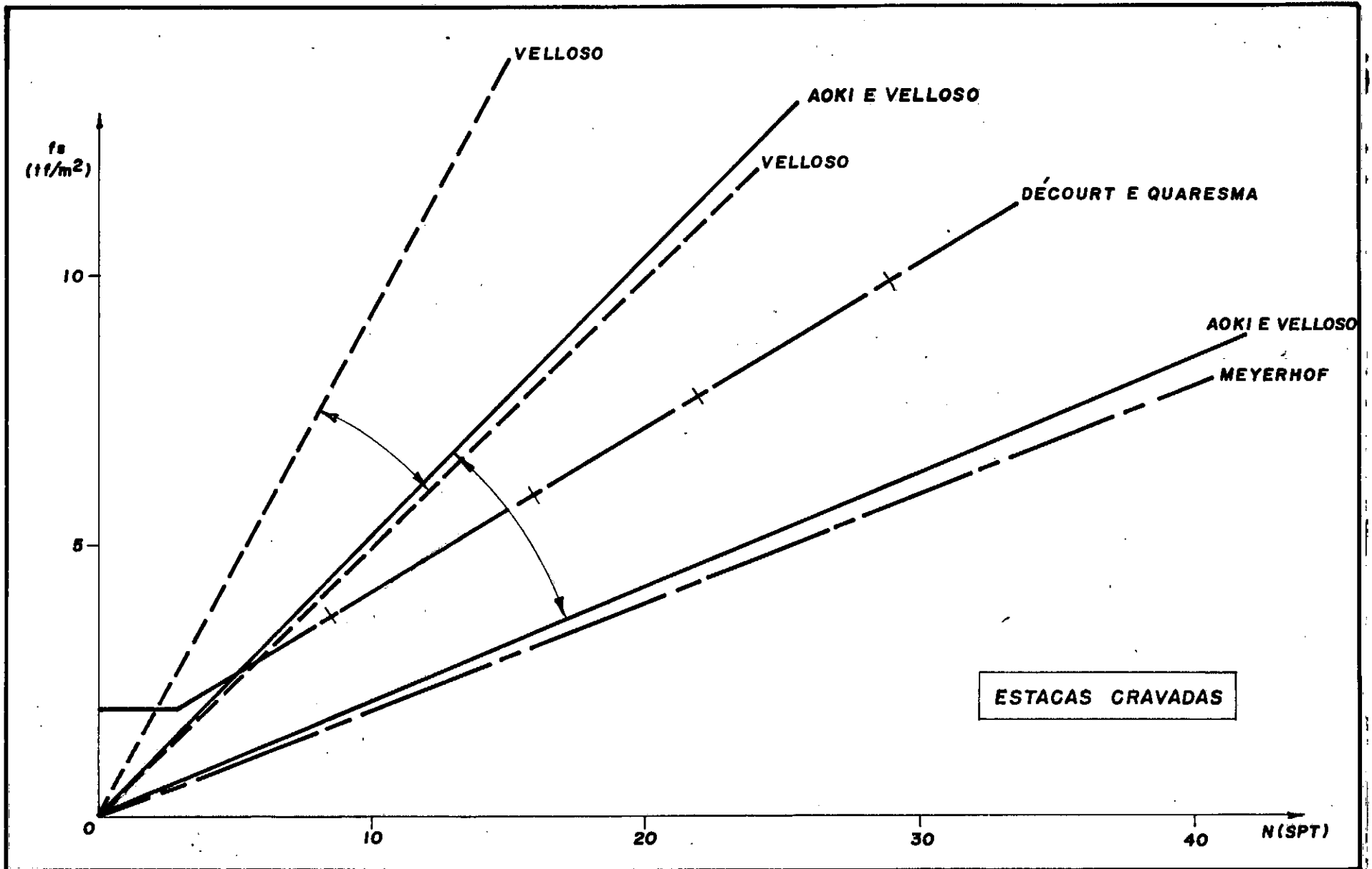


Fig. II.15 - Valores do atrito lateral, em função do N (SPT), para os diversos métodos analisados no caso de estacas cravadas.

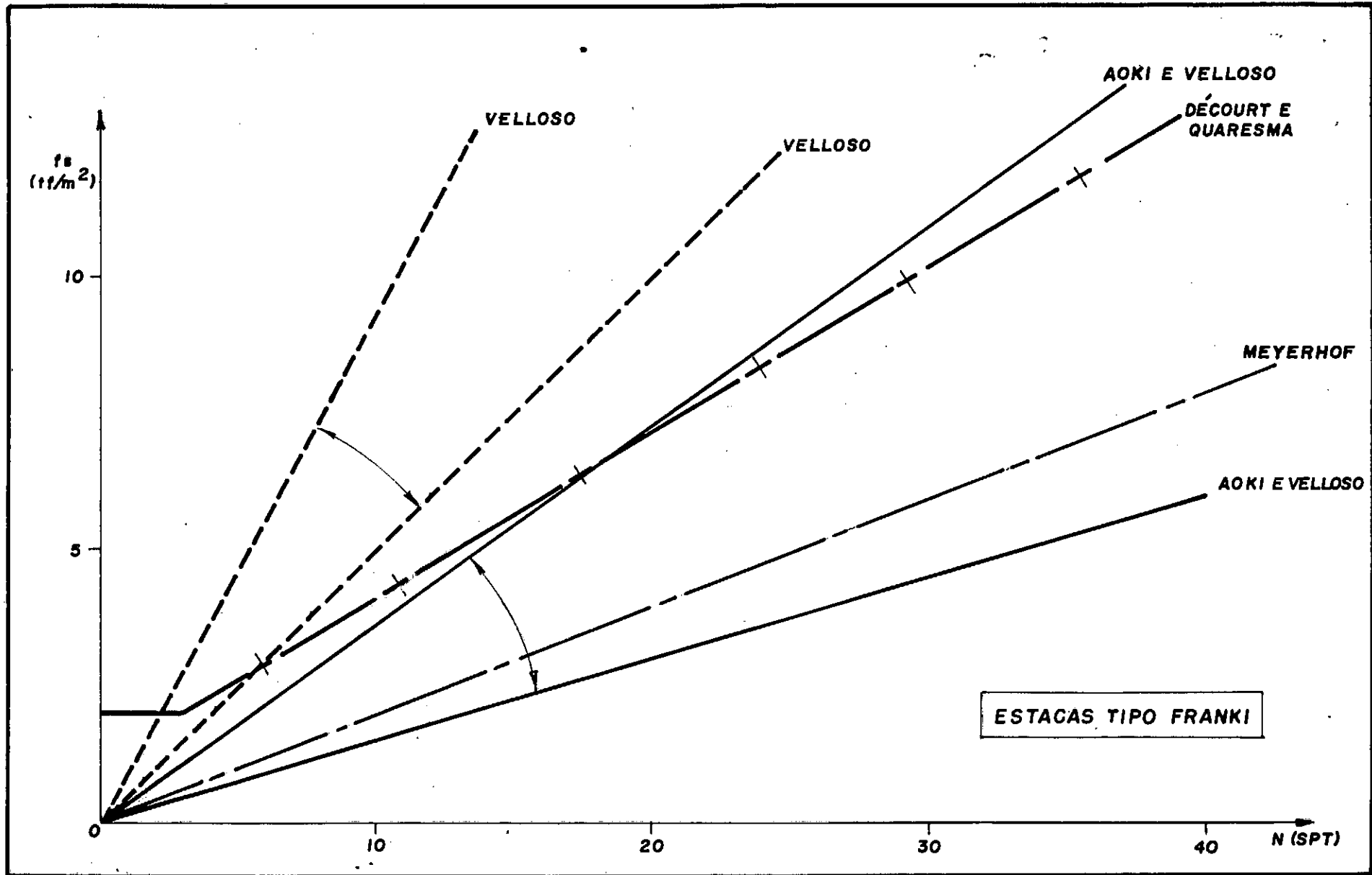


Fig. II.16 - Valores de atrito lateral, em função do $N(SPT)$, para os diversos métodos analisados no caso de estacas tipo Franki.

Daí o interesse de um ajustamento sistemático das metodologias para adequar o processo de cálculo à experiência obtida com o acervo crescente de provas de carga.

CAPÍTULO IIIRESUMO DAS PRINCIPAIS CONCLUSÕES E SUGESTÕESPARA PESQUISASIII.1 - GENERALIDADES

Procurar-se-á, da maneira a mais resumida possível, reunir as conclusões julgadas mais relevantes ao longo de todo o trabalho, bem como sugerir temas de pesquisa que poderão elucidar e complementar questões levantadas e discutidas nos diversos itens.

III.2 - RESUMO DAS PRINCIPAIS CONCLUSÕES

- 1.^a - Para os três tipos de correlações efetuadas - entre a resistência de ponta do "diepsondering" e o índice de resistência à penetração (N do SPT) - linear, linear passando pela origem e potencial, os coeficientes de correlação encontrados foram significativamente melhores na análise parcial dos dados do que na análise global dos dados, mostrando a eficiência do critério de seleção dos pontos.
- 2.^a - Naturalmente, os melhores coeficientes de correlação foram obtidos para a correlação linear sem passar pela origem e para a curva potencial, devido à maior flexibilidade dessas funções com relação à reta passando pela ori

gem. Entretanto, na análise parcial dos dados a diferença foi menor, o que indica uma maior aproximação entre as três correlações.

- 3ª - A semelhança verificada nos parâmetros obtidos nas correlações de uma argila muito arenosa e de uma areia muito argilosa parece indicar que um mesmo tipo de material pode ser grupado em ambas as classificações, dependendo do critério do sondador ou laboratorista.
- 4ª - Não se observou tendência de menores coeficientes de correlação para os solos argilosos em comparação com os arenosos, como esperado.
- 5ª - Não foi, também, observado nas correlações lineares do tipo $R_p = a + bN$, nas argilas, uma maior tendência a valores elevados do intercepto na origem.
- 6ª - O expoente inferior a 1 na função $R_p = aN^b$ das correlações potenciais indica que a relação R_p/N diminui com o aumento da compacidade ou consistência do solo.
- 7ª - A correlação típica entre a resistência de ponta (R_p) do "diepsondering" e o índice de resistência à penetração (N do SPT) é do tipo $R_p = KN$. O valor de K, entretanto, pode ser obtido de duas maneiras distintas:
- (a) Realizando a correlação linear - pelo método dos mínimos quadrados, por exemplo - obrigando que a reta passe pela origem. Os valores de K, neste caso, correspondem aos valores de K_c obtidos neste trabalho.
 - (b) Calculando simplesmente a média dos valores obtidos para a relação R_p/N . Os valores de K, neste caso, correspondem aos valores de \bar{K} do presente trabalho.

Enquanto o primeiro processo representa uma correlação esta

tística entre duas variáveis (R_p e N), o segundo representa uma distribuição normal de uma única variável (relação R_p/N), onde a média, \bar{K} , designa o valor mais freqüente.

- 8ª - Os valores de K decresceram com a diminuição do tamanho dos grãos, como esperado. Tal variação, no entanto, não é muito sensível, sendo menor nos valores de K_c do que nos valores de \bar{K} .
- 9ª - A variação, seja de \bar{K} , seja de K_c , com a profundidade, é função da natureza do material. Entretanto, não foi possível estabelecer nenhuma lei de variação de \bar{K} ou K_c com a profundidade.
- 10ª - De modo geral, os valores de K_c são bem menos susceptíveis de variações com a profundidade que os valores de \bar{K} .
- 11ª - Os valores de \bar{K} foram, na grande maioria dos casos, superiores aos valores de K_c . Entretanto, enquanto na análise global esta diferença foi mais acentuada, na análise parcial dos dados passou a ser reduzida.
- 12ª - Os valores de \bar{K} foram maiores na análise global do que na análise parcial dos dados. Já os valores de K_c mostraram uma diferença bem menor entre os valores obtidos nas duas análises.
- 13ª - Sob todos os aspectos considerados, os valores de K_c foram menos susceptíveis a variações que os valores de \bar{K} . Tal conclusão é atribuída ao fato de que o processo de obtenção dos valores de K_c é mais rigoroso, sob um ponto de vista estatístico, do que os valores de \bar{K} .

- 14.^a - Os valores de K propostos no item I.8.4 para os diversos tipos de solo foram baseados nos valores de K_c obtidos com o SPT. Para tal proposição, foram levados em conta diversos fatores, inclusive a confiabilidade, traduzida em números de dados das diversas correlações.
- 15.^a - Os valores de K propostos situam-se numa faixa de 6,0 (para areias) a 2,5 (para argilas e argilas siltosas). Valores muito superiores a 6,0 só deverão ser encontrados nos casos de areias grossas ou pedregulhosas.
- 16.^a - Há que se tomar cuidado quando se compara valores de K obtidos por diversos autores. Na maioria dos trabalhos versando sobre o tema, existe uma falta absoluta de informações quanto aos processos estatísticos empregados nas correlações. Supõe-se que a maioria dos trabalhos refira-se a valores de \bar{K} , cujo processo de obtenção é mais imediato - e não a valores de K_c .
- 17.^a - Valores próximos de 1 foram encontrados para a relação K_{IRP}/K_{SPT} para areias e valores até próximos de 2 para argilas.
- 18.^a - Sem distinção de material, o valor médio da relação K_{IRP}/K_{SPT} é de cerca de 1,05.
- 19.^a - Para a comparação entre a capacidade de carga obtida com as provas de carga e as previsões dos diversos métodos, foram realizados cálculos segundo dois enfoques:

- a) correlação linear ajustando as duas variáveis (PR prevista, PR extrapolada);
- b) distribuição normal de uma variável, relação PR extrapolada/PR prevista.

Embora ambas sejam úteis para a análise dos resultados, a primeira - que possui um maior rigor estatístico - é a mais eficaz.

20.^a - Da análise das provas de carga, concluiu-se não haver melhoria sensível na aplicação do critério Aoki-Velloso com valores de K diferentes daqueles sugeridos pelos autores. Atribui-se este fato:

- a) à heterogeneidade do subsolo, e à conseqüente compensação das diferenças dos valores de K;
- b) à maneira pela qual foram realizadas as previsões, em relação aos valores de F1 e F2; tais valores não foram os mesmos, tendo sido calculados de forma a propiciar os melhores resultados, em cada caso.

21.^a - Em se utilizando os valores de K propostos por AOKI E VELLOSO⁴, confirmou-se os valores de F1 e F2 dos autores para estacas tipo Franki e tubadas. Para estacas escavadas, os valores de F1 e F2 encontrados foram, respectivamente, 2,80 e 5,60, diferentes dos usuais, 3,00 e 6,00.

22.^a - Os valores de F1 e F2 funcionam, fundamentalmente, como coeficientes de ajustamento do método de AOKI E VELLOSO⁴.

- 23.^a - É imprescindível que os valores de F1 e F2 a empregar na previsão do cálculo de capacidade de carga, em se utilizando uma determinada correlação entre o penetrômetro estático e o dinâmico, sejam os valores correspondentes ã aquela correlação.
- 24.^a - Parece-nos que há um excessivo número de valores de K no método AOKI E VELLOSO⁴, em função de pequenas (e difícilmente quantificáveis) diferenças em K para determinados grupos de natureza do solo. Sugere-se grupá-los, adaptando-se os valores propostos por aqueles autores em função dos obtidos no presente trabalho, por exemplo, conforme a tabela da figura I.16. O refinamento nos valores de K não parece traduzir-se em melhor sensibilidade na determinação da capacidade de carga.
- 25.^a - Em se aplicando - para o cálculo da capacidade de carga pelo método de AOKI E VELLOSO⁴ - as correlações entre o penetrômetro estático e o dinâmico em função da profundidade, os resultados foram melhores que aqueles resultados obtidos sem levar em conta a variação com a profundidade. Entretanto, tal melhoria não foi de tal ordem a justificar o procedimento de seu emprego.
- 26.^a - Em se aplicando - para o cálculo da capacidade de carga pelo método de AOKI E VELLOSO⁴ - correlações potenciais, os resultados encontrados não foram melhores que os resultados obtidos com as outras correlações, exceção feita às estacas tipo Franki. Seu emprego, não parece, pois,

indicado.

- 27.^a - Com relação aos métodos de cálculo de capacidade de carga analisados, o método de MEYERHOF⁵¹ apresentou as previsões mais distanciadas dos resultados das provas de carga, com os maiores valores de dispersão. A tendência foi de resultados conservativos.
- 28.^a - De maneira geral, os métodos propostos pelos autores brasileiros apresentaram resultados comparáveis, demonstrando boa capacidade de se prever a carga de ruptura de estacas. Vantagens de uns em relação a outros variaram com o tipo de estaca analisada.
- 29.^a - Em termos de dispersão de resultados, embora todos os métodos tenham fornecido valores bastante razoáveis, com o método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ se chegou aos melhores resultados.
- 30.^a - A observação de que o número de naturezas de materiais no método de AOKI E VELLOSO⁴ é excessivo é confirmada quando se observa que, para os demais métodos, para um número reduzido de tipos de solos, os resultados não são tão distintos.
- 31.^a - A observação dos diversos fatores que influem na capacidade de carga de estacas só poderá ser efetivada mediante a realização de provas de carga em situações peculiares, de tal forma que se possa isolar o fator a ser pesquisado. De outro modo, uns fatores se compensam com outros, o

que faz com que se fique ainda muito no campo da especulação.

- 32.^a - Os resultados das provas de carga indicaram que os diversos fatores que afetam a capacidade de carga de estacas tendem a se compensar, podendo ser analisados de um ponto de vista global. Os bons resultados obtidos com o método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸ - que não considera explicitamente nenhum tipo de fator que influencia a capacidade de carga de estacas - endossam tal afirmativa.
- 33.^a - As diferenças existentes entre a capacidade de carga prevista pelos diversos métodos e a medida (extrapolada) das provas de carga são atribuídas mais ao caráter grosseiro da própria sondagem à percussão, do que propriamente à confiabilidade das diversas metodologias de cálculo.
- 34.^a - Só se pode afirmar que os métodos de cálculo aqui analisados possuem boa capacidade de previsão de carga de ruptura em termos globais, ou seja, considerando-se a soma das parcelas de carga de atrito lateral e carga de ponta. Tal conclusão é oriunda da constatação de que todos os métodos foram aferidos apenas em termos globais. Apenas recentemente, e no caso de estacas escavadas, é que se pôde começar aferir as duas parcelas separadamente.
- 35.^a - Em decorrência da observação anterior, existe uma vinculação - implícita ou explícita - entre os valores da resistência de ponta e de atrito lateral nos diversos métodos

dos de cálculo. No método de AOKI E VELLOSO⁴, tal vinculação é representada pela relação $F2 = 2F1$.

36ª - Quanto aos valores de atrito lateral, com base em resultados de provas de carga em estacas instrumentadas, pôde-se constatar que os métodos de AOKI E VELLOSO⁴ (com $F2=5,60$, conforme obtido no presente trabalho para a análise da capacidade de carga global) e VELLOSO⁸² apresentaram os melhores resultados.

Para a aplicação do método de MEYERHOF⁵¹, sugere-se o dobro do valor preconizado pelo autor.

Para a aplicação do método de DÉCOURT E QUARESMA²⁸, há que se fazer distinção dos valores de atrito lateral das estacas escavadas em relação às estacas cravadas, diferentemente do preconizado pelos autores. Neste caso, sugere-se a metade do valor sugerido por aqueles autores, o que resulta em previsões significativamente melhores não só na parcela de atrito lateral, como na capacidade de carga global.

37ª - Para finalizar, é importante lembrar que a existência dos métodos de estimativa de capacidade de carga de estacas com base em resultados de sondagens à percussão, e a capacidade de previsião satisfatória de tais métodos, não deve dispensar a realização de ensaios de penetração estática. Ao contrário, quando não seja para estimar... a capacidade de carga diretamente dos dados do "diepsondering", certamente com maior precisão, pelo menos para que se obtenha maior número de ensaios e se possa, efetivamente, tornar as correlações entre o penetrômetro estático e o dinâmico cada vez mais abrangentes e confiáveis.

III.3 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS

- 1.^a - A realização de provas de carga em terrenos homogêneos, de modo a se poder melhor aferir parâmetros sem que haja compensação devida à heterogeneidade do subsolo.
- 2.^a - A realização de provas de carga em diferentes tipos de estaca, no mesmo terreno. Esta sugestão, que segue o raciocínio da anterior, fornece a filosofia básica que parece mais eficiente, qual seja, a análise de cada efeito isoladamente. De outra forma, a compensação entre os diversos efeitos resulta na dificuldade de se separar os diversos fatores, que influem na capacidade de carga das estacas.
- 3.^a - A realização de provas de carga em diversos tipos de estacas, ao longo do tempo, de modo a se ganhar experiência quando ao efeito do amolgamento provocado no solo pela instalação da estaca em terrenos coesivos, e conseqüente variação da resistência ao longo do tempo.
- 4.^a - A realização de provas de carga instrumentadas nos diversos tipos de estacas, permitindo a divisão das parcelas de carga correspondentes, ao atrito lateral e à ponta, com conseqüente melhoria da capacidade de avaliação das duas parcelas separadamente.
- 5.^a - Com base nos dados de instrumentação das estacas - parcelas de carga resistida por atrito lateral e pela ponta e deslocamentos necessários às correspondentes mobilizações

- estudar novas maneiras de se fixar valores de cargas admissíveis nas estacas, segundo a filosofia de fatores de segurança parciais.

6.^a - Embora não ligado diretamente ao assunto, a determinação de recalques de estacas com base em resultados de ensaios penetrométricos, tema também bastante promissor.

7.^a - A determinação da capacidade de carga de estacas diretamente a partir de resultados de cone holandês, de modo a se poder aquilatar a melhoria existente na capacidade de previsão da carga de ruptura de estacas com base exclusivamente no "diepsondering", com relação aos resultados previstos a partir de correlações, ou diretamente a partir de sondagens à percussão.

8.^a - A análise de um número maior de provas de carga, de maneira semelhante à realizada no presente trabalho, permitindo um contínuo aprimoramento dos parâmetros existentes nos diversos métodos de cálculo, bem como aquilatar os valores de dispersão característicos a esses métodos de cálculo, resultando em melhor confiança nas previsões efetuadas, mesmo em situações específicas.

Ressalte-se ainda, a importância da análise de provas de carga que tenham sido criteriosamente realizadas, de modo a que se possa ter efetiva credibilidade em seus resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ALONSO, U.R. "Correlações entre Resultados de Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica para a Cidade de São Paulo". Revista Solos e Rochas, vol. 3, nº 3. Dezembro, 1980.
- [2] AOKI, N. "Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas". Coordenação Central de Pós-Graduação e Atividades Complementares, Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro.
- [3] AOKI, N., & LOPES, F.R. "Estimating Settlements due to Deep Foundations by the Theory of Elasticity". Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, 1975.
- [4] AOKI, N. & VELLOSO, D.A. "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles". Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, 1975.
- [5] BARATA, F.E. "Tentativa de Racionalização do Problema da Taxa Admissível de Fundações Diretas". Tese de Livre Docência, U.F.R.J., 1962.

- [6] BARATA, F.E. "Ensaio de Placa para Fixação da Taxa Admissível de Fundações Diretas". Anais do III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Belo Horizonte, 1966.
- [7] —. "Prediction of Settlements of Foundations on Sand" Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou, 1973.
- [8] —. Palestra proferida na Associação Educacional Veiga de Almeida, 1977, R.J.
- [9] —. "Contribution to a Better Application and More Correct Analysis of Bearing Plate Tests". Proceedings of the 3rd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, 1967.
- [10] —. "Correlações Importantes entre Alguns Módulos de Deformação do Terreno". Anais do IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, 1970.
- [11] BARATA, F.E.; CÔRTEZ, H.M.; BATISTA DOS SANTOS, L.A.C. "Aplicações do Cone Holandês ao Projeto de Fundações Diretas". Anais do IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, 1970.

- [12] BAZARAA, A.K.S.S. "Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand". Ph.D. Thesis, 1967, University of Illinois.
- [13] BEGEMANN, H.K.S. "The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile". Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 1965, Vol. 1, pp. 17-20.
- [14] BOWLES, J.E. "Foundation Analysis and Design". McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., 1968.
- [15] BURLAND, J. "Shaft Friction of Piles in Clay - a Simple Fundamental Approach". Ground Engineering. Vol. 6, 1973.
- [16] BURMISTER, D.M. "The Importance and Practical Use of Relative Density in Soil Mechanics". Proceedings of ASTM, Vol. 48, 1948.
- [17] CHELLIS, R.D. "Pile Foundations". McGraw-Hill Book Company, New York, 1961.
- [18] COYLE, H. & CASTELLO, R.R. "New Design Correlation for Piles in Sand". Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 107 n9 GT7, July, 1981.
- [19] DA COSTA NUNES, A.J. Discussion. Proceedings of the

5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961.

- [20] DA COSTA NUNES, A.J. & FONSECA, A.M.C.C. "Estudo da Correlação entre o Ensaio de "Diepsondering" e a Resistência à Penetração do Amostrador em Sondagens". Relatório interno de Estacas Franki, DT 37/59.
- [21] DANZIGER, B.R. "Provas de Carga em Estacas Tubadas". Revista Solos e Rochas, vol. 3, nº 3, Dezembro, 1980.
- [22] DE BEER. E.E. "Méthodes de Déduction de la Capacité Portante d'un Pieux à Partir des Résultats des Essais de Pénétration". Annales des Travaux Publics de Belgique, 1971.
- [23] —. "Some Considerations Concerning the Point Bearing Capacity of Bored Piles". Symposium on Bearing Capacity of Piles. Roorkee, Febr. Cement and Concrete.
- [24] —., et alii. "Analysis of the Results of Loading Tests Performed on Displacement Piles of Different Types and Sizes Penetrating at a Relatively Small Depth into a Very Dense Sand Layer". Recent developments in the design and construction of piles. ICE, London, 1979.
- [25] —. "Partial Safety Factors in Pile Bearing Capacity". Proceedings of the 10th International Conference on

Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981.

- [26] DÉCOURT, L. Comunicação Pessoal, 1982.
- [27] —. "Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N Values of the SPT". Proceedings of the Second European Symposium of Penetration Testing, Amsterdam, May 1982.
- [28] DÉCOURT, L. & QUARESMA, A.R., "Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT". Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro, Setembro, 1978.
- [29] —. "Fórmula Décourt/Quaresma. Como Calcular (Rapidamente) a Capacidade de Carga Limite de uma Estaca". Separata da Revista Construção, São Paulo. Ano XXXV, nº 1800, Agosto de 1982.
- [30] DE MELLO, V. "The Standard Penetration Test". Proceedings from the 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico, Junho 1971.
- [31] DE MELLO, V. & SOUTO SILVEIRA, E.B. "Correlações Estatísticas e Controle de Qualidade da Resistência à Penetração no Amostrador Mohr-Geotécnica". Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e

Engenharia de Fundações, Recife, 1958.

- [32] DE MELLO, V.; SOUTO SILVEIRA, E.B.; QUARESMA, A.R. "Some field correlation on dynamic penetration resistance in exploratory borings by Geotécnica, Brasil". Proceedings from the 1st Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1960.
- [33] DOS SANTOS, M.P. & GOMES, N.A. "Experiences with Piled Foundations of Maritime Structures in Portuguese East Africa". Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1957. Vol. 2.
- [34] ESOPT, "State of the art reports". Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing. Vol. 1. Stockholm, 1974.
- [35] FLETCHER, G. "The Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses". Proceedings of ASCE, Vol. 91, SM4, 1965.
- [36] FONSECA, A.M.C.C. Comunicação Pessoal, 1981.
- [37] FONTOURA, S.A.B. "Mecanismos de Transferência de Carga em Sistemas Solc - Estacas Escavadas". Anais do Simpósio sobre Comportamento de Fundações. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Abril, 1982.

- [38] FONTOURA, S.A.B.; VELLOSO, P.P.C.; PEDROSA, M.G.A.
 "Análise da Capacidade de Carga de uma Estaca Escavada com Instrumentação no Fuste". Anais do VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Olinda/Recife, Setembro, 1982.
- [39] FÖRSTER, W. & WEBER, E. "Influences on the Probability of Failures of Slopes". Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, 1981.
- [40] GEDDES, J.D. "Stresses in Foundation Soils due to Vertical Subsurface Loading". Geotechnique, Vol. 16, nº 3, 1966.
- [41] GIBBS, H.J. & HOLTZ, W.G. "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing". Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London. Vol. 1, 1958.
- [42] HELENE, O.A.M. & VANIN, V.R. "Tratamento Estatístico de Dados em Física Experimental". São Paulo, Editora Edgard Blücher L.T.D.A., 1981.
- [43] KANTEY, B.A. "Significant Developments in Sub-Surface Explorations for Piled Foundations". African Institute Civil Engineering, 1951.

- [44] LACERDA, W.A. "Notas de Aula do Curso de Resistência ao Cisalhamento dos Solos". COPPE, UFRJ, 1979
- [45] LIMA, M.J.C.P.A. "Prospecção Geotécnica do Subsolo". Rio de Janeiro, Editora Livros Técnicos e Científicos, 1979. Rio de Janeiro.
- [46] MACHADO, O. & MAGALHÃES, C. "A Resistência à Penetração na Fixação das Taxas Admissíveis dos Terrenos de Fundação". Revista Engenharia, Vol. XIII, nº 148. Março, 1955.
- [47] MANSUR, C.I. & KAUFMAN, R.I. "Pile Tests, Low-Sill Structure, Old River, Louisiana". Transactions ASCE, Vol. 123, 1958.
- [48] MARTINS, J.B. & FURTADO, R. "Standard Penetration Test and Diepsounding Test Foundations Engineering. Proceedings from the 3rd Regional Conference Africa Soil Mechanics and Foundation Engineering, Salisbury 1963.
- [49] MC CLELLAND, B., "Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures". Journal of the Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 100, nº GT7. Proc. Paper 10665, July, 1974.
- [50] MEIGH, A.C. & NIXON, I.K. "Comparison of In-Situ Tests for Granular Soils". Proceedings of the 5th Interna-

national Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961. Vol. 1.

- [51] MEYERHOF, G.G. "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations". Journal of the Geotechnical Engineering Division, March, 1976.
- [52] —. "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 85, n^o SM6, Proc. Paper, 2292, December , 1959.
- [53] —. "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesion less Soils". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 82, n^o SM1, January, 1956.
- [54] MEYERHOF, G.G., BROWN, J.D. & MOULAND, G.D. "Prediction of Friction Pile Capacity in a Till". Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2. Stockholm, 1981.
- [55] MINDLIN, R.D. "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid". Journal of Applied Physics, Vol. 7, n^o 5, 1936.
- [56] NARAHARI, D.A. & AGGARWAL, V.S. "Note on the Correlation of Standard Penetration Test and Static Cone Penetration Test. Central Building Research Institute, Roorkee, Proceedings from the Symposium of Site Investigation

Foundations, Vol. 1, 1967.

- [57] NORMAS para Elaboração, Apresentação Gráfica e Defesa de Teses de M.Sc. e D.Sc. Publicação da COPPE. UFRJ.
- [58] NB 617/1980. Identificação e Descrição de Amostras de Solos Obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. ABNT .
- [59] PHILCOX, K.T. "Some Recent Developments in the Design of High Buildings in Hong Kong". The Structural Engineer, Vol. 40, nº 10.
- [60] PINTO, C.S. "Resistência ao Cisalhamento dos Solos". DLP da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1975.
- [61] POULOS, H.G. "Stresses and Displacements in an Elastic Layer Underlain by a Rough Rigid Base". Geotechnique, Vol. 17, 1967.
- [62] POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. John Wiley & Sons, Inc. New York.
- [63] RIOS, L. & SILVA, F.P. "Foundations in Downtown São Paulo (Brazil)". Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam, 1948.

- [64] SALOMON, D.V. "Como Fazer uma Monografia". Belo Horizonte, Editora Interlivros, 1977.
- [65] SANGLERAT, G. "The Penetrometer and Soil Exploration". Amsterdam, London, New York, Elsevier Publishing Company, 1972.
- [66] SCHMERTMANN, J.H. "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand". Proceedings ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 1970.
- [67] SCHULTZE, E. & MELZER, K.J. "The Determination of the Density and the Modulus of Compressibility of Non-Cohesive Soils by Soundings". Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal, Vol. 1.
- [68] SCHULTZE, E. & MENZENBACH, E. "Standard Penetration Test and Compressibility of Soils". Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1.
- [69] SEVERINO, A.J. "Metodologia do Trabalho Científico". São Paulo, Editora Cortez e Moraes, 1976.
- [70] SPIEGEL, M.R. "Probabilidade e Estatística", tradução de Alfredo Alves de Farias. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 1978.

- [71] TEIXEIRA, A.H. "Correlação entre a Capacidade de Car-
ga das Argilas e a Resistência à Penetração". Anais
do III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e
Engenharia de Fundações, Belo Horizonte, 1966.
- [72] TENG, W.C. Foundation Design. Prentice-Hall, Inc.,
Englewood Cliffs, N.J., 1962.
- [73] TERZAGHI, K. & PECK, R.B. "Soil Mechanics in Engineering
Practice". New York, John Wiley and Sons, Second
Edition", 1967.
- [74] TOMLINSON, M.J. Pile Design and Construction Practice.
A Viewpoint Publication", London, 1977.
- [75] U.S. BUREAU OF RECLAMATION. "Progress Report of
Research on the Penetration Resistance Method of
Subsurface Explorations". Earth Laboratory Report
N. EM-314, Compiled by H.J. Gibbs and J. Merriman,
1952.
- [76] U.S. BUREAU OF RECLAMATION. "Second Progress Report
of Research on the Penetration Resistance Method
of Subsurface Exploration", Earth Laboratory Report
N. EM-356, Compiled by J. Merriman, 1953.
- [77] VARGAS, M. "Fundações de Edifícios". DLP da Escola Po-
litécnica da Universidade de São Paulo.

- [78] VEEN, C.V. Der. "The Bearing Capacity of a Pile".
Proceedings of the 3rd International Conference on
Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II,
Switzerland, 1953.
- [79] VELLOSO, D.A.; AOKI, N.; SALAMONI, J.A. "Fundações pa
ra o Silo Vertical de 100000 tf no Porto de Parana
guá". Anais do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica
dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro
Setembro de 1978.
- [80] VELLOSO, D.A. "Notas de Aula do Curso de Fundações II".
COPPE, UFRJ, 1978.
- [81] —. "O Ensaio de Diepsondering e a Determinação da Ca
pacidade de Carga do Solo". Rodovia, nº 29, 1959.
- [82] VELLOSO, P.P.C. "Estacas Escavadas: Aspectos Geotécnicos
de Projeto". Anais do Ciclo de Palestras sobre Estacas
Escavadas. Clube de Engenharia, Fev. 81.
- [83] —. "O Problema da Estimativa do Comprimento de Funda
ções Profundas com Base em Sondagens de Reconhecimen
to a Percussão". Publicação Geotécnica, Outubro, 1979.
- [84] —. "Fundações, Aspectos Geotécnicos". Divisão de Inter
câmbio e Edições da Pontifícia Universidade Católica,
R.J., 1979.

- [85] WALLAYS, M. "Charge Portante des Pieux en Fonction de leur Mode d'Execution·Pieux Executes par Pieux Franki". Communication à la Journée d'Étude Fondations sur Pieux. Juin, 1980. Bruxelles.
- [86] WERNECK, M.L.G. & EHREICH, M. "Notas de Aula do Curso de Instrumentação e Ensaio de Campo". COPPE, UFRJ, 1979.
- [87] WINTERKORN, H.F. & FANG, H.Y. "Foundation Engineering Handbook". New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1975.
- [88] YAMANE, T. "Statistics an Introductory Analysis". Harper and Row. Second Edition, 1970.
- [89] ZOLKOV, E. & WISEMAN, G. "Engineering Properties of Dune and Beach Sands and the Influence of Stress History". Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering", Montreal, 1965. Vol. 1

APÊNDICE I

"SEPARAÇÃO DO TIPO DE SOLO
PELA NATUREZA DO MATERIAL
E SUA GRANULOMETRIA"

APÊNDICE 1SEPARAÇÃO DO TIPO DE SOLO PELA NATUREZA DO MATERIAL
E SUA GRANULOMETRIA

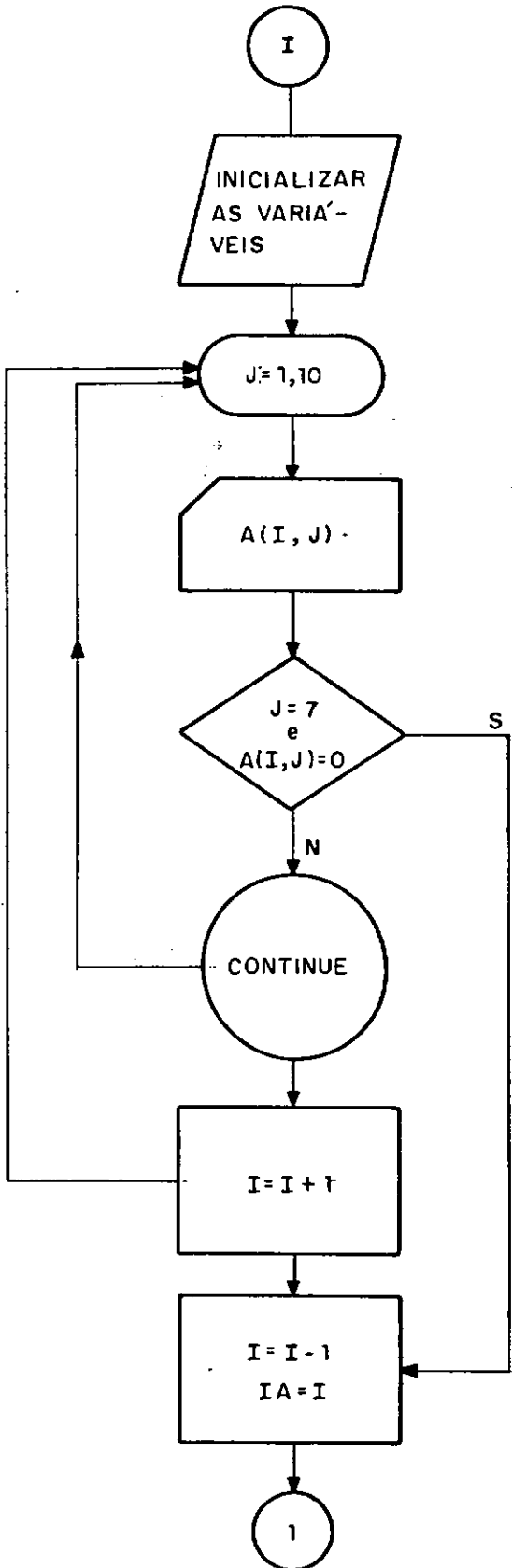
<u>CÓDIGO</u>	<u>CLASSIFICAÇÃO</u>
1004	Areia fina
1005	Areia média
1006	Areia grossa
1204	Areia pouco siltosa
1205	Areia siltosa
1206	Areia muito siltosa
1234	Areia pouco silto argilosa
1235	Areia silto argilosa
1236	Areia muito silto argilosa
1304	Areia pouco argilosa
1305	Areia argilosa
1306	Areia muito argilosa
1324	Areia pouco argilo siltosa
1325	Areia argilo siltosa
1326	Areia muito argilo siltosa
2005	Silte
2104	Silte pouco arenoso
2105	Silte arenoso
2106	Silte muito arenoso
2134	Silte pouco areno argiloso

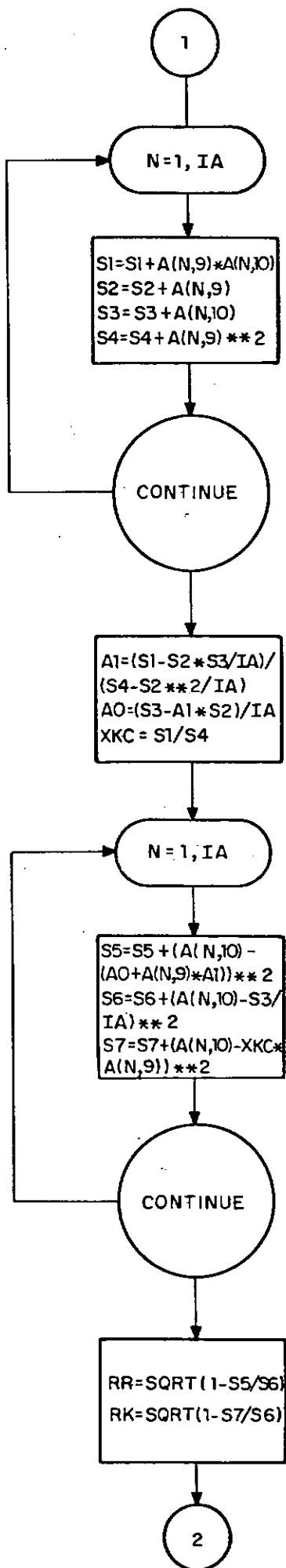
<u>CÓDIGO</u>	<u>CLASSIFICAÇÃO</u>
2135	Silte areno argiloso
2136	Silte muito arenó argiloso
2304	Silte pouco argiloso
2305	Silte argiloso
2306	Silte muito argiloso
2314	Silte pouco argilo arenoso
2315	Silte argilo arenoso
2316	Silte muito argilo arenoso
3005	Argila
3104	Argila pouco arenosa
3105	Argila arenosa
3106	Argila muito arenosa
3124	Argila pouco areno siltosa
3125	Argila areno siltosa
3126	Argila muito areno siltosa
3204	Argila pouco siltosa
3205	Argila siltosa
3206	Argila muito siltosa
3214	Argila pouco silto arenosa
3215	Argila silto arenosa
3216	Argila muito silto arenosa

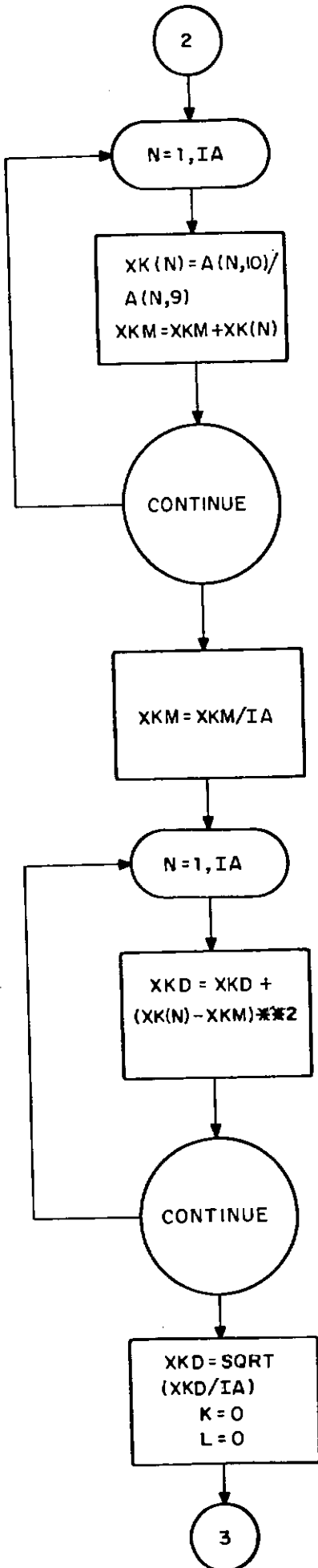
APÊNDICE II

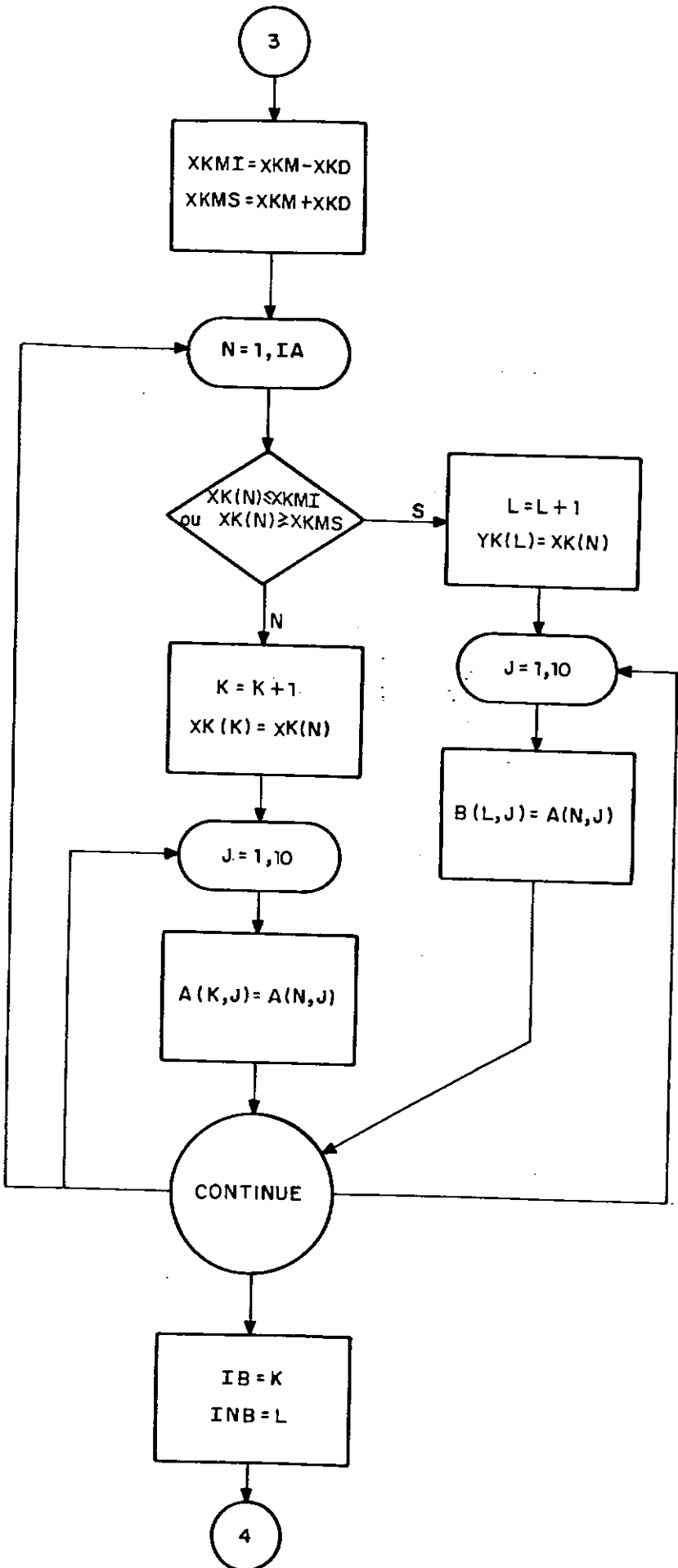
FLUXOGRAMA CORRELAÇÃO SPT x R_p

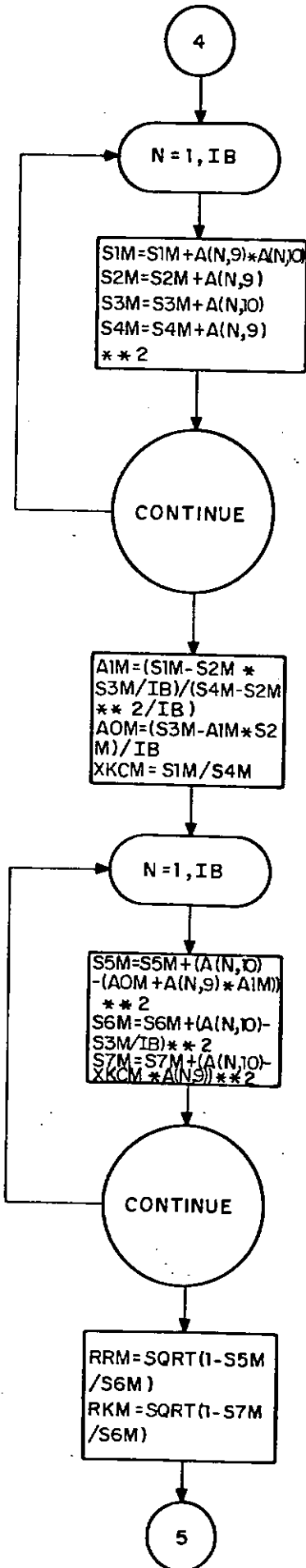
LISTAGEM DO PROGRAMA

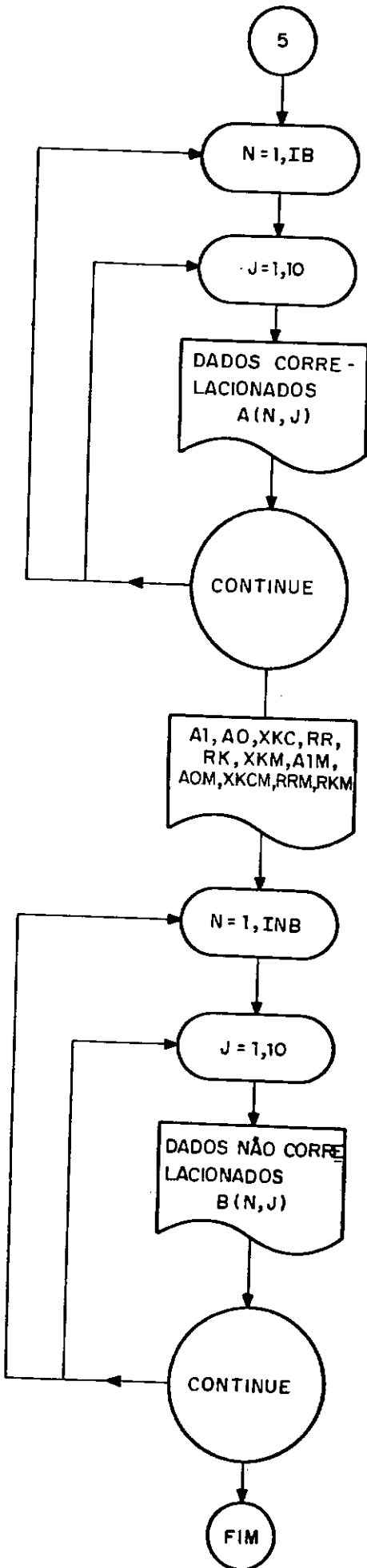












OBS: A DESIGNAÇÃO DAS VARIÁVEIS ENCONTRA-SE NA LISTAGEM DO PROGRAMA.

RHM=SQR(1-SM/S6M)
RHM=SQRT(1-S7M/S6M)

```
C*****
C****
C IMPRESSAO DOS RESULTADOS
C****
C*****
PI=0.
P2=5.
SOL0(1)=1
SOL0(2)=0
SOL0(3)=0
SOL0(4)=5
WRITE(6,160)SOL0(1),SOL0(2),SOL0(3),SOL0(4),PI,P2,A,A1,RR,XXC,RK
**ADM,ALM,RRM,XXC,RHM,XXM
150 FORMAT(12X,96(***),/4(12X,***,94X,***,/,),12X,***,/,X,A N A L I S
+E G A C O R R E L A C A O E N T R E U S P I E O R P
**9X,***,/,4(12X,***,94X,***,/,),12X,***,24X,NATUREZA DO SCLD=
*4(16,X),21X,***,2(12X,***,94X,***,/,),12X,***,28X,*FAIXA DE PROFU
*ADICAO CONSIDERADA: *F4.1, *A *F4.1, *M *18X,***,/,4(12X,***,
*94X,***,/,),12X,96(***),/2(12X,***,94X,***,/,),12X,***,33X,*ANALISE
* D U S D A D O S G L O B A I S * 3 6 X , * * / , 1 7 X , * * / , 1 2 X , * * / , 1 2 X , * * / , 3 5 X , * ( V A L O
* R E S E M G F / C M 2 ) * 3 9 X , * * / , 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , * * / , 2 4 X , * C O R R E
* L A C A O L I N E A R : R P = * F 6 . 2 , * + * F 5 . 2 , * S P T * 2 8 X , * * / , 1 2 X , * * / , 9 4 X ,
* * / , 1 2 X , * * / , 2 7 X , * C O E F I C I E N T E D E C O R R E L A C A O = * F 7 . 3 , 3 2 X , * * / ,
* 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , * * / , 2 4 X , * R E T A P A S S A N D O P E L A O R I G E M : R P =
* * F 5 . 2 , * S P I * 2 8 X , * * / , 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , 1 2 X , * * / , 2 7 X , * C O E F I C I E N T E
* E D E C O R R E L A C A O = * F 5 . 3 , 3 3 X , * * / , 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , 1 ( * * /
* ) , 7 6 X , 1 0 ( * * / ) , / 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , * * / , 3 2 X , * A N A L I S E D O S D A D O
* S P A R C I A I S * 3 6 X , * * / , 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , 1 2 X , * * / , 3 5 X , * ( V A L O R E S E M K
* G F / C M 2 ) * 3 9 X , * * / , 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , * * / , 2 4 X ,
* * C O R R E L A C A O L I N E A R : R P = * F 5 . 2 , * + * F 5 . 2 , * S P T * 2 8 X , * * / ,
* 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , 1 2 X , * * / , 2 7 X , * C O E F I C I E N T E D E C O R R E L A C A O = *
* F 5 . 3 , 3 4 X , * * / , 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , * * / , 2 4 X ,
* * R E T A P A S S A N D O P E L A O R I G E M : R P = * F 5 . 2 , * S P I * 2 8 X , * * / , 1 2 X ,
* * / , 9 4 X , * * / , 1 2 X , * * / , 2 7 X , * C O E F I C I E N T E D E C O R R E L A C A O = * F 5 . 3 ,
* 3 4 X , * * / , 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , 1 0 ( * * / ) , 7 6 X , 1 0 ( * * / ) , /
* 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , * * / , 3 2 X , * V A L O R M E D I O D E K = * F 5 . 2 ,
* 3 9 X , * * / , 3 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , 1 0 ( * * / ) , 7 6 X , 1 0 ( * * / ) , / 2 ( 1 2 X , * * /
* ) , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , * * / , 3 0 X , * I M P R E S S A O D O S D A D O S C O R R E L A C I O N A D O S * 2 9 X ,
* * * / , 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , ) , 1 2 X , * * / , 4 X , * P R E F I X O * 2 X , * S O N D A G E M * 4 X ,
* * D I E P * 3 X , * A M O S T R A D O R * 1 X , * D I S T A N C I A * 2 X , * N A T . S C L O * 4 X ,
* 3 X , * P R O F . * 5 X , * S P T * 7 X , * R P * 7 X , * * / , 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , )
WRITE(6,170)(CACN,J),J=1,10),4=1,10)
170 FORMAT(12X,***,3X,2A4,4X,13,7X,13,7X,A3,7X,F4.1,7X,
*14,5X,F4.1,5X,F4.1,1X,F9.1,6X,***,/)
WRITE(6,180)
180 FORMAT(12X,10(***),76X,10(***),/2(12X,***,94X,***,/,),12X,***,20X,
*IMPRESSAO DOS DADOS NAO CORRELACIONADOS*,27X,***,/,2(12X,***,94X,
* ** / , ) , 1 2 X , * * / , 4 X , * P R E F I X O * 2 X , * S O N D A G E M * 4 X , * D I E P * 3 X , * A M O S T R A D O R
* * 1 X , * D I S T A N C I A * 2 X , * N A T . S C L O * 4 X , * P R O F . * 5 X , * S P T * 7 X ,
* * R P * 7 X , * * / , 2 ( 1 2 X , * * / , 9 4 X , * * / , )
WRITE(6,190)(C(BL,J),J=1,10),L=1,10)
190 FORMAT(12X,***,3X,2A4,4X,13,7X,13,7X,A3,7X,F4.1,7X,
*14,5X,F4.1,5X,F4.1,1X,F9.1,6X,***,/)
WRITE(6,200)
200 FORMAT(2(12X,***,94X,***,/,),12X,96(***),/)
STOP
END
```

```
00193000 C 002:00A0:2
00194000 C 002:00A5:0
00195000 C 002:00A5:2
00196000 C 002:00A5:2
00197000 C 002:00A5:2
00198000 C 002:00A5:2
00199000 C 002:00A5:2
00200000 C 002:00A5:2
00201000 C 002:00A6:1
00202000 C 002:00A6:5
00203000 C 002:00A7:5
00204000 C 002:00A8:5
00205000 C 002:00AA:0
00206000 C 002:00AB:2
00207000 C 002:00BE:0
00208000 C 002:00C0:2
00209000 C 002:00C0:2
00210000 C 002:00C0:2
00211000 C 002:00C0:2
00212000 C 002:00C0:2
00213000 C 002:00C0:2
00214000 C 002:00C0:2
00215000 C 002:00C0:2
00216000 C 002:00C0:2
00217000 C 002:00C0:2
00218000 C 002:00C0:2
00219000 C 002:00C0:2
00220000 C 002:00C0:2
00221000 C 002:00C0:2
00222000 C 002:00C0:2
00223000 C 002:00C0:2
00224000 C 002:00C0:2
00225000 C 002:00C0:2
00226000 C 002:00C0:2
00227000 C 002:00C0:2
00228000 C 002:00C0:2
00229000 C 002:00C0:2
00230000 C 002:00C0:2
00231000 C 002:00C0:2
00232000 C 002:00C0:2
00233000 C 002:00C0:2
00234000 C 002:00C0:2
00235000 C 002:00C0:2
00236000 C 002:00C0:2
00237000 C 002:00C0:2
00238000 C 002:00C0:2
00239000 C 002:00C0:2
00240000 C 002:00E1:2
00241000 C 002:00E1:2
00242000 C 002:00E1:2
00243000 C 002:00E1:2
00244000 C 002:00E1:2
00245000 C 002:00E1:2
00246000 C 002:00F3:2
00247000 C 002:00F3:2
00248000 C 002:00F3:2
00249000 C 002:00F7:2
00250000 C 002:00F7:2
00251000 C 002:00F8:1
```

ANALISE DA CORRELACAO ENTRE O SPT E R_P

NATURZA DO SOLO = AREIA MEDIA

FAIXA DE PROFUNDIDADE CONSIDERADA: 1.0 A 50.0 M

ANALISE DOS DADOS GLOBAIS

(VALORES EM KGF/CM²)

NUMERO DE DADOS GLOBAIS = 294

CORRELACAO LINEAR: RP = 59.69 + 2.97 * SPT

COEFICIENTE DE CORRELACAO = 0.457

RETA PASSANDO PELA ORIGEM: RP = 5.72 * SPT

COEFICIENTE DE CORRELACAO = 0.108

ANALISE DOS DADOS PARCIAIS

(VALORES EM KGF/CM²)

NUMERO DE DADOS PARCIAIS = 217

CORRELACAO LINEAR: RP = 29.93 + 4.71 * SPT

COEFICIENTE DE CORRELACAO = 0.585

RETA PASSANDO PELA ORIGEM: RP = 6.25 * SPT

COEFICIENTE DE CORRELACAO = 0.633

VALOR MEDIO DE KICADOS GLOBAIS = 9.27

VALOR MEDIO DE KICADOS PARCIAIS = 7.60

IMPRESSAO DOS DADOS CORRELACIONADOS

PREFIXO	SONDAGEM	DIAP	AMSTRADER	DISTANCIA (M)	NAT. SOLO	PROF. (M)	N	RP (KGF/CM ²)
---------	----------	------	-----------	---------------	-----------	-----------	---	---------------------------

1/4171	7	1	SPT	0.7	1005	2.0	2.5	15.0
1/5338	14	3	SPT	13.2	1005	2.0	11.0	78.0
1/5192	1	1	SPT	2.5	1005	2.0	4.5	35.0
1/5192	2	2	SPT	2.0	1005	2.0	7.5	71.4
1/5192	3	3	SPT	3.2	1005	2.0	2.0	18.6
1/2710	5	2	SPT	1.5	1005	2.0	2.0	28.0
1/5044	1	1	SPT	2.0	1005	2.4	3.5	10.8
1/5.44	2	2	SPT	2.0	1005	2.5	4.5	28.0
1/4171	7	1	SPT	0.7	1005	3.0	4.0	19.8
1/5338	14	3	SPT	13.2	1005	3.0	5.0	12.0

ANALISE DOS DADOS PARCIAIS

(VALORES EM KGF/CM²)

NUMERO DE DADOS PARCIAIS = 237

CORRELACAO LINEAR: RP = 29.93 + 4.71 * SPT

COEFICIENTE DE CORRELACAO = 0.685

RETA PASSANDO PELA ORIGEM: RF = 6.25 * SPT

COEFICIENTE DE CORRELACAO = 0.633

VALOR MEDIO DE KCAVALOS GLOBAIS = 9.27

VALOR MEDIO DE KCAVALOS PARCIAIS = 7.60

IMPRESSAO DOS DADOS CORRELACIONADOS

PREFIXO	SONDAGEM	DIAP.	AMOSTRADOR	DISTANCIA (M)	MAT. SULO	PROF. (M)	N	RP (KGF/CM ²)
175171	7	1	SPT	0.7	1005	2.0	2.5	15.0
175338	14	3	SPT	13.2	1005	2.0	11.0	78.0
175192	1	1	SPT	2.5	1005	2.0	4.5	35.0
175192	2	2	SPT	2.0	1005	2.0	7.5	71.4
175192	3	3	SPT	3.2	1005	2.0	2.0	13.6
172710	5	2	SPT	0.5	1005	2.0	2.0	28.0
175044	1	1	SPT	2.0	1005	2.0	3.5	10.8
175044	2	2	SPT	2.0	1005	2.5	4.5	28.0
174171	7	1	SPT	0.7	1005	3.0	4.0	19.8
175044	3	3	SPT	2.0	1005	3.0	5.5	32.8
175338	14	3	SPT	13.2	1005	3.0	25.5	170.0
175338	3	5	SPT	17.4	1005	3.0	21.0	99.2
175044	1	1	SPT	2.0	1005	3.0	4.0	25.2
175338	14	4	SPT	6.6	1005	3.0	25.5	84.0
175192	1	1	SPT	2.5	1005	3.0	9.5	59.6
175192	2	2	SPT	2.0	1005	3.0	13.5	73.6
175192	2	2	SPT	4.0	1005	3.0	13.5	98.6
175192	3	3	SPT	3.2	1005	3.0	5.0	32.6
175100	2	2	SPT	3.0	1005	3.0	1.0	14.0
174431	3	3	SPT	1.9	1005	3.0	11.0	127.5
174431	6	5	SPT	3.5	1005	3.0	4.5	41.0
172710	5	2	SPT	0.5	1005	3.0	7.0	49.0
172710	1	1	SPT	0.0	1005	3.0	11.0	42.5
175044	2	2	SPT	2.0	1005	3.5	4.0	31.2
172387	2	1	SPT	4.0	1005	4.0	7.0	33.7
175044	3	3	SPT	2.0	1005	4.0	13.5	37.2
175338	1	4	SPT	5.0	1005	4.0	30.5	142.0
175338	3	5	SPT	17.4	1005	4.0	10.5	147.2
175338	5	5	SPT	11.3	1005	4.0	28.0	131.6
175338	5	5	SPT	13.9	1005	4.0	32.0	99.2
175132	5	3	SPT	21.6	1005	4.0	9.0	33.4

175338	1	4	SPT	9.0	1005	4.0	10.5	142.0	*
175338	2	5	SPT	17.4	1005	4.0	10.5	147.2	*
175338	3	5	SPT	8.3	1005	4.0	28.0	131.6	*
175338	5	5	SPT	15.9	1005	4.0	32.0	99.2	*
175132	5	3	SPT	21.0	1005	4.0	9.0	23.4	*
174431	3	3	SPT	1.5	1005	4.0	23.0	106.0	*
174431	6	5	SPT	3.5	1005	4.0	14.5	130.0	*
172710	1	1	SPT	...	1005	4.0	9.0	64.0	*
175044	1	1	SPT	2.0	1005	4.4	3.5	28.8	*
174171	7	1	SPT	1.7	1005	3.0	7.0	42.3	*
172367	2	1	SPT	4.0	1005	5.0	3.0	29.6	*
172367	2	2	SPT	10.0	1005	5.0	3.0	27.3	*
172367	3	3	SPT	2.0	1005	5.0	2.0	31.2	*
175044	3	3	SPT	2.0	1005	5.0	12.5	52.8	*
175338	4	2	SPT	17.0	1005	5.0	13.5	124.0	*
175338	9	2	SPT	3.3	1005	5.0	11.0	124.0	*
175338	1	4	SPT	5.0	1005	5.0	25.0	84.0	*
175338	3	5	SPT	17.4	1005	5.0	14.5	146.2	*
175338	5	5	SPT	8.3	1005	5.0	15.0	158.2	*
175338	6	5	SPT	15.5	1005	5.0	30.0	149.2	*
175132	9	3	SPT	21.0	1005	4.0	10.5	69.6	*
175192	3	3	SPT	3.2	1005	3.0	9.0	82.0	*
174431	3	3	SPT	1.5	1005	5.0	19.5	174.0	*
174431	6	5	SPT	3.5	1005	5.0	12.5	130.8	*
174173	2	4	SPT	2.0	1005	5.0	11.5	91.2	*
175044	1	1	SPT	2.0	1005	3.4	4.0	30.0	*
175044	2	2	SPT	27.0	1005	5.5	4.5	58.8	*
172367	2	1	SPT	4.0	1005	6.0	3.0	17.2	*
172367	2	2	SPT	10.0	1005	6.0	3.0	29.2	*
172367	3	2	SPT	7.5	1005	6.0	5.0	33.6	*
175044	3	3	SPT	27.0	1005	6.0	9.5	49.6	*
172367	3	3	SPT	2.0	1005	6.0	5.0	70.8	*
175338	4	2	SPT	10.0	1005	6.0	15.5	232.0	*
175338	1	4	SPT	5.0	1005	6.0	3.0	44.4	*
175338	14	4	SPT	6.6	1005	6.0	7.5	39.2	*
175338	3	5	SPT	17.4	1005	6.0	12.0	48.2	*
175338	5	5	SPT	3.3	1005	6.0	9.0	93.4	*
175132	5	3	SPT	21.0	1005	6.0	10.5	147.2	*
175192	1	1	SPT	2.5	1005	6.0	4.0	42.8	*
175100	2	2	SPT	3.0	1005	6.0	9.5	72.0	*
174431	3	3	SPT	1.5	1005	6.0	20.0	153.2	*
174431	6	5	SPT	3.5	1005	6.0	15.0	125.4	*
174173	2	4	SPT	2.0	1005	6.0	9.5	69.8	*
175044	1	1	SPT	2.0	1005	6.4	4.5	68.6	*
175044	2	2	SPT	2.0	1005	6.5	4.5	27.6	*
172367	2	1	SPT	4.0	1005	7.0	4.0	30.0	*
172367	2	2	SPT	10.0	1005	7.0	4.0	37.2	*
172367	3	2	SPT	7.5	1005	7.0	3.0	39.6	*
172367	3	3	SPT	2.0	1005	7.0	8.0	42.8	*

175044	2	2	SPT	2.0	1705	6.5	4.5	27.6	*
172367	2	1	SPT	4.0	1705	7.0	4.0	30.0	*
172367	2	2	SPT	10.0	1705	7.0	4.0	37.2	*
172367	3	2	SPT	7.5	1705	7.0	3.0	39.6	*
172367	3	1	SPT	2.0	1705	7.0	3.0	42.0	*
175338	14	4	SPT	6.0	1705	7.0	7.5	61.6	*
175192	1	1	SPT	2.5	1705	7.0	13.0	58.2	*
175192	3	3	SPT	3.2	1705	7.0	10.0	59.6	*
175100	2	2	SPT	3.0	1705	7.0	8.5	29.4	*
174431	3	3	SPT	1.9	1705	7.0	22.5	146.4	*
174631	6	5	SPT	1.8	1705	7.0	4.5	56.0	*
174103	2	4	SPT	2.0	1705	7.0	18.0	161.2	*
172367	2	1	SPT	3.0	1705	3.0	10.0	56.9	*
172367	2	2	SPT	10.0	1705	4.0	10.0	42.4	*
172367	3	2	SPT	7.5	1705	3.0	10.0	59.4	*
172367	2	3	SPT	2.0	1705	1.0	10.0	48.0	*
175192	1	1	SPT	3.5	1705	8.0	20.0	156.0	*
175192	3	3	SPT	3.2	1705	8.0	34.0	192.4	*
174103	2	4	SPT	2.0	1705	3.0	18.0	206.4	*
174103	2	4	SPT	2.0	1705	9.0	13.0	174.4	*
172367	2	1	SPT	4.0	1705	10.0	12.0	82.8	*
172367	2	2	SPT	1.0	1705	1.0	12.0	82.0	*
172367	3	3	SPT	7.5	1705	10.0	5.0	71.2	*
172367	3	3	SPT	2.0	1705	10.0	5.0	78.4	*
175132	5	4	SPT	21.0	1705	17.0	31.1	149.6	*
174103	2	4	SPT	2.0	1705	10.0	13.5	134.0	*
172367	2	2	SPT	10.0	1705	11.0	10.0	67.2	*
172367	3	2	SPT	7.5	1705	11.0	5.0	71.6	*
172367	3	3	SPT	2.0	1705	11.0	5.0	72.8	*
171710	2	2	SPT	1.6	1705	11.0	6.0	76.8	*
174971	9	10	SPT	15.0	1705	11.0	4.5	197.6	*
175132	5	3	SPT	21.0	1705	11.0	22.0	143.2	*
174103	2	4	SPT	2.0	1705	11.0	16.5	141.2	*
172278	9	25	SPT	2.0	1705	12.0	7.0	35.0	*
172367	2	2	SPT	1.0	1705	12.0	12.0	93.6	*
172367	3	2	SPT	7.5	1705	12.0	8.0	93.4	*
172367	3	3	SPT	2.0	1705	12.0	3.0	70.8	*
174971	9	13	SPT	1.0	1705	12.0	6.5	21.8	*
175132	5	3	SPT	21.0	1705	12.0	13.5	116.0	*
174103	2	4	SPT	2.0	1705	12.0	28.0	137.6	*
172367	2	2	SPT	10.0	1705	13.0	10.0	90.0	*
172367	3	2	SPT	7.5	1705	13.0	9.0	82.0	*
172367	3	3	SPT	2.0	1705	13.0	9.0	84.5	*
175338	9	2	SPT	3.3	1705	13.0	7.5	54.3	*
175132	5	3	SPT	21.0	1705	13.0	22.0	65.2	*
175192	1	1	SPT	2.5	1705	13.0	24.5	115.2	*
175192	3	3	SPT	3.2	1705	13.0	17.5	170.0	*
174103	2	4	SPT	2.0	1705	13.0	15.0	120.0	*
172278	4	5	SPT	5.0	1705	14.0	3.0	60.0	*

175192	5	3	SPT	21.0	1905	13.0	22.0	65.2	*
175192	1	1	SPT	2.5	1005	13.0	24.5	115.2	*
175192	3	1	SPT	3.2	1905	13.0	17.5	177.0	*
174183	2	6	SPT	2.0	1905	13.0	15.0	120.0	*
172278	3	5	SPT	5.7	1905	14.0	9.0	67.0	*
172278	3	21	SPT	6.0	1905	14.0	8.0	123.3	*
172357	2	2	SPT	16.0	1905	14.0	10.0	66.6	*
174971	9	13	SPT	1.0	1905	14.0	10.5	123.4	*
175338	2	2	SPT	3.3	1905	14.0	8.5	57.6	*
175132	5	3	SPT	21.0	1905	14.0	11.5	74.4	*
175192	1	1	SPT	2.5	1905	14.0	14.0	147.6	*
175192	2	2	SPT	2.0	1905	14.0	12.0	119.6	*
175192	3	3	SPT	3.2	1905	14.0	14.5	172.8	*
174431	7	5	SPT	1.5	1905	14.0	9.0	52.4	*
172660	7	5	SPT	6.0	1905	15.0	13.0	149.6	*
174971	14	4	SPT	1.0	1905	15.0	16.5	91.6	*
174971	6	7	SPT	1.0	1905	15.0	13.5	67.2	*
174971	9	10	SPT	1.0	1905	15.0	13.5	97.0	*
175132	7	3	SPT	21.0	1905	15.0	9.0	96.0	*
175192	1	1	SPT	2.5	1905	15.0	26.5	162.0	*
175192	2	2	SPT	2.0	1905	15.0	21.5	137.4	*
175192	3	3	SPT	3.2	1905	15.0	17.0	180.7	*
171153	1	2	SPT	2.0	1905	15.0	9.5	138.0	*
174431	7	5	SPT	2.5	1905	15.0	12.5	35.6	*
174133	2	4	SPT	2.0	1905	15.0	25.0	342.0	*
174971	14	4	SPT	1.0	1905	16.0	13.5	85.4	*
174971	1	6	SPT	1.0	1905	16.0	6.0	34.0	*
174971	6	7	SPT	1.0	1905	16.0	10.5	66.0	*
174971	17	9	SPT	1.0	1905	16.0	6.5	98.0	*
174971	9	13	SPT	1.0	1905	16.0	15.0	94.8	*
174971	3	5	SPT	22.0	1905	16.0	9.2	91.2	*
174971	3	9	SPT	4.0	1905	16.0	9.2	109.0	*
175132	5	3	SPT	21.0	1905	16.0	4.5	68.2	*
175192	1	1	SPT	2.5	1905	16.0	31.5	150.6	*
175192	2	2	SPT	2.5	1905	16.0	27.0	117.2	*
175192	3	3	SPT	3.2	1905	16.0	21.0	222.0	*
171153	1	2	SPT	2.0	1905	16.0	8.5	114.0	*
174971	14	4	SPT	1.0	1905	17.0	15.5	65.6	*
174971	10	6	SPT	1.0	1905	17.0	8.5	47.4	*
174971	6	7	SPT	1.0	1905	17.0	9.5	77.8	*
174971	17	9	SPT	1.0	1905	17.0	9.5	93.0	*
174971	3	10	SPT	1.0	1905	17.0	15.0	118.4	*
175132	5	3	SPT	21.0	1905	17.0	12.0	37.4	*
172706	11	15	SPT	2.4	1905	3.0	12.0	6.2	*
175132	5	3	SPT	21.0	1905	3.0	3.0	78.8	*
174171	7	1	SPT	6.7	1905	4.0	10.0	23.1	*
172367	2	2	SPT	1.0	1905	4.0	7.0	14.8	*
172367	3	2	SPT	7.5	1905	4.0	11.0	24.0	*
172367	3	2	SPT	2.0	1905	4.0	11.0	16.0	*

175192	2	2	SPT	2.0	1905	17.0	20.5	109.4	*
175192	3	3	SPT	3.2	1905	17.0	19.0	200.0	*
171153	1	2	SPT	2.0	1905	17.0	7.0	80.0	*
174971	14	4	SPT	1.0	1905	18.0	15.5	63.2	*
174971	17	5	SPT	1.0	1905	18.0	12.0	52.0	*
174971	5	7	SPT	1.0	1905	18.0	9.5	33.2	*
174971	17	9	SPT	1.0	1905	18.0	12.0	70.4	*
174971	9	13	SPT	1.0	1905	18.0	17.0	101.8	*
175192	1	1	SPT	2.5	1905	18.0	17.0	190.0	*
175192	2	2	SPT	2.0	1905	18.0	14.0	135.2	*
175192	3	3	SPT	3.2	1905	18.0	15.5	232.5	*
174971	14	4	SPT	1.0	1905	19.0	17.5	69.0	*
174971	13	5	SPT	1.0	1905	19.0	17.0	70.0	*
174971	5	7	SPT	1.0	1905	19.0	9.5	100.9	*
174971	17	9	SPT	1.0	1905	19.0	15.5	104.0	*
174971	9	13	SPT	1.0	1905	19.0	13.5	112.8	*
174179	108	108	SPT	2.0	1905	19.0	4.5	67.6	*
175192	1	1	SPT	2.5	1905	19.0	19.0	154.9	*
175192	2	2	SPT	2.0	1905	19.0	16.5	151.2	*
174971	14	4	SPT	1.0	1905	20.0	15.0	62.4	*
174971	17	5	SPT	1.0	1905	20.0	14.5	63.4	*
174971	5	7	SPT	1.0	1905	20.0	13.5	67.0	*
174971	17	7	SPT	1.0	1905	20.0	15.0	79.6	*
174971	9	1	SPT	1.0	1905	20.0	20.0	94.4	*
174179	57	27	SPT	17.0	1905	20.0	10.0	104.5	*
175192	1	1	SPT	2.5	1905	20.0	27.0	163.0	*
175192	2	2	SPT	2.0	1905	20.0	24.0	171.2	*
171153	1	2	SPT	2.0	1905	20.0	4.5	28.0	*
174971	14	4	SPT	1.0	1905	21.0	16.0	55.2	*
174971	17	6	SPT	1.0	1905	21.0	16.5	117.2	*
174971	5	7	SPT	1.0	1905	21.0	16.5	113.2	*
174971	17	9	SPT	1.0	1905	21.0	16.5	132.6	*
172276	4	55	SPT	10.0	1905	21.0	25.0	287.5	*
174971	9	10	SPT	1.0	1905	21.0	22.5	74.8	*
175192	2	2	SPT	2.0	1905	21.0	30.0	230.0	*
171153	1	2	SPT	2.0	1905	21.0	5.5	36.0	*
174971	14	4	SPT	1.0	1905	22.0	20.0	75.2	*
174971	13	6	SPT	1.0	1905	22.0	18.5	66.2	*
174971	5	7	SPT	1.0	1905	22.0	18.0	86.0	*
174971	17	9	SPT	1.0	1905	22.0	15.0	106.8	*
174971	9	13	SPT	1.0	1905	22.0	24.5	75.6	*
174431	1	1	SPT	2.0	1905	22.0	29.0	352.0	*

175344	2	2	SPT	2.0	1905	22.5	8.5	71.6	*
174971	14	4	SPT	1.0	1905	23.0	22.0	98.4	*
174971	17	5	SPT	1.0	1905	23.0	21.5	93.8	*
174971	5	7	SPT	1.0	1905	23.0	15.0	105.4	*
174971	17	9	SPT	1.0	1905	23.0	16.5	112.4	*
174971	9	13	SPT	1.0	1905	23.0	27.5	109.6	*
174179	108	108	SPT	2.0	1905	23.0	4.5	60.0	*

172776	11	15	SPT	2.4	1005	3.0	12.0	6.7	*
175132	5	3	SPT	21.0	1705	3.0	3.0	78.8	*
174171	7	1	SPT	6.7	1005	4.0	10.0	23.1	*
172367	2	2	SPT	1.0	1705	4.0	7.0	14.8	*
172367	3	2	SPT	7.0	1005	4.0	11.0	24.0	*
172367	1	3	SPT	2.0	1005	4.0	11.0	16.0	*
175338	16	2	SPT	1.0	1705	4.0	56.2	113.8	*
175192	1	1	SPT	2.5	1005	4.0	7.5	134.8	*
175192	2	2	SPT	2.0	1005	4.0	7.0	126.0	*
175100	2	2	SPT	3.0	1005	4.0	1.3	22.8	*
175132	14	5	SPT	10.0	1005	4.0	8.5	226.0	*
175044	2	2	SPT	2.0	1705	4.5	6.0	129.2	*
175338	15	2	SPT	10.0	1005	5.0	20.0	29.0	*
172367	3	2	SPT	7.0	1005	5.0	2.0	56.0	*
175132	14	5	SPT	10.0	1005	5.0	11.0	330.0	*
175338	14	2	SPT	10.0	1005	6.0	8.5	12.6	*
175338	14	3	SPT	10.0	1705	6.0	7.5	13.6	*
175192	3	3	SPT	3.0	1005	6.0	4.0	72.4	*
175338	2	2	SPT	3.0	1005	6.0	11.5	232.0	*
175192	2	2	SPT	2.0	1705	6.0	2.5	50.4	*
175044	3	3	SPT	2.0	1005	7.0	4.5	10.0	*
175338	14	3	SPT	10.0	1005	7.0	7.5	14.6	*
175192	2	2	SPT	2.0	1705	7.0	3.5	66.8	*
175132	5	3	SPT	21.0	1005	7.0	8.0	224.0	*
175192	2	2	SPT	2.0	1005	8.0	9.5	230.0	*
172367	2	1	SPT	4.0	1705	9.0	5.0	93.6	*
172367	2	2	SPT	10.0	1005	9.0	5.0	61.2	*
172367	3	2	SPT	7.0	1705	9.0	5.0	90.4	*
172367	3	3	SPT	2.0	1005	9.0	5.0	98.8	*
175132	5	3	SPT	21.0	1005	9.0	7.5	164.5	*
171730	2	2	SPT	1.0	1005	12.0	4.0	82.4	*
174971	9	10	SPT	1.0	1005	13.0	8.5	135.0	*
175192	2	2	SPT	2.0	1005	13.0	39.5	92.8	*
171730	2	2	SPT	1.0	1005	13.0	3.0	77.0	*
171153	1	2	SPT	2.0	1005	14.0	6.5	112.8	*
174193	2	6	SPT	2.0	1005	14.0	10.5	185.2	*
172660	7	5	SPT	4.0	1005	14.0	7.0	296.5	*
174971	16	4	SPT	1.0	1005	14.0	3.5	90.0	*
174971	6	7	SPT	1.0	1005	14.0	3.5	101.0	*
174971	17	2	SPT	1.0	1005	15.0	6.0	101.8	*
174179	110	110	SPT	2.0	1005	15.0	4.0	9.0	*
174179	112	112	SPT	2.0	1005	15.0	5.5	89.3	*
174971	10	6	SPT	1.0	1005	15.0	2.5	62.4	*
172278	9	25	SPT	2.0	1005	16.0	37.5	65.8	*
174179	110	110	SPT	2.0	1005	16.0	6.5	14.0	*
174971	3	4	SPT	22.0	1005	17.0	4.8	90.6	*
174971	3	2	SPT	4.0	1005	17.0	4.8	110.0	*
174179	57	27	SPT	17.0	1005	17.0	2.5	63.6	*
174179	103	103	SPT	2.0	1005	18.0	7.0	121.6	*
171153	1	2	SPT	2.0	1005	18.0	13.5	242.0	*

•	174179	110	110	SPT	2.0	1305	16.0	6.5	14.0	*
•	174971	3	6	SPT	22.0	1005	17.0	4.8	90.6	*
•	174971	3	9	SPT	4.0	1005	17.0	4.8	115.0	*
•	174179	57	22	SPT	17.0	1005	17.0	2.5	63.6	*
•	174179	107	103	SPT	2.0	1005	14.0	7.0	121.6	*
•	171153	1	2	SPT	2.0	1005	13.0	13.5	262.0	*
•	171153	1	2	SPT	2.0	1005	19.0	4.0	74.0	*
•	174179	104	104	SPT	2.0	1005	20.0	16.0	32.0	*
•	174179	37	22	SPT	17.0	1005	21.0	5.5	210.6	*
•	175044	2	2	SPT	2.0	1005	23.5	22.0	37.6	*
•	174971	1	5	SPT	1.0	1005	24.0	24.0	52.0	*
•	174179	103	103	SPT	2.0	1005	26.0	6.5	113.6	*
•	174171	7	1	SPT	0.7	1005	26.0	3.5	5.7	*
•	174171	7	1	SPT	0.7	1005	27.0	3.5	80.0	*

ANEXO I

LOCALIZAÇÃO DAS OBRAS ANALISADAS
E NÚMERO DE ENSAIOS CORRESPONDENTES

ANEXO 1

LOCALIZAÇÃO DAS OBRAS ANALISADAS E
NÚMERO DE ENSAIOS CORRESPONDENTES

OBRA	BAIRRO	Nº DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA	Nº DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA
1. R. Lineu de Paula Machado	Lagoa	2SPT	1
2. R. República do Líbano	Centro	2IRP	2
3. R. Cruz Lima	Flamengo	2IRP	2
4. Av. João XXIII	Santa Cruz	3SPT	2
5. R. Mena Barreto	Botafogo	3SPT	3
6. R. Conde de Baependi	Flamengo	12IRP	7
7. R. do Carmo	Centro	10SPT	4
8. R. Jaime Silvado	Gávea	3SPT	3
9. R. Bãrão de Jaguaribe	Ipanema	6SPT	3
10. Marquês de Pombal	Cidade Nova	3SPT	10
11. Av. Rio Branco/ Visc. Inhaúma	Centro	5IRP	5
12. R. Alexandre Ferreira	Lagoa	2SPT	2
13. Canal de S. Francisco	Santa Cruz	5SPT	5
14. R. Monsenhor Jerônimo	E. Dentro	8IRP	7
15. R. Beneditinos	Centro	7SPT	7
16. R. Beneditinos	Centro	4SPT	4
17. R. Senador Pompeu	Centro	5IRP	5

OBRA	BAIRRO	Nº DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA	Nº DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA
18. R.Jardim Botânico	J.Botânico	3IRP	1
19. R. Real Grandeza	Botafogo	2SPT	2
20. R. Santa Clara	Copacabana	2IRP	2
21. R.Pompeu Loureiro	Copacabana	3SPT	3
22. R.Alfândega/Quitanda	Centro	3SPT	3
23. R.General Dionísio	Botafogo	2IRP	2
24. R.Alexandre Mackenzie	Centro	2IRP	5
25. R.Teófilo Otoni	Centro	6IRP	5
26. R.Paissandu	Flamengo	2IRP	2
27. R.Real Grandeza	Botafogo	3IRP	3
28. Praia de Botafogo	Botafogo	3SPT	3
29. Av.Afrânio de Mello Franco	Leblon	3IRP	2
30. R.Timóteo da Costa	Leblon	2IRP	3
31. R. 2 de Dezembro	Flamengo	2IRP	2
32. R.Gabriela Mistral	Flamengo	2IRP	2
33. R. Barão de Icarai	Flamengo	2IRP	3
34. R.Marquês de Abrantes	Flamengo	3IRP	3
35. R.Pinheiro Machado	Laranjeiras	2IRP	2
36. R.Almirante Tamandaré	Flamengo	5IRP	6
37. Ed. Av. Central	Centro	5IRP 8SPT	16
38. R. Senador Vergueiro	Flamengo	3IRP	6
39. R.Senador Vergueiro	Flamengo	6IRP	6
40. R.Senador Vergueiro	Flamengo	2SPT	3

OBRA	BAIRRO	Nº DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA	Nº DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA
41. Av.Epitácio Pessoa	Lagoa	2IRP	1
42. Av. 13 de Maio	Centro	2IRP	3
43. R. Senador Vergueiro	Flamengo	2SPT	2
44. R. Assis Brasil	Copacabana	4IRP	3
45. R.Voluntários da Pátria	Botafogo	1IRP	1
46. R. Voluntários da Pátria	Botafogo	2IRP	2
47. Av. Presidente Vargas	Centro	3IRP	3
48. R. Cesário Alvim	Botafogo	2IRP	3
49. CBEI	Santa Cruz	12SPT	13
50. R. Ouvidor	Centro	2IRP	2
51. Largo da Carioca	Centro	3IRP	3
52. Praia do Flamengo	Flamengo	4IRP	2
53. R. Jardim Botânico	Jardim Botânico	3IRP	3
54. R. Visconde de Albuquerque	Leblon/Gávea	1SPT	1
55. R. Correa Dutra	Flamengo	1IRP	1
56. R. Correa Dutra	Flamengo	2IRP	2
57. R. Santa Luzia	Centro	4IRP	4
58. R. Assembléia/ Av. Rio Branco	Centro	25SPT	25
59. Correa Dutra	Flamengo	3IRP	3
60. Av.Presidente Vargas	Centro	3IRP	3

OBRA	BAIRRO	Nº DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA	Nº DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA
61. Av. Rio Branco	Centro	5SPT	5
62. R. Toneleros	Copacabana	4IRP	4
63. R. Toneleros	Copacabana	2IRP	3
64. R. Machado de Assis	Flamengo	3IRP	3

ANEXO II

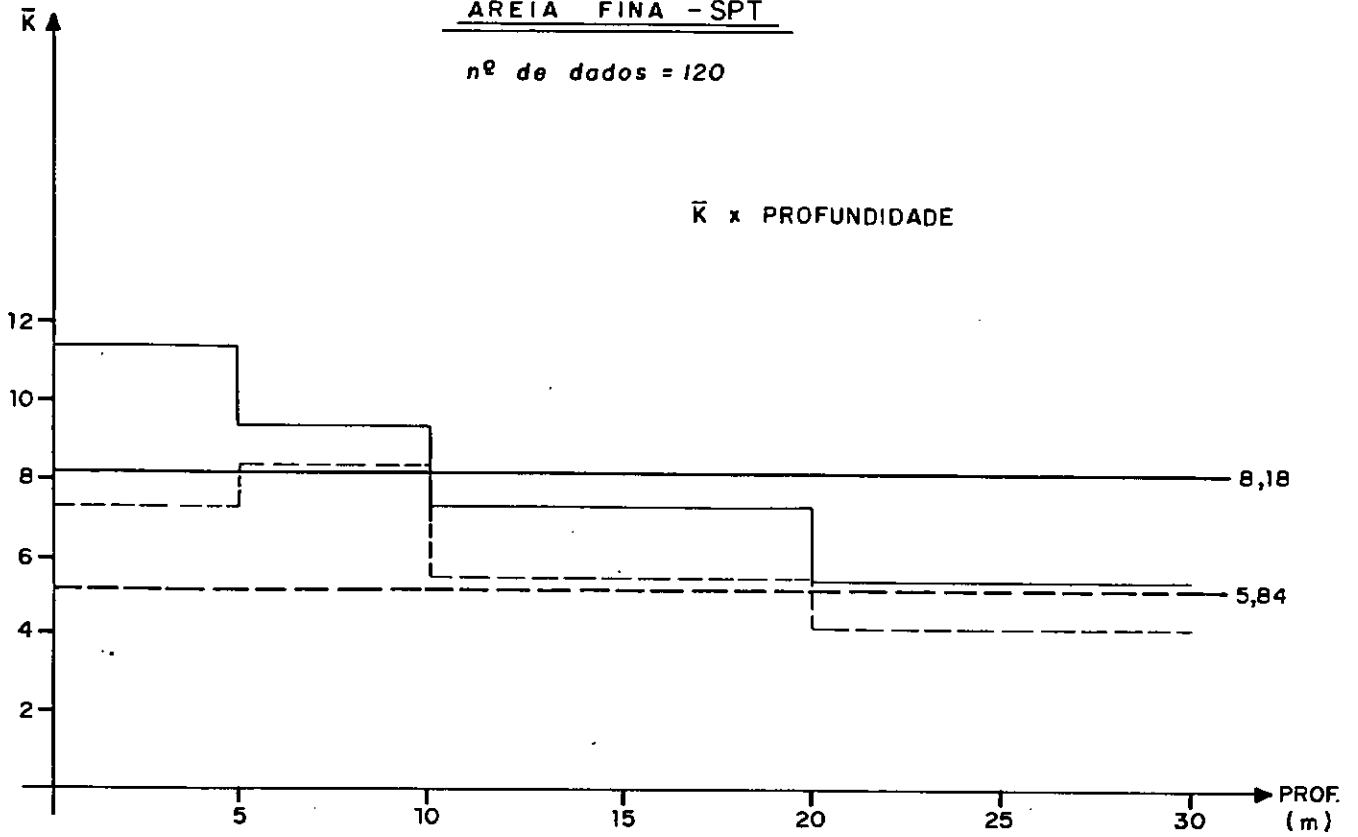
VARIAÇÃO DE \bar{k} E k_c COM A PROFUNDIDADE

PARA A ANÁLISE GLOBAL E PARCIAL DOS DADOS

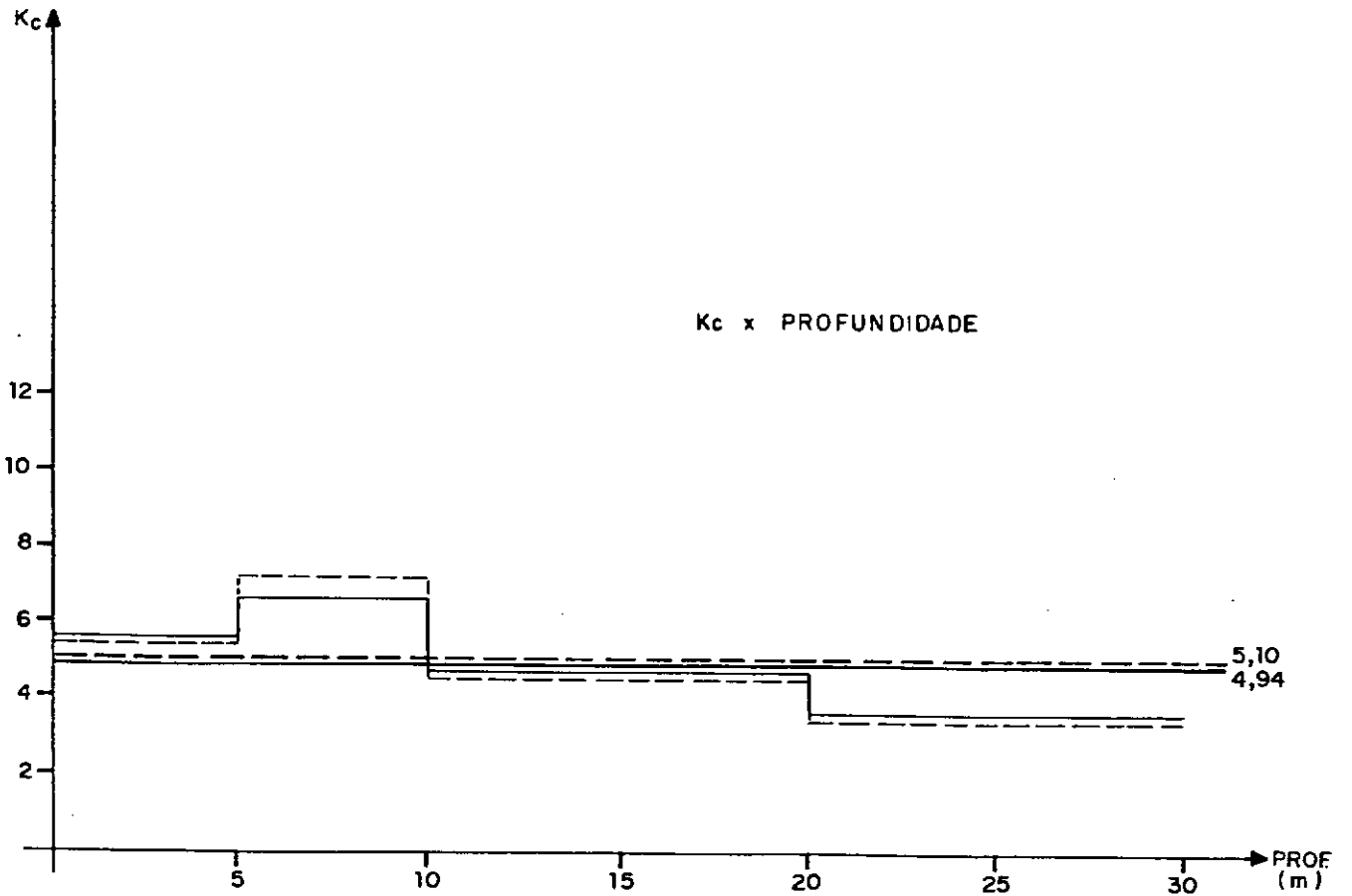
AREIA FINA - SPT

nº de dados = 120

\bar{K} x PROFUNDIDADE



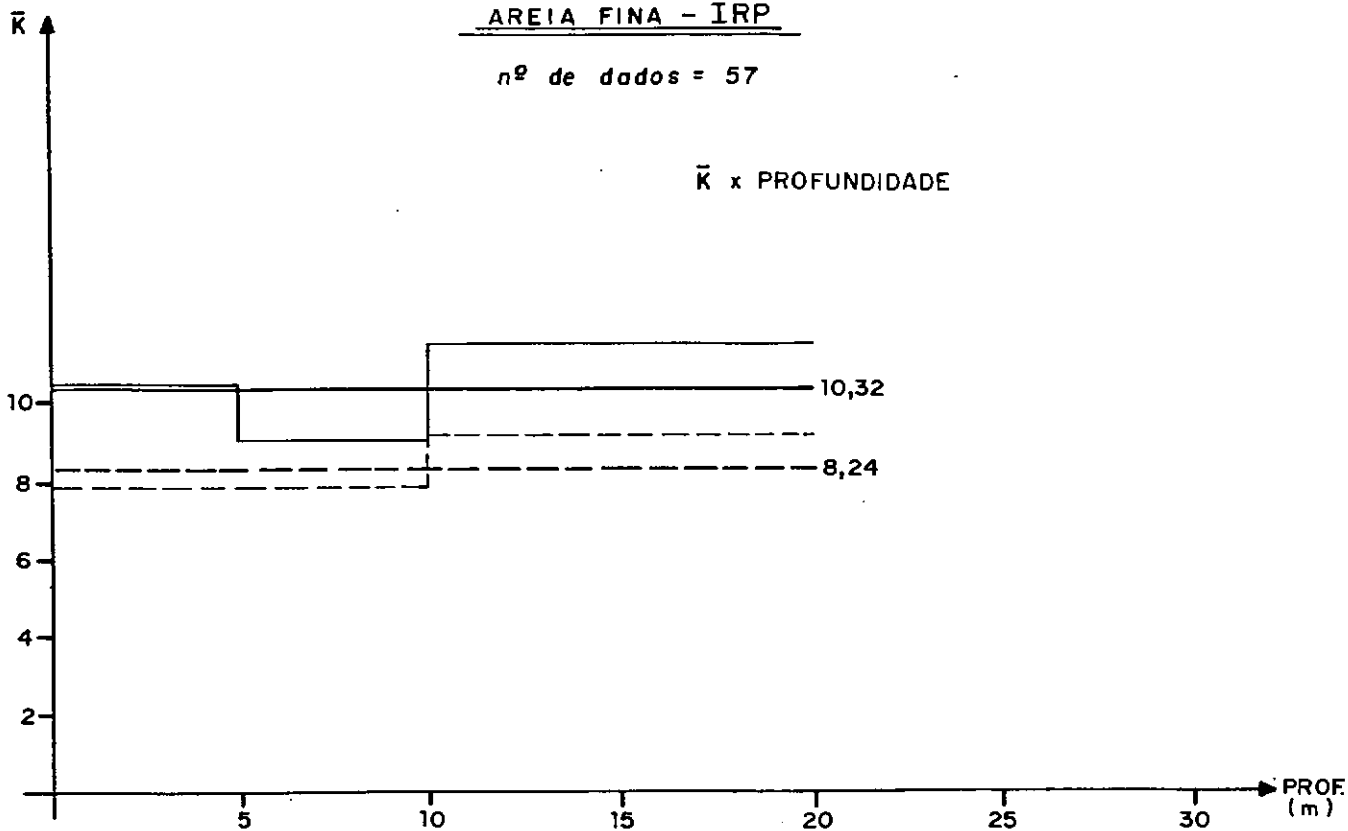
K_c x PROFUNDIDADE



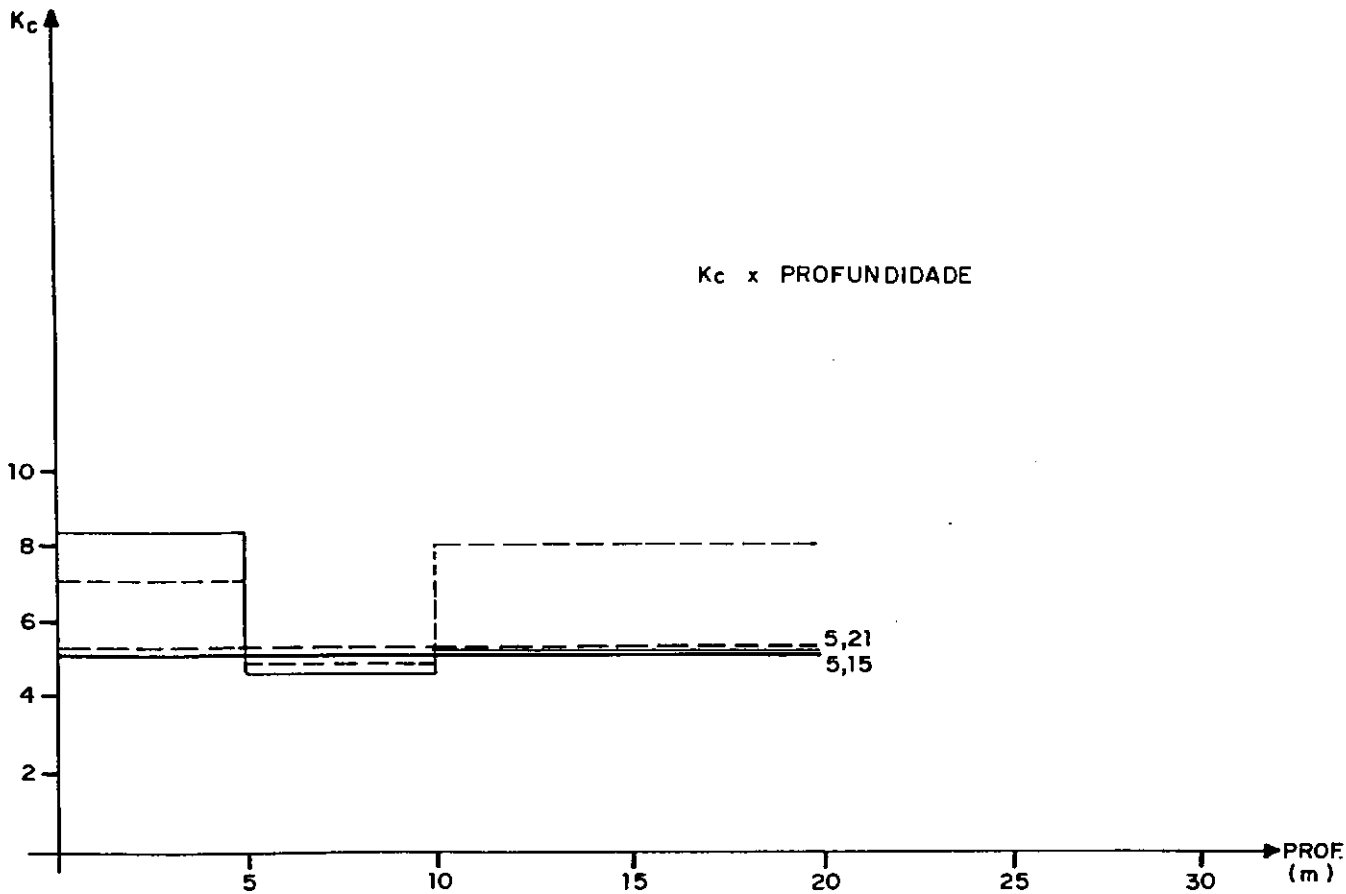
AREIA FINA - IRP

nº de dados = 57

\bar{K} x PROFUNDIDADE



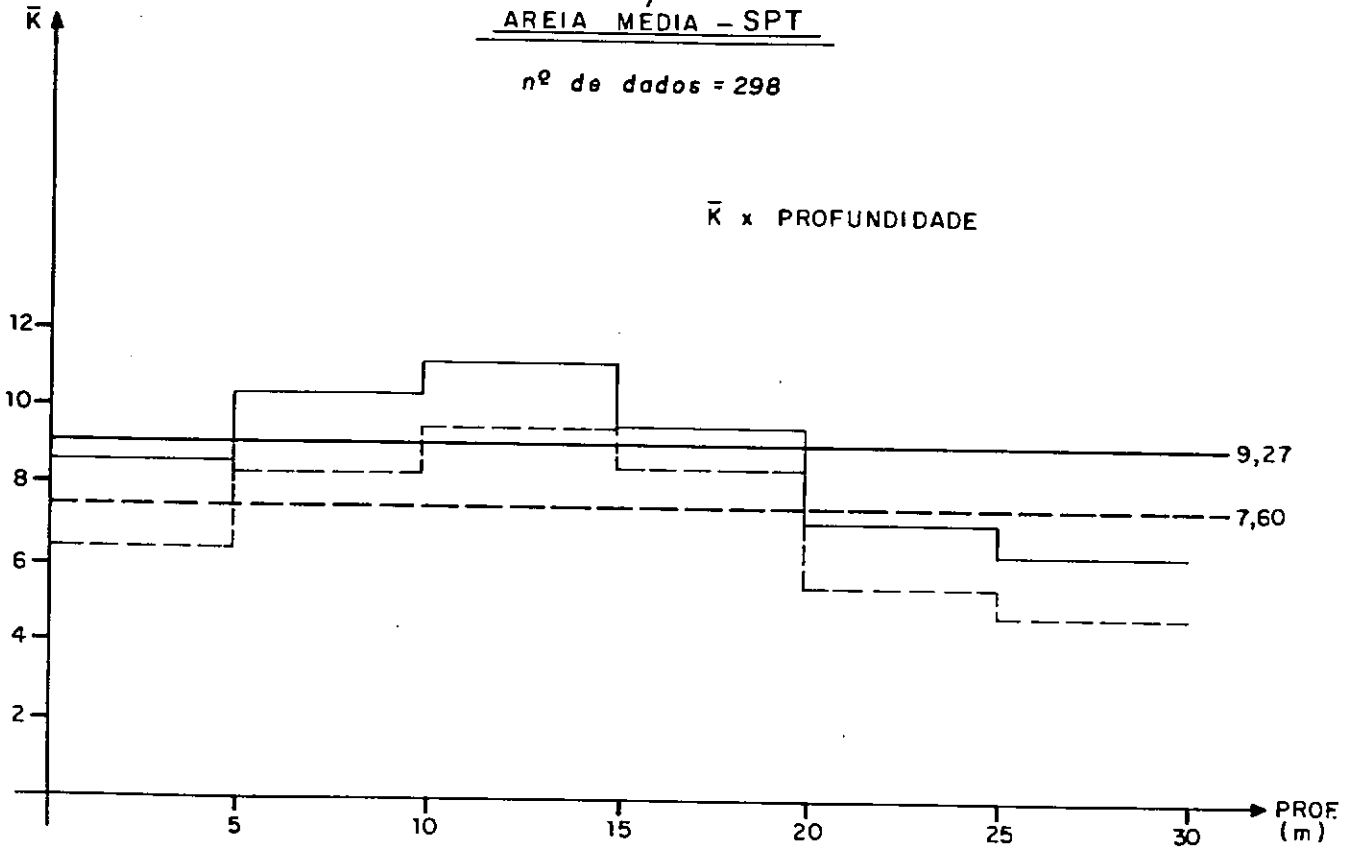
K_c x PROFUNDIDADE



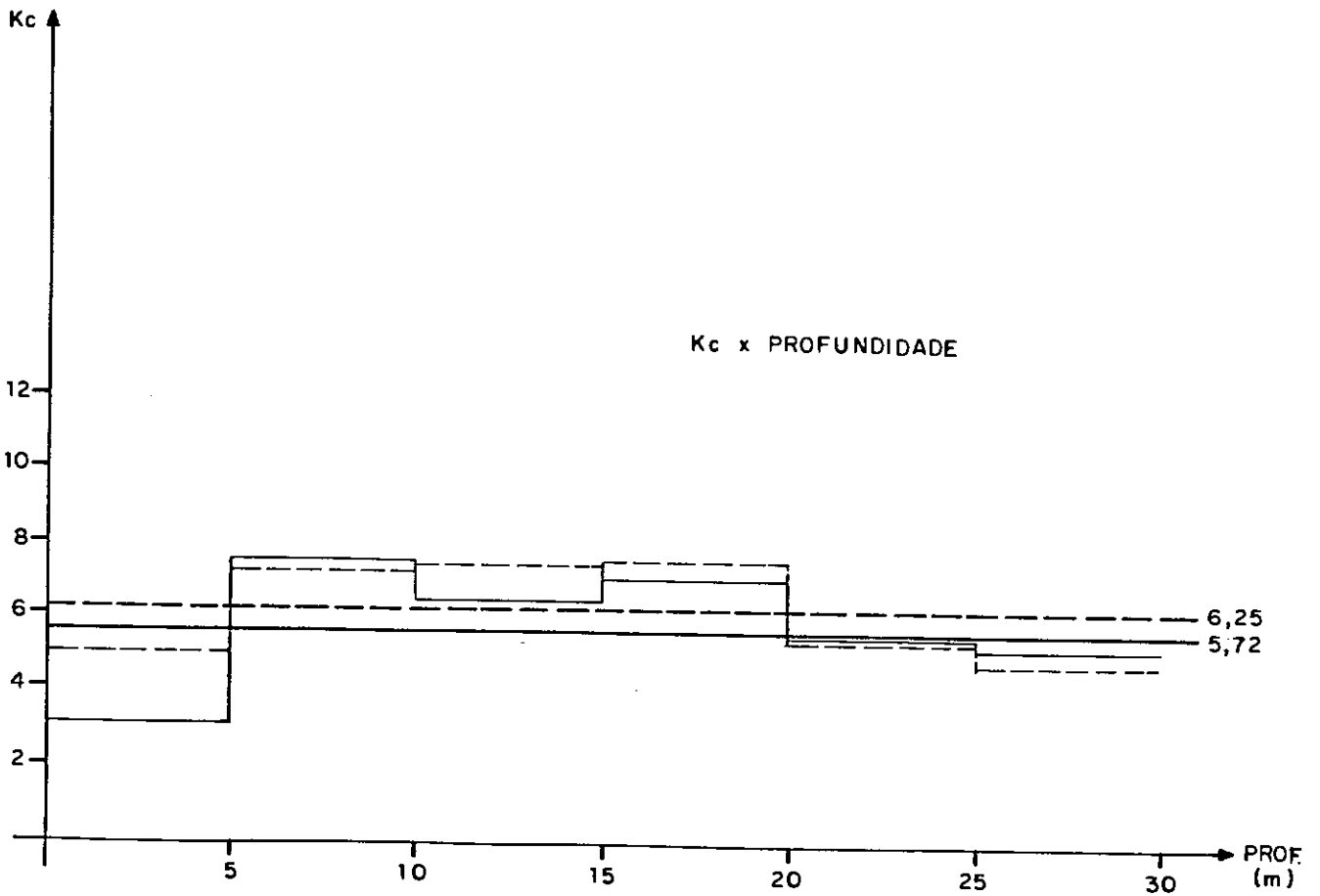
AREIA MÉDIA - SPT

nº de dados = 298

\bar{K} x PROFUNDIDADE



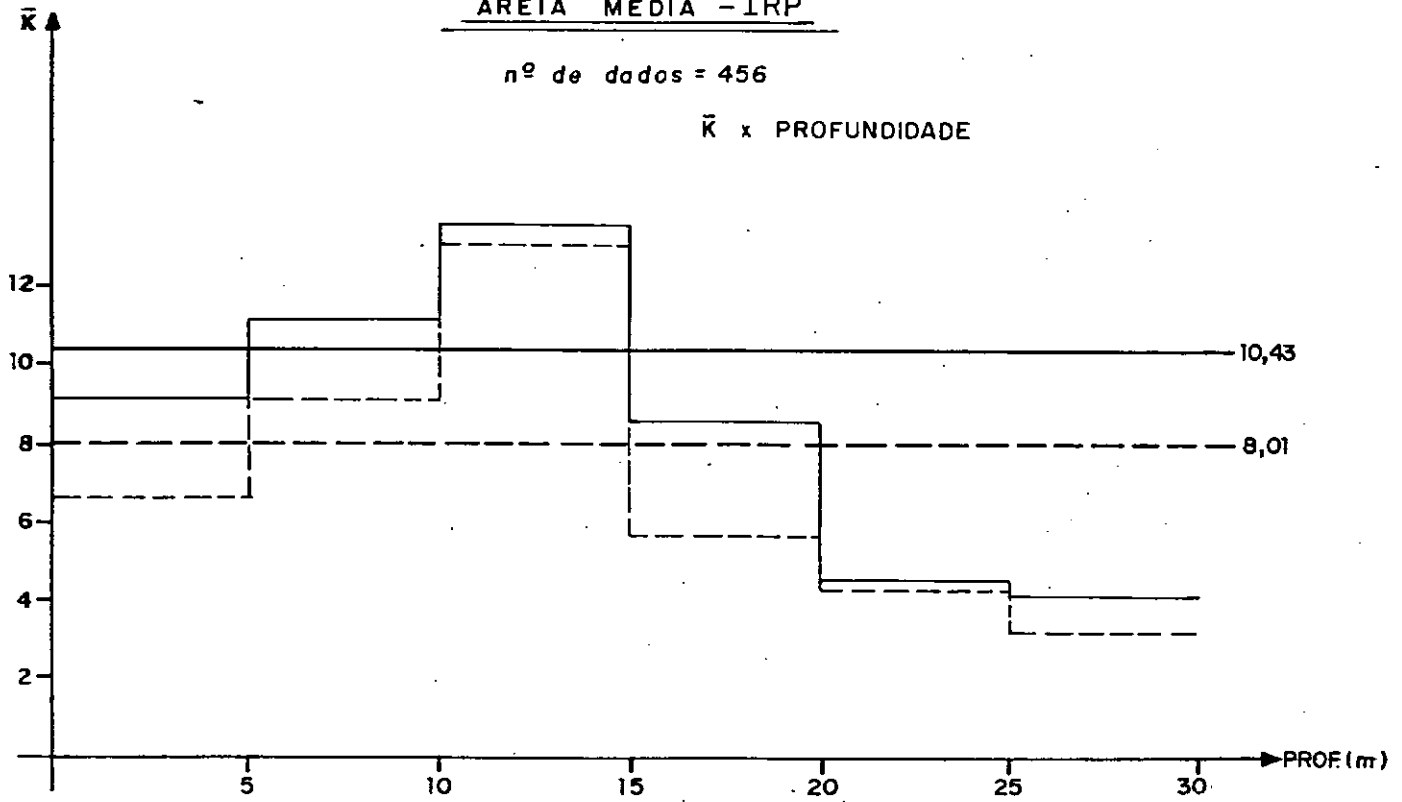
K_c x PROFUNDIDADE



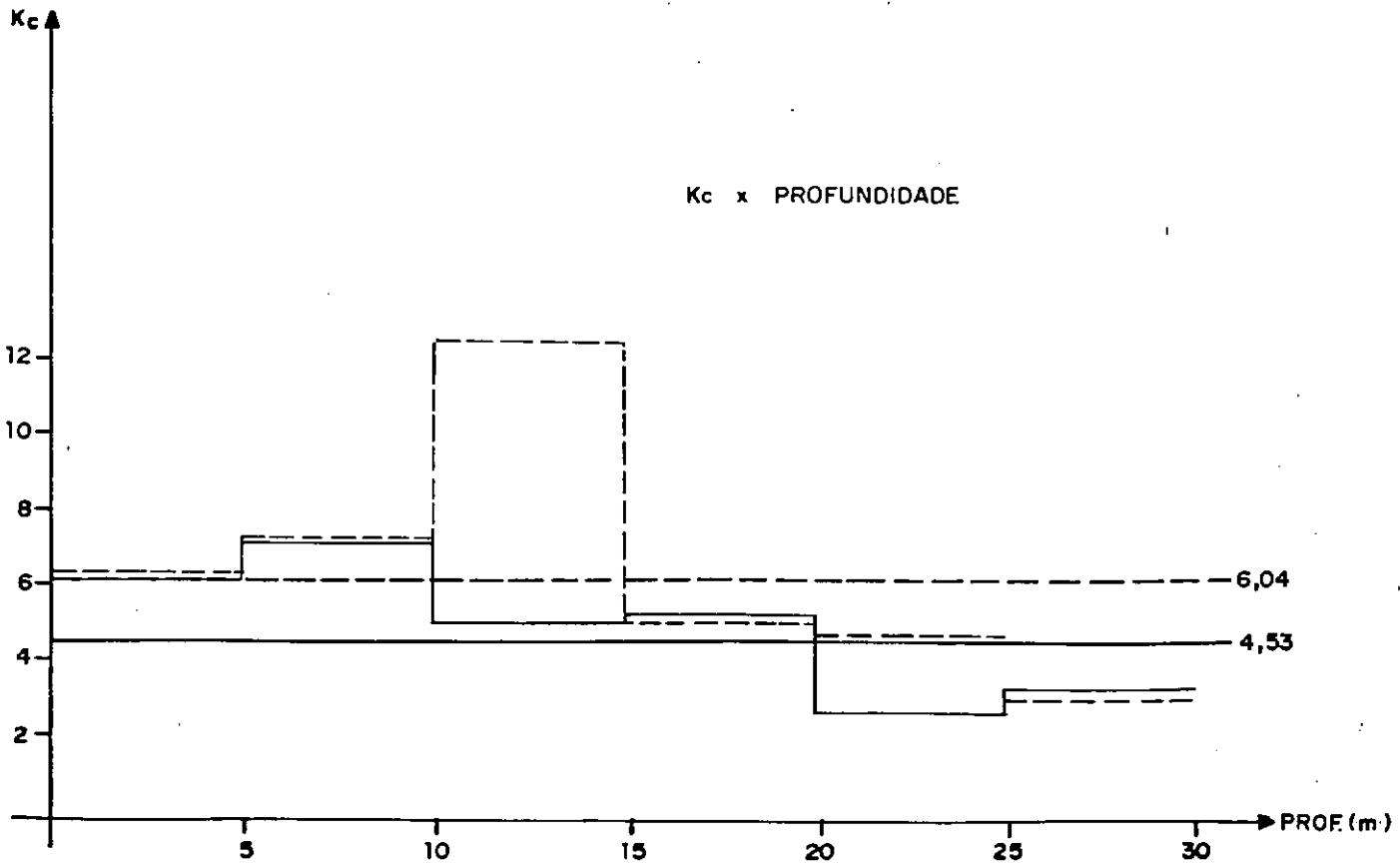
AREIA MÉDIA - IRP

nº de dados = 456

\bar{K} x PROFUNDIDADE

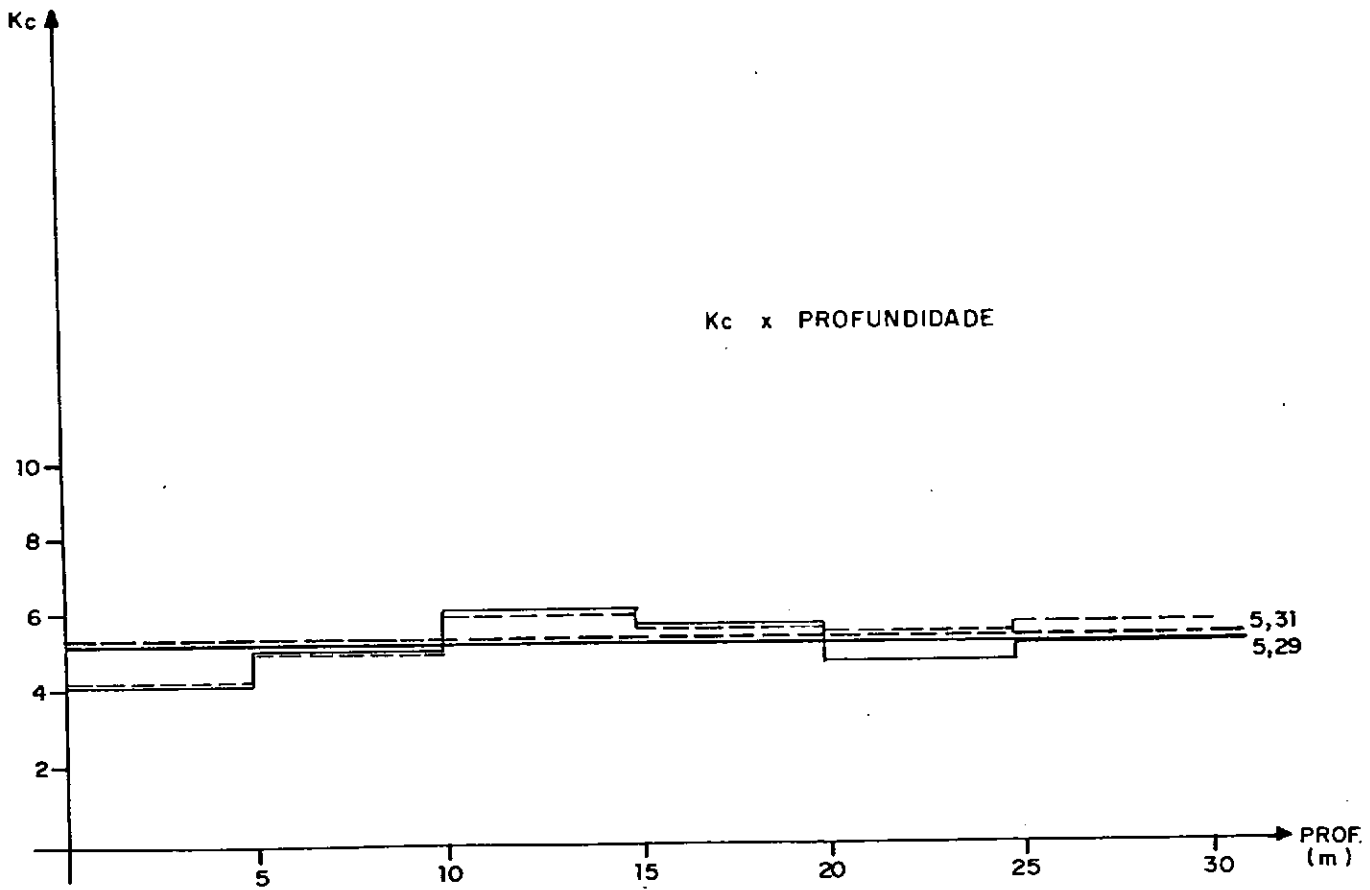
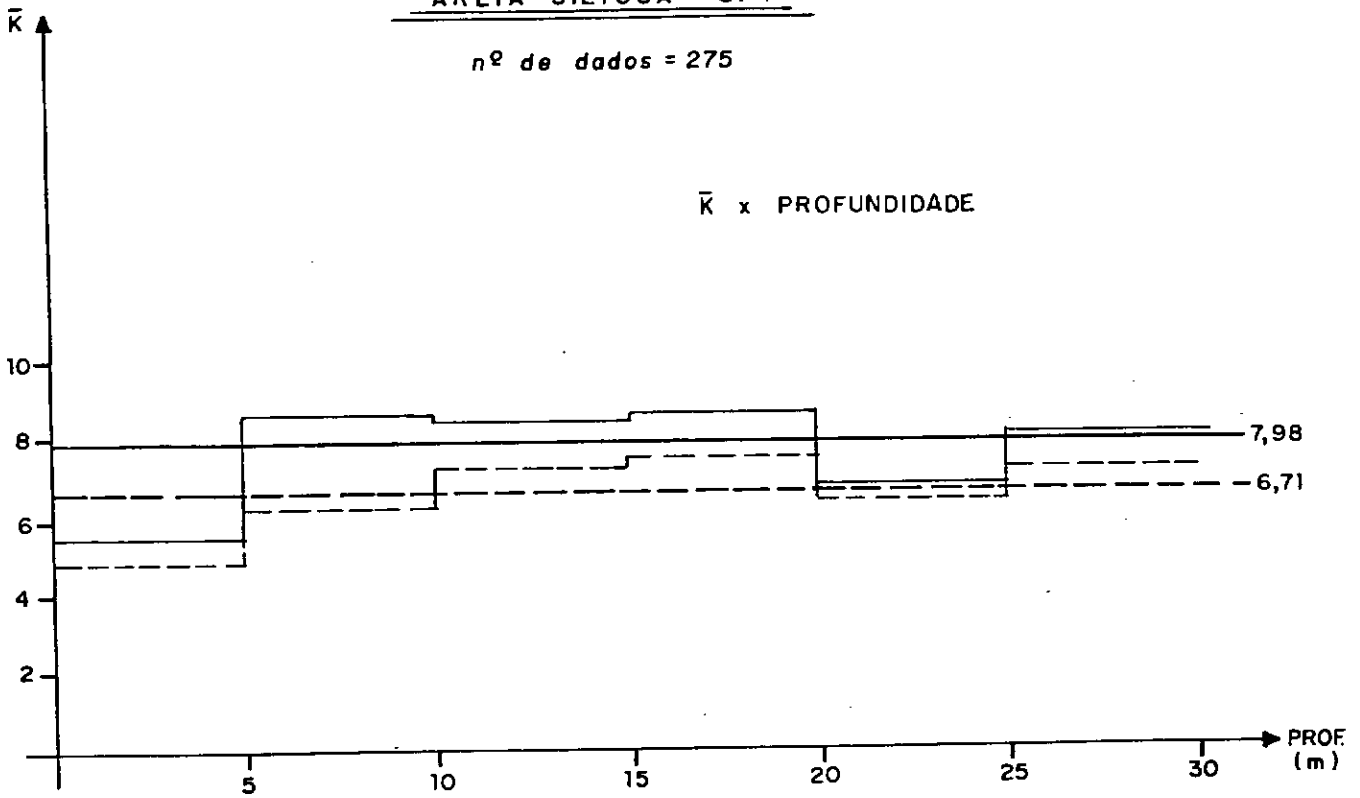


K_c x PROFUNDIDADE



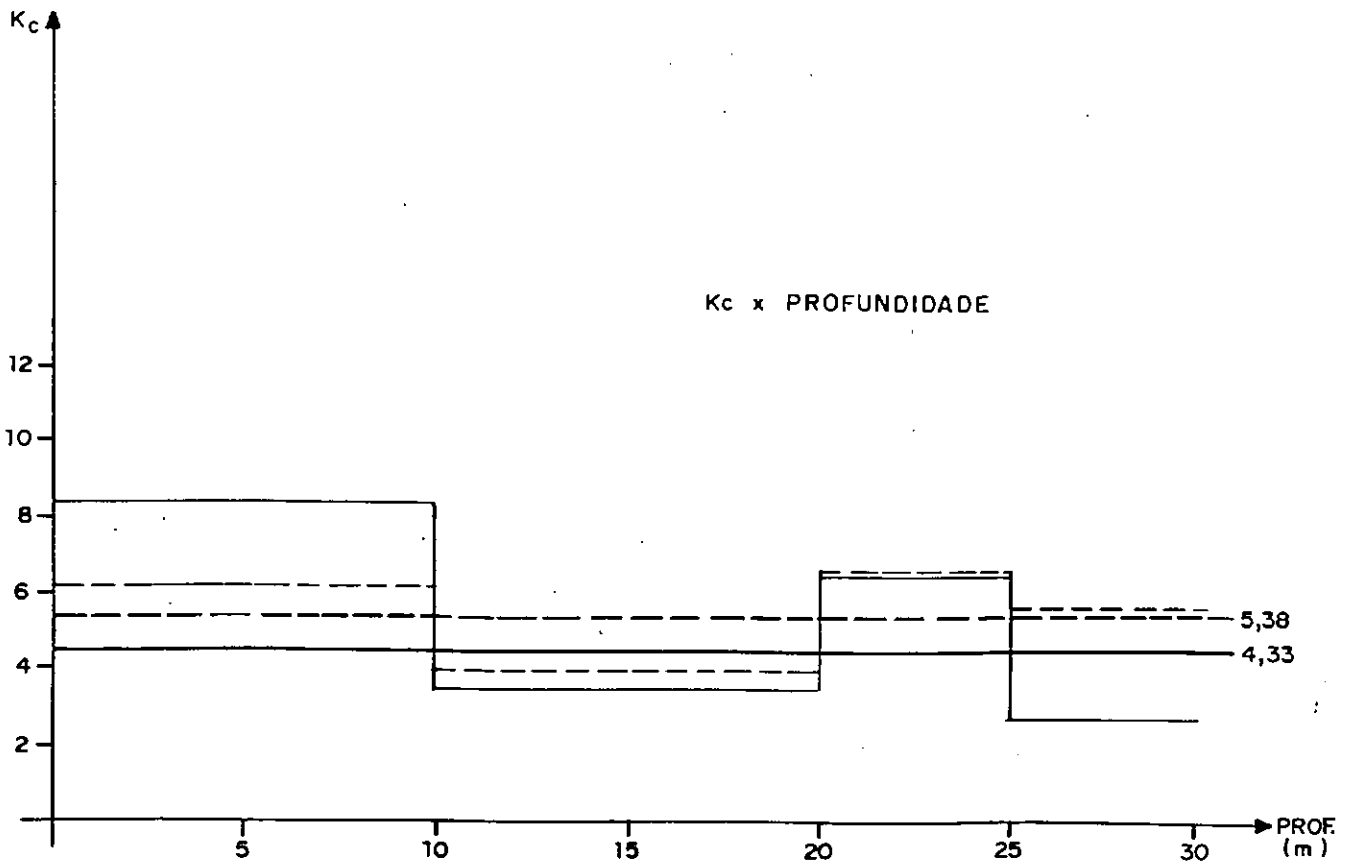
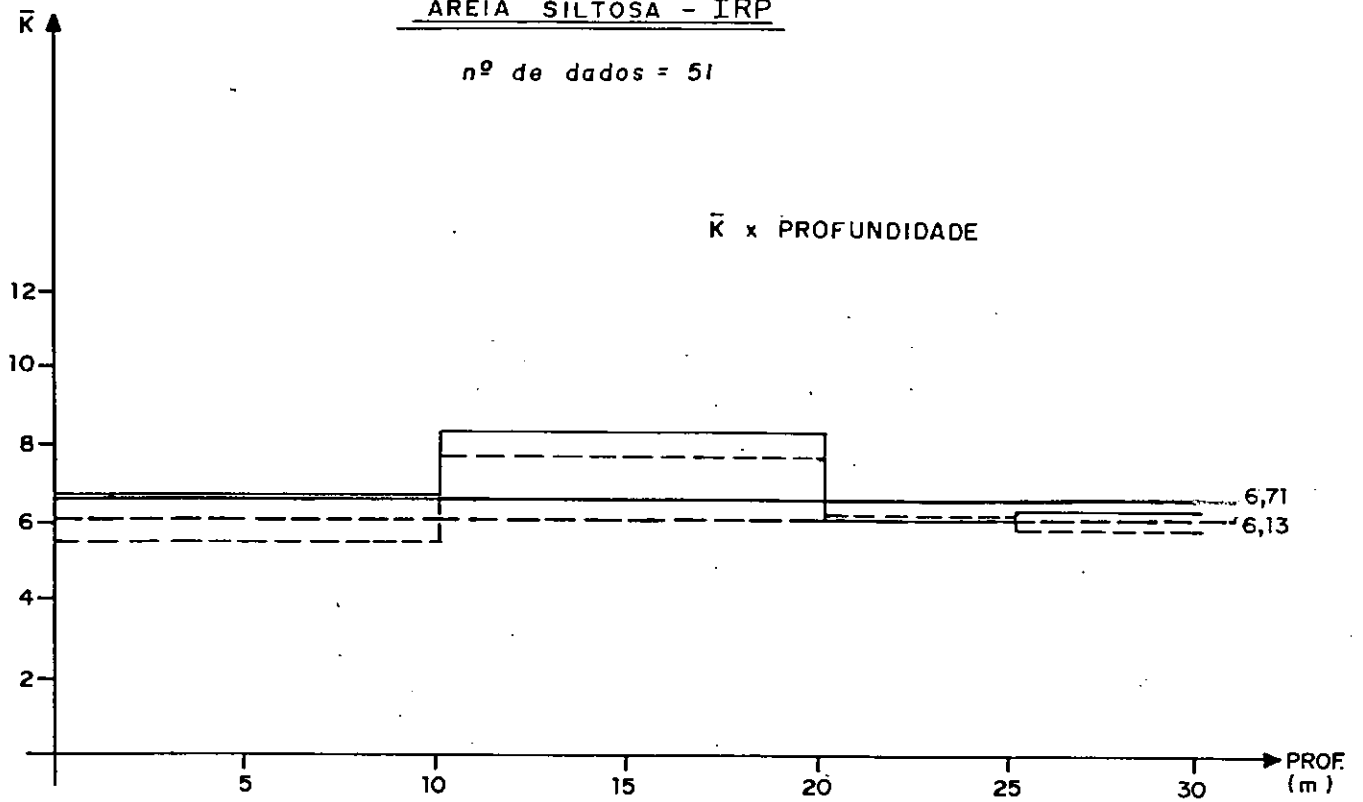
AREIA SILTOSA - SPT

nº de dados = 275



AREIA SILTOSA - IRP

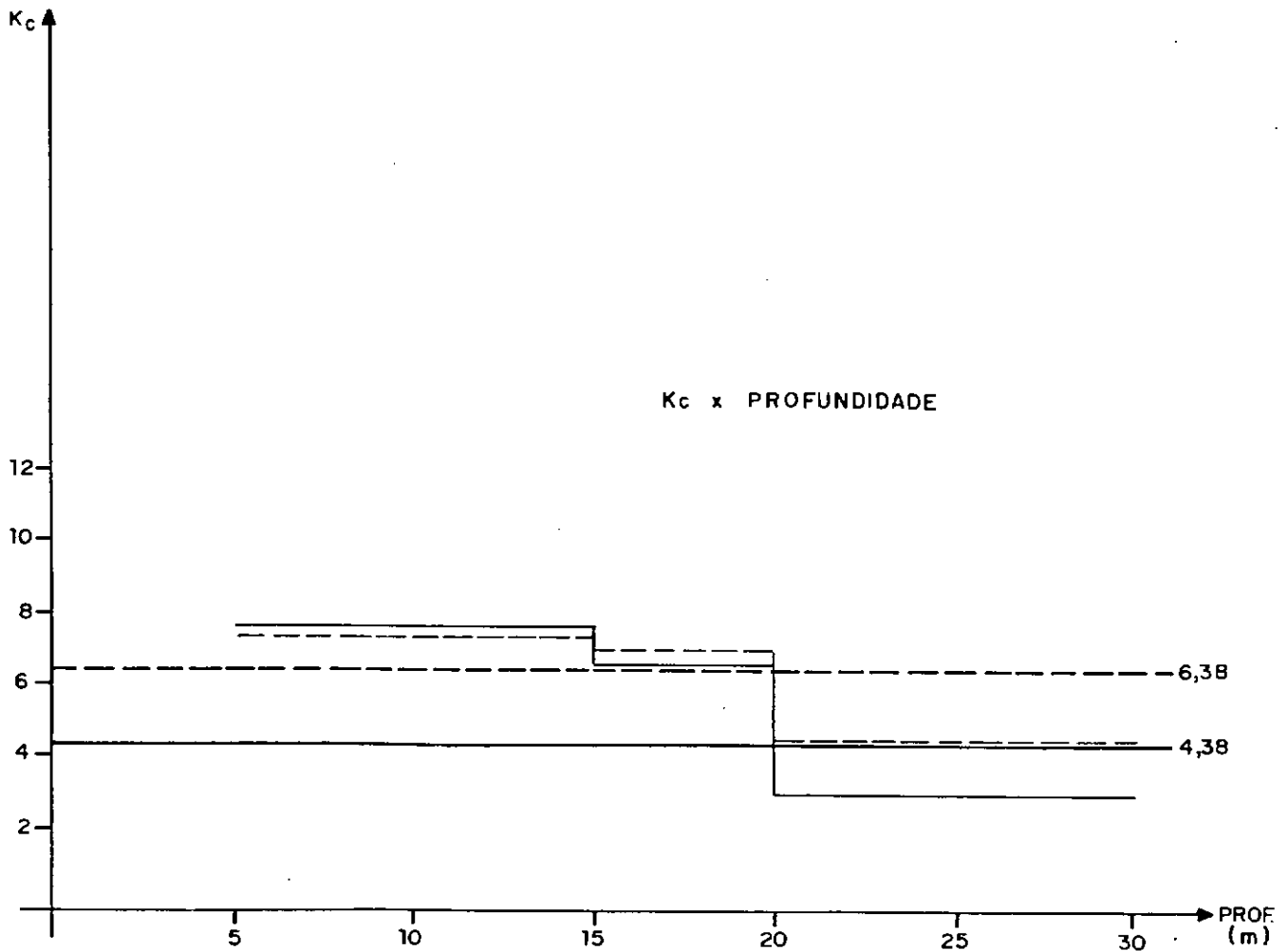
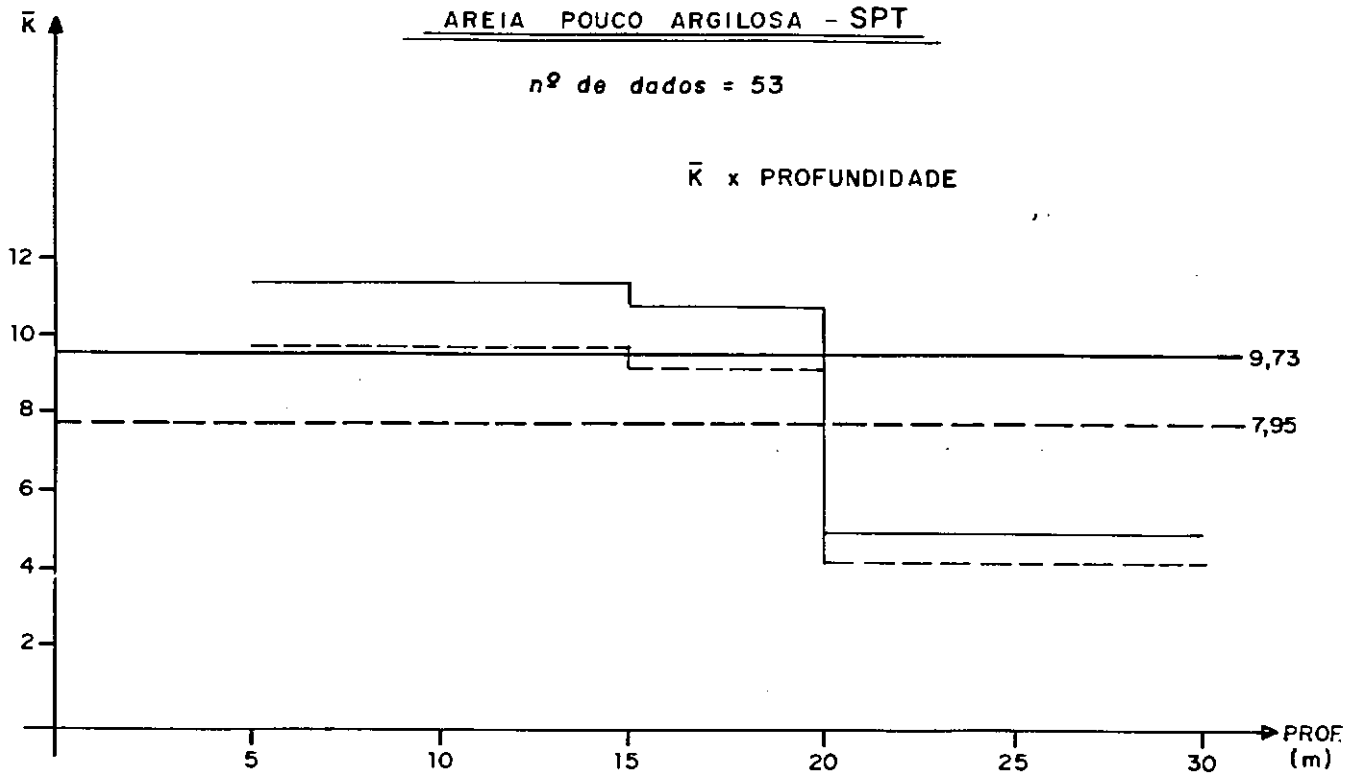
n° de dados = 51



AREIA POUCA ARGILOSA - SPT

n^o de dados = 53

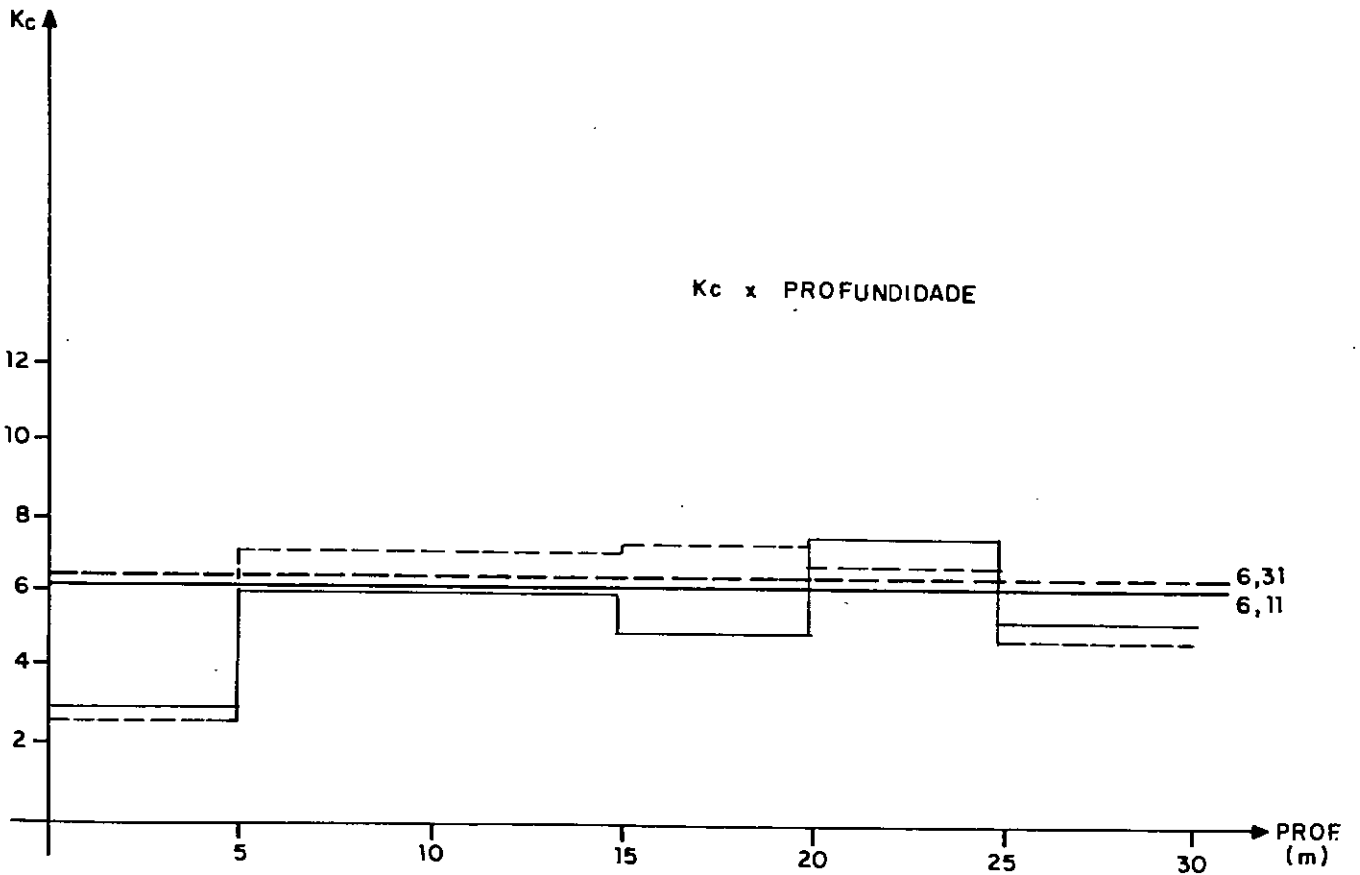
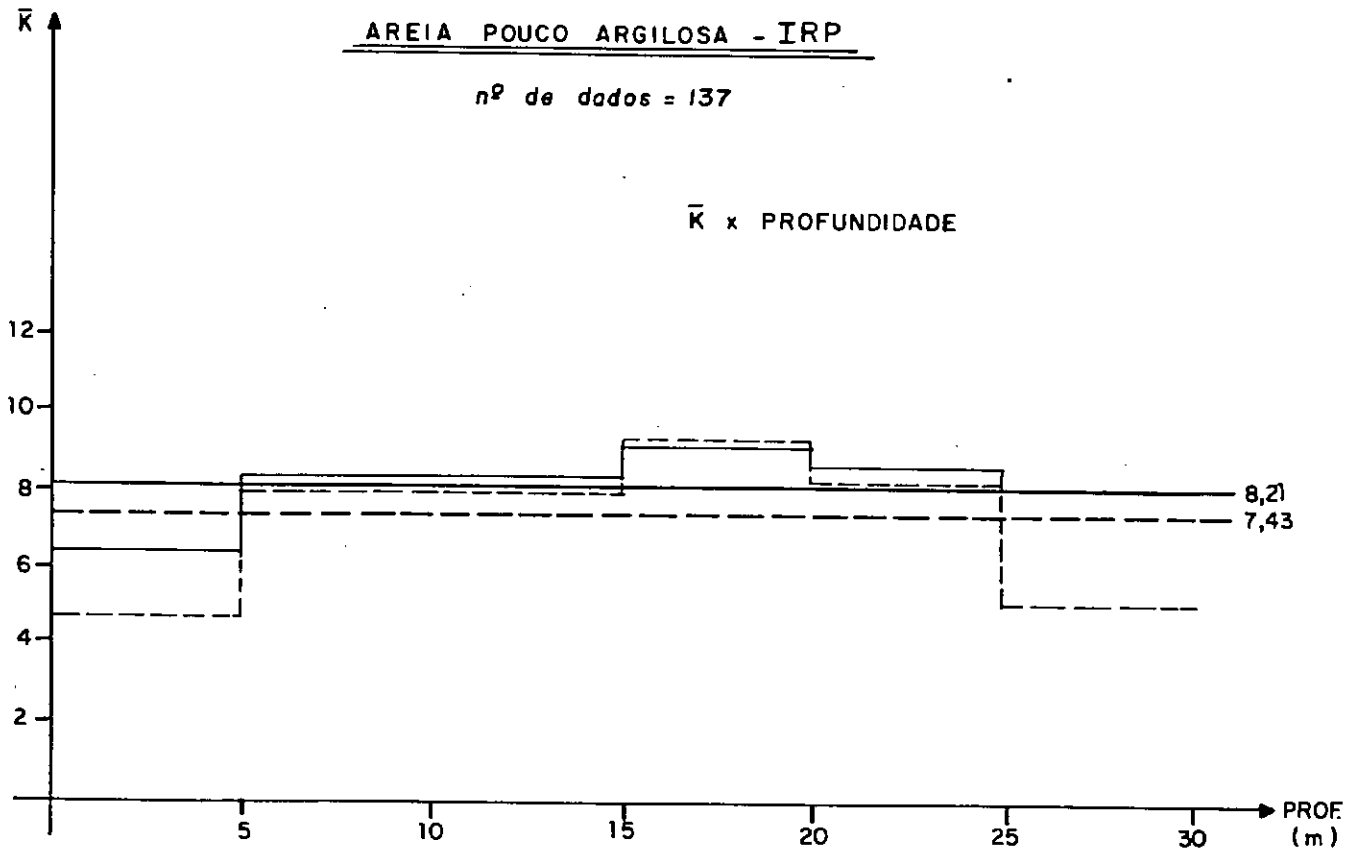
\bar{K} x PROFUNDIDADE

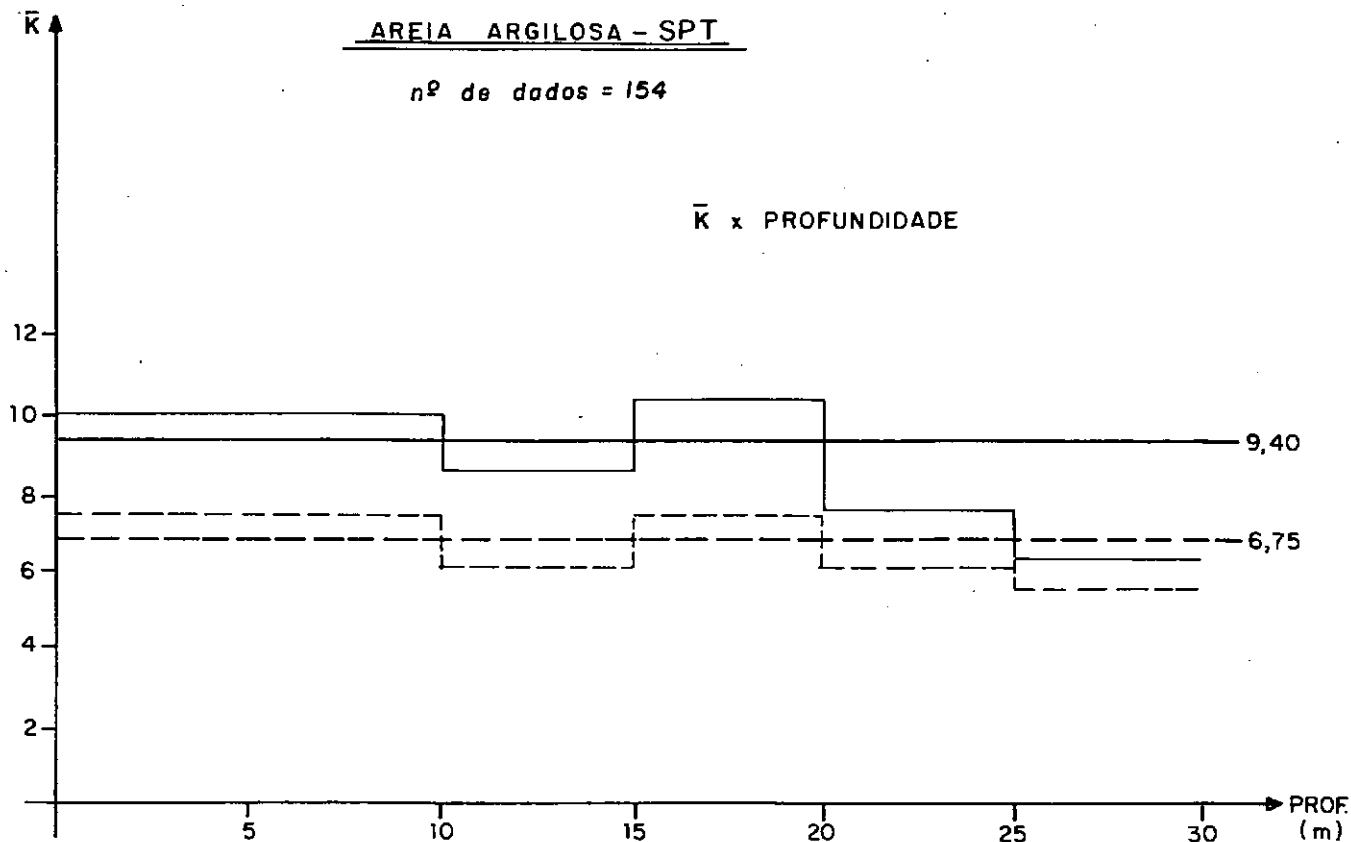
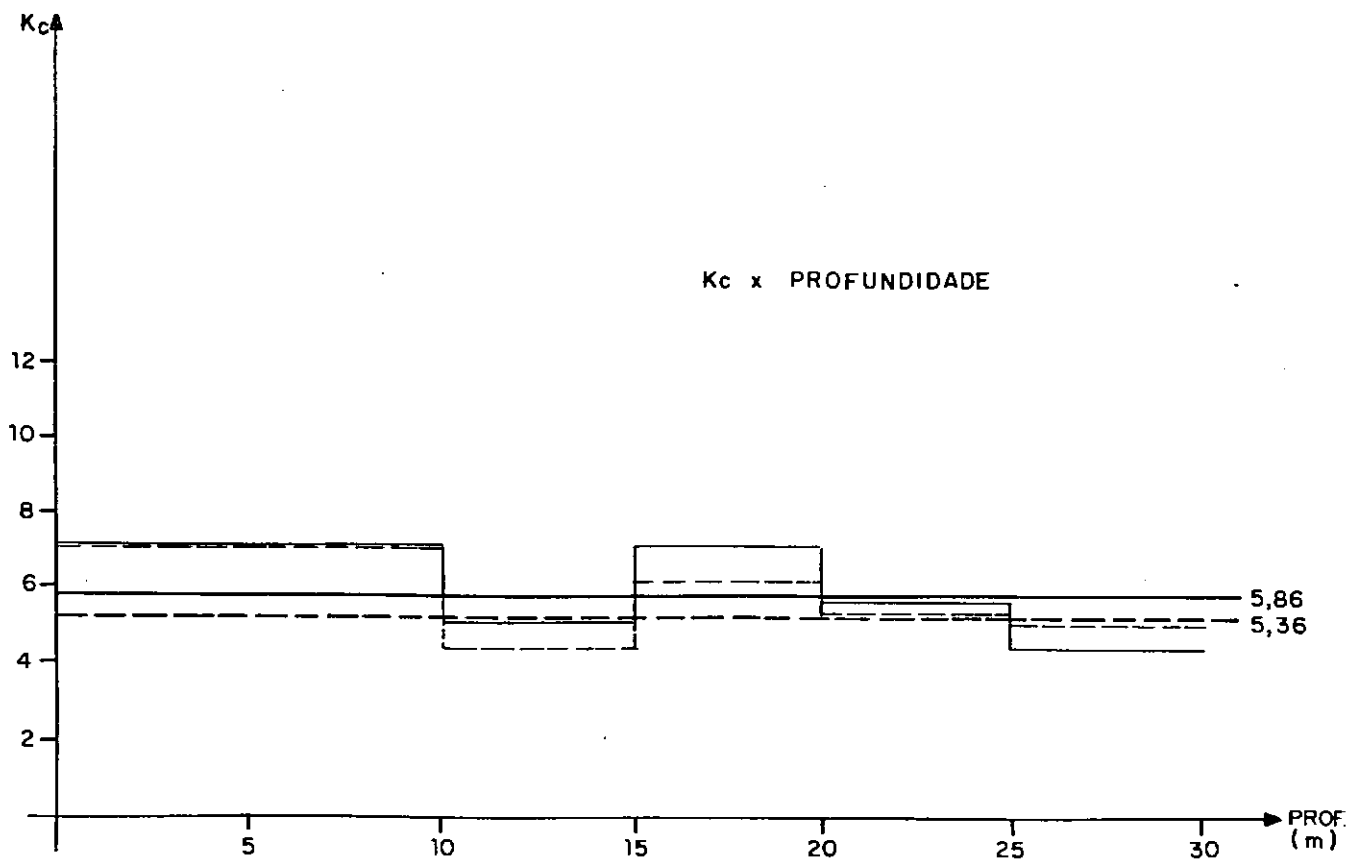


AREIA POUCA ARGILOSA - IRP

n° de dados = 137

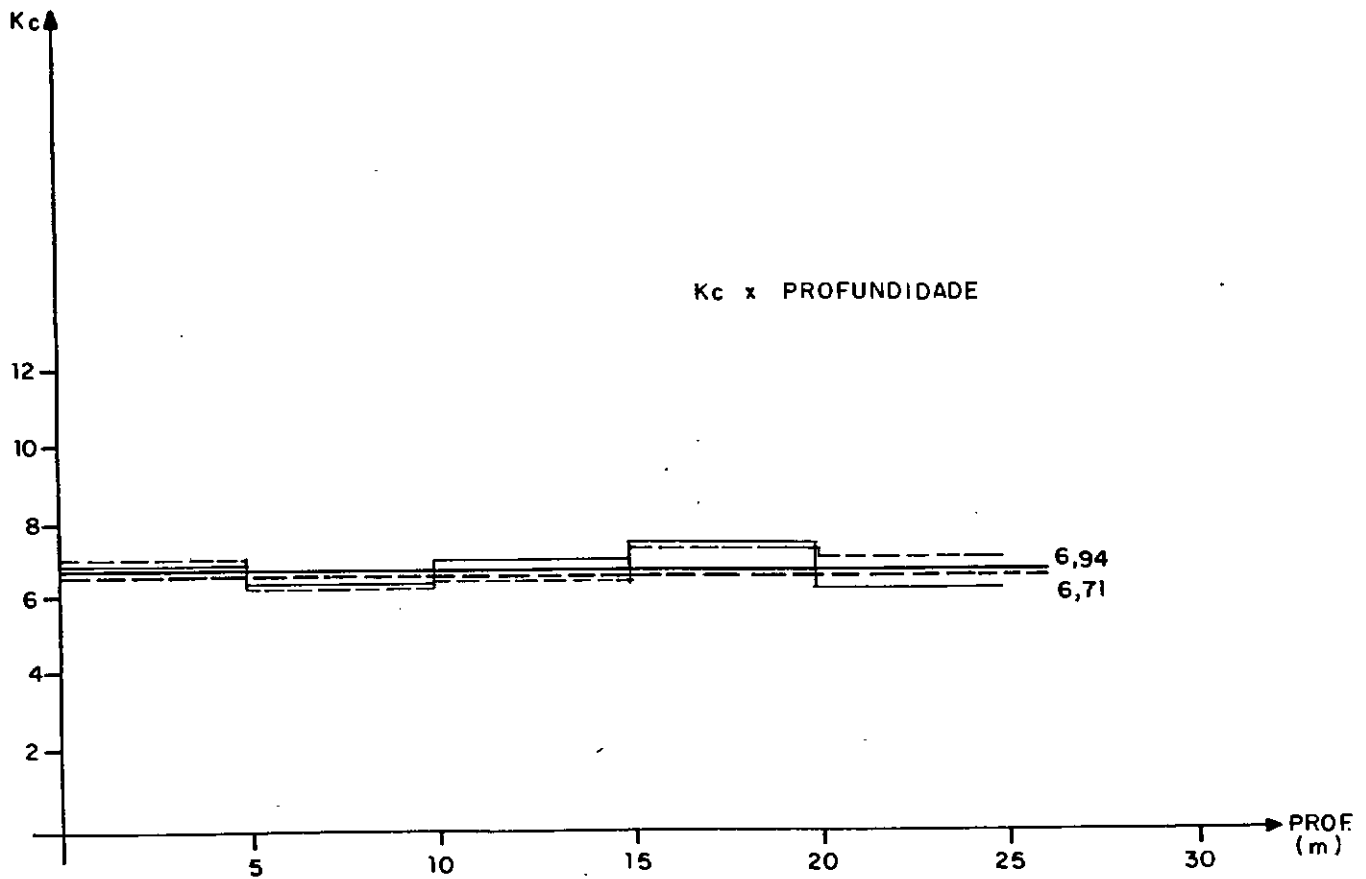
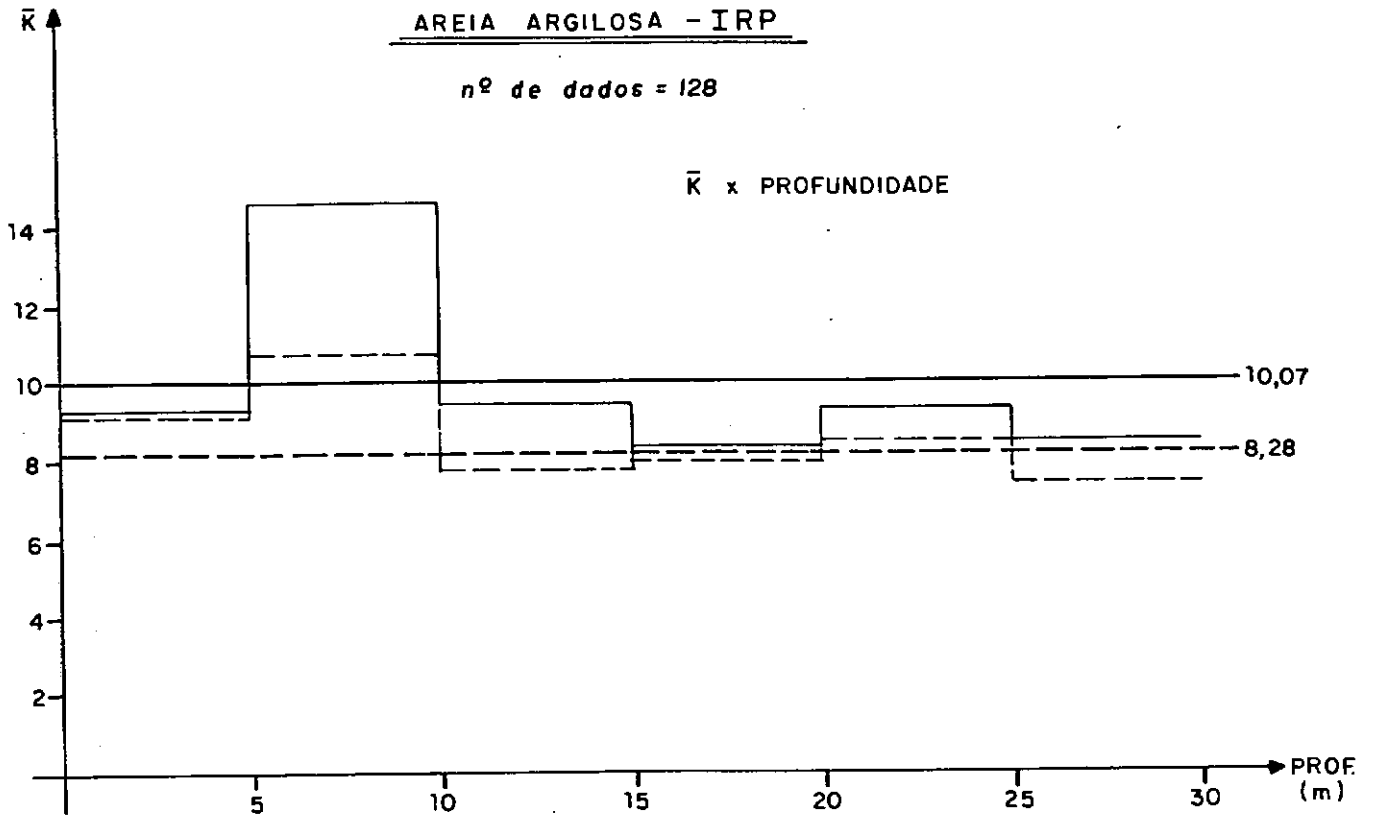
\bar{K} x PROFUNDIDADE



AREIA ARGILOSA - SPT n° de dados = 154 \bar{K} x PROFUNDIDADE K_c x PROFUNDIDADE

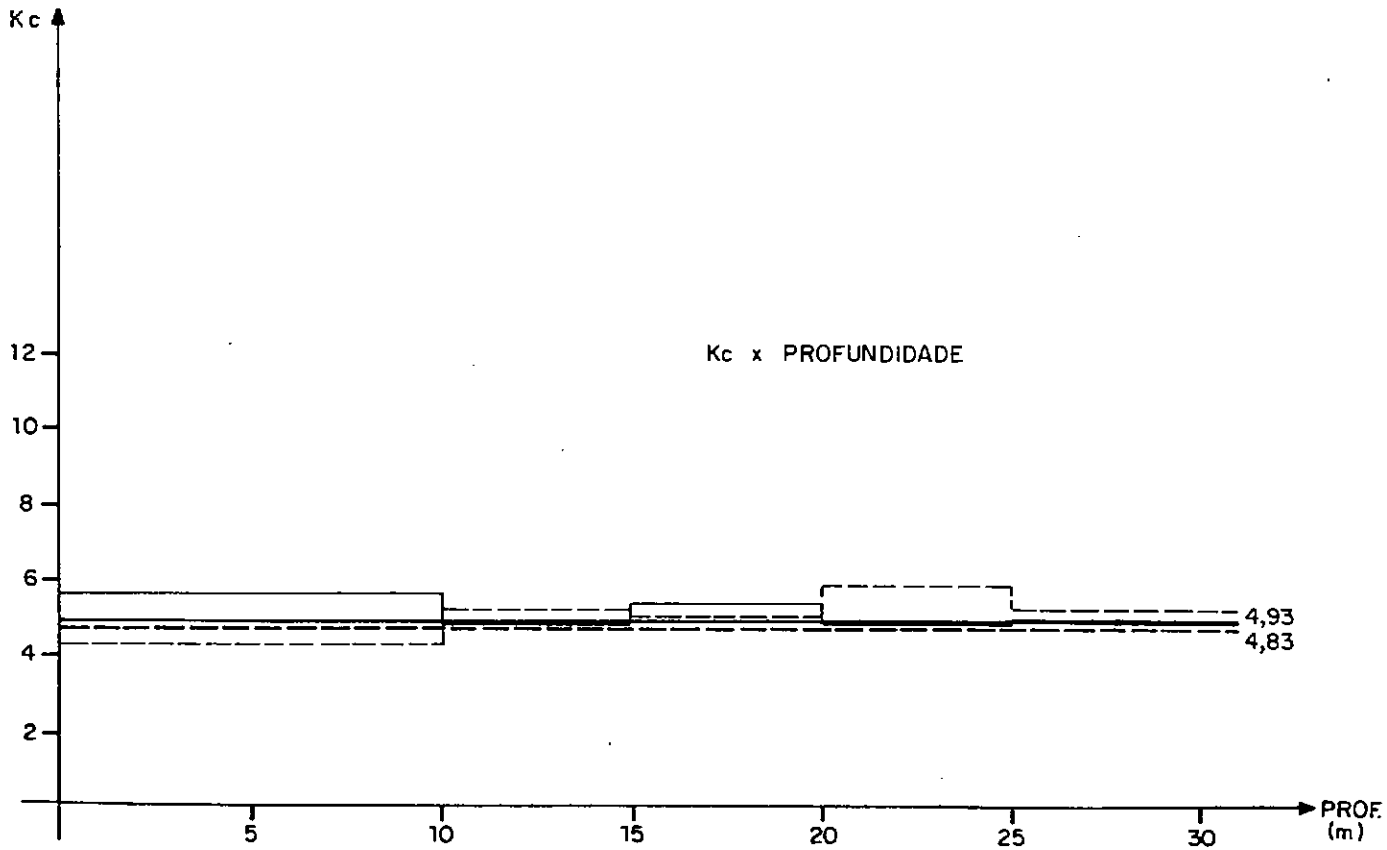
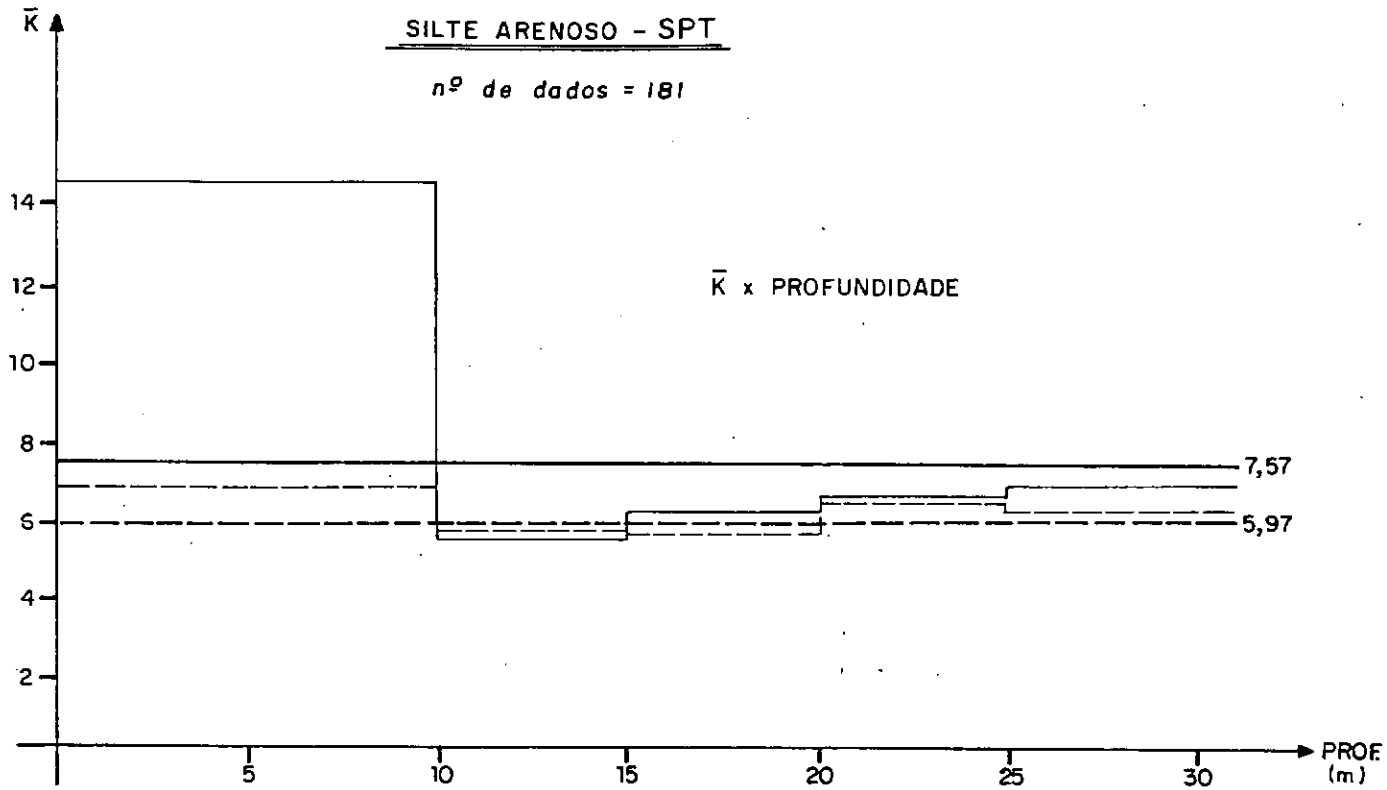
AREIA ARGILOSA - IRP

nº de dados = 128



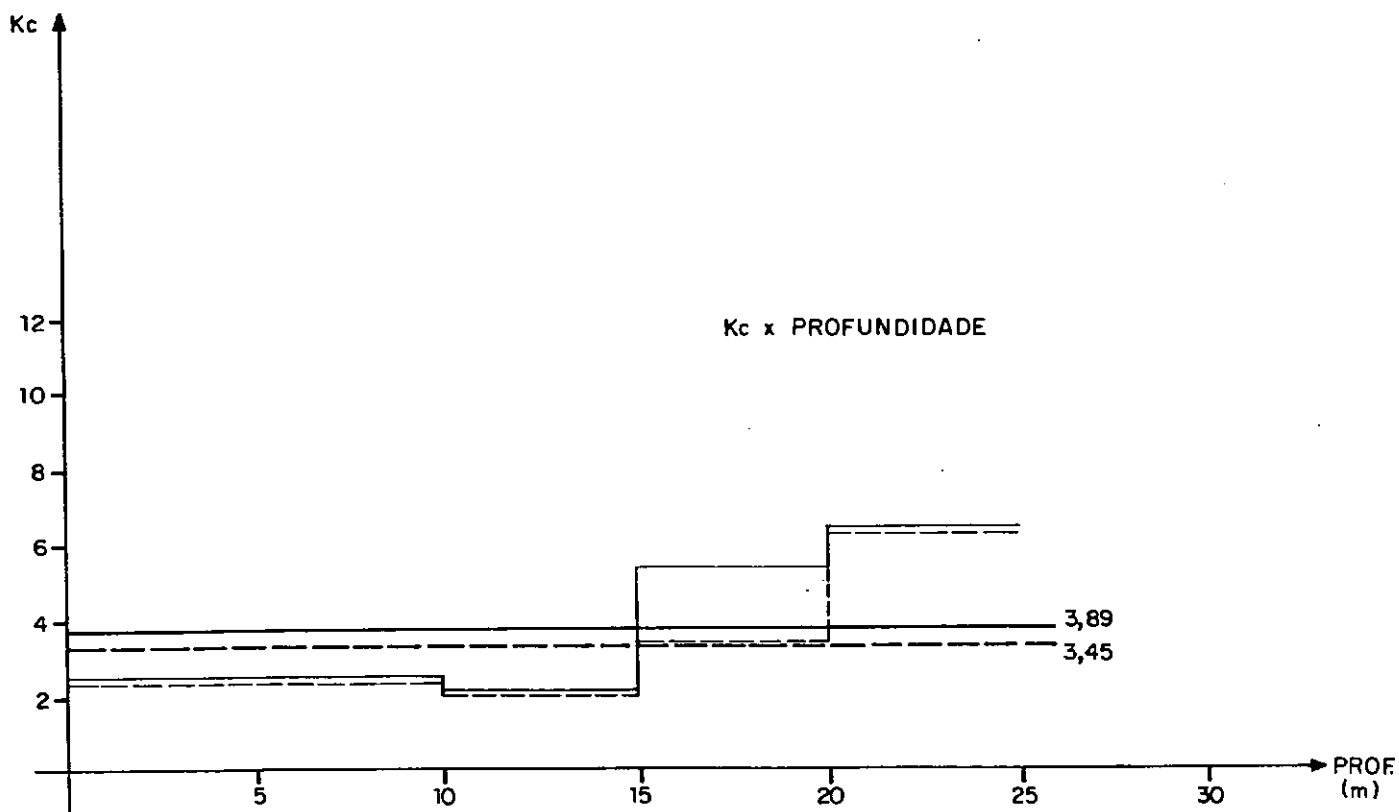
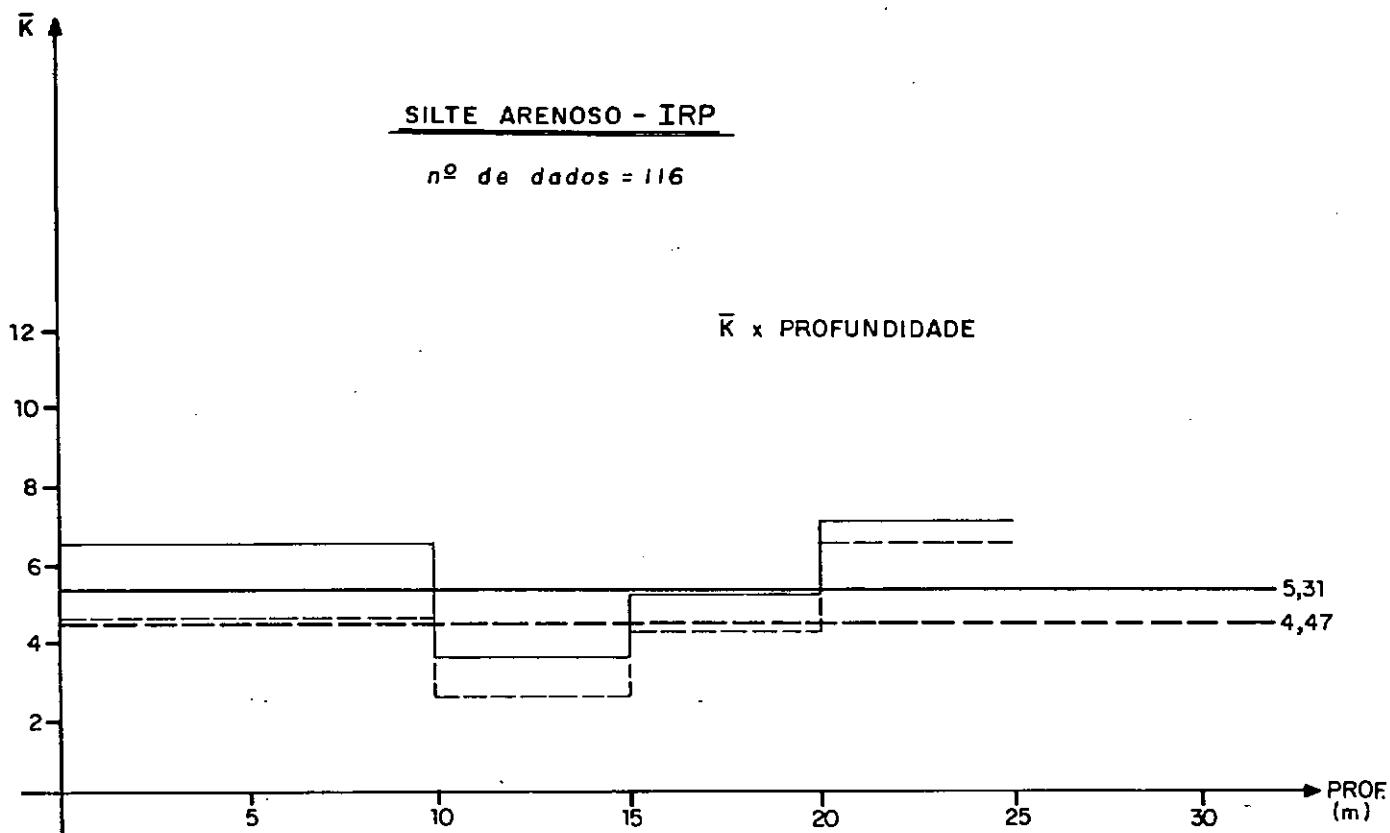
SILTE ARENOSO - SPT

nº de dados = 181



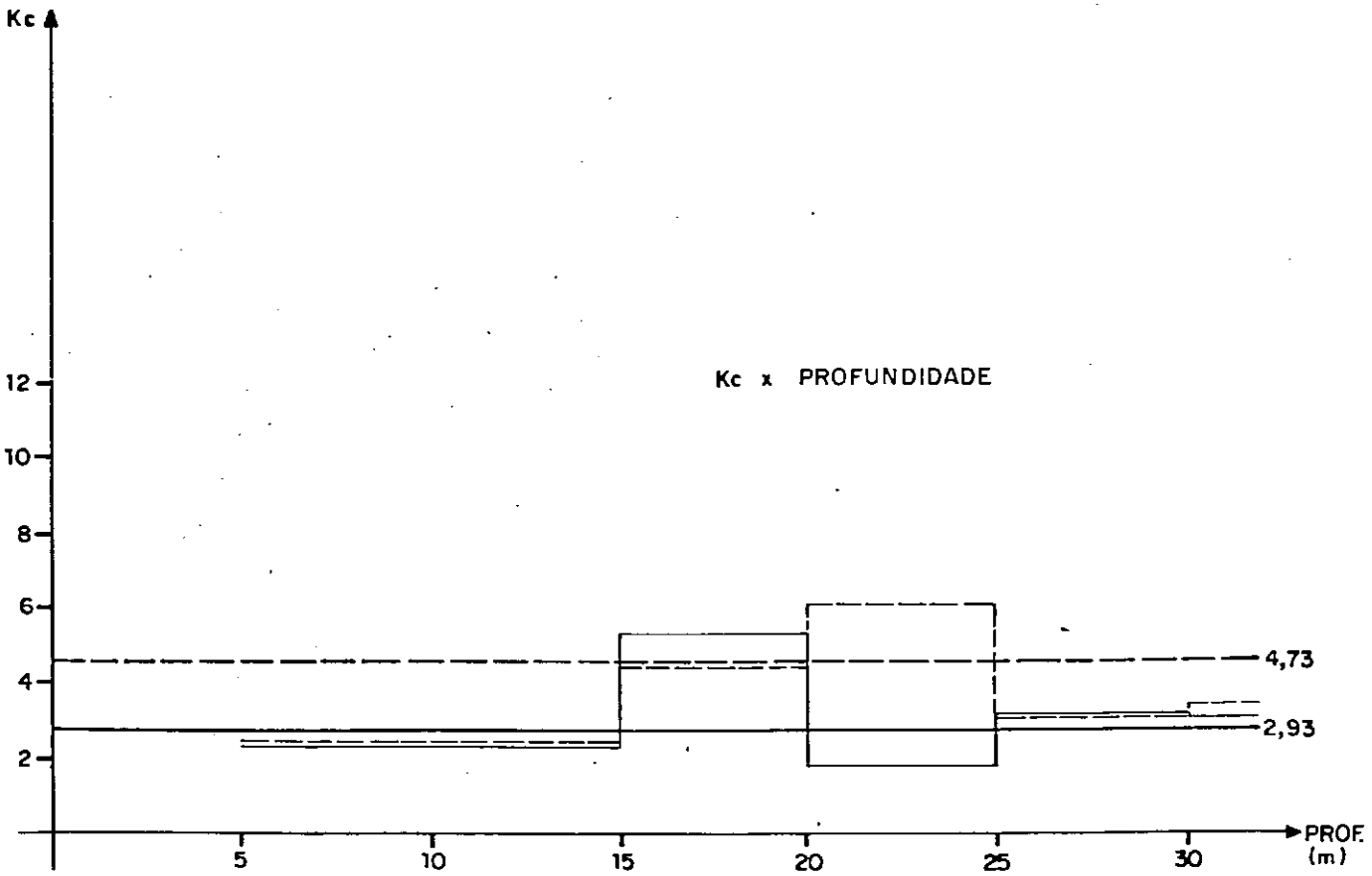
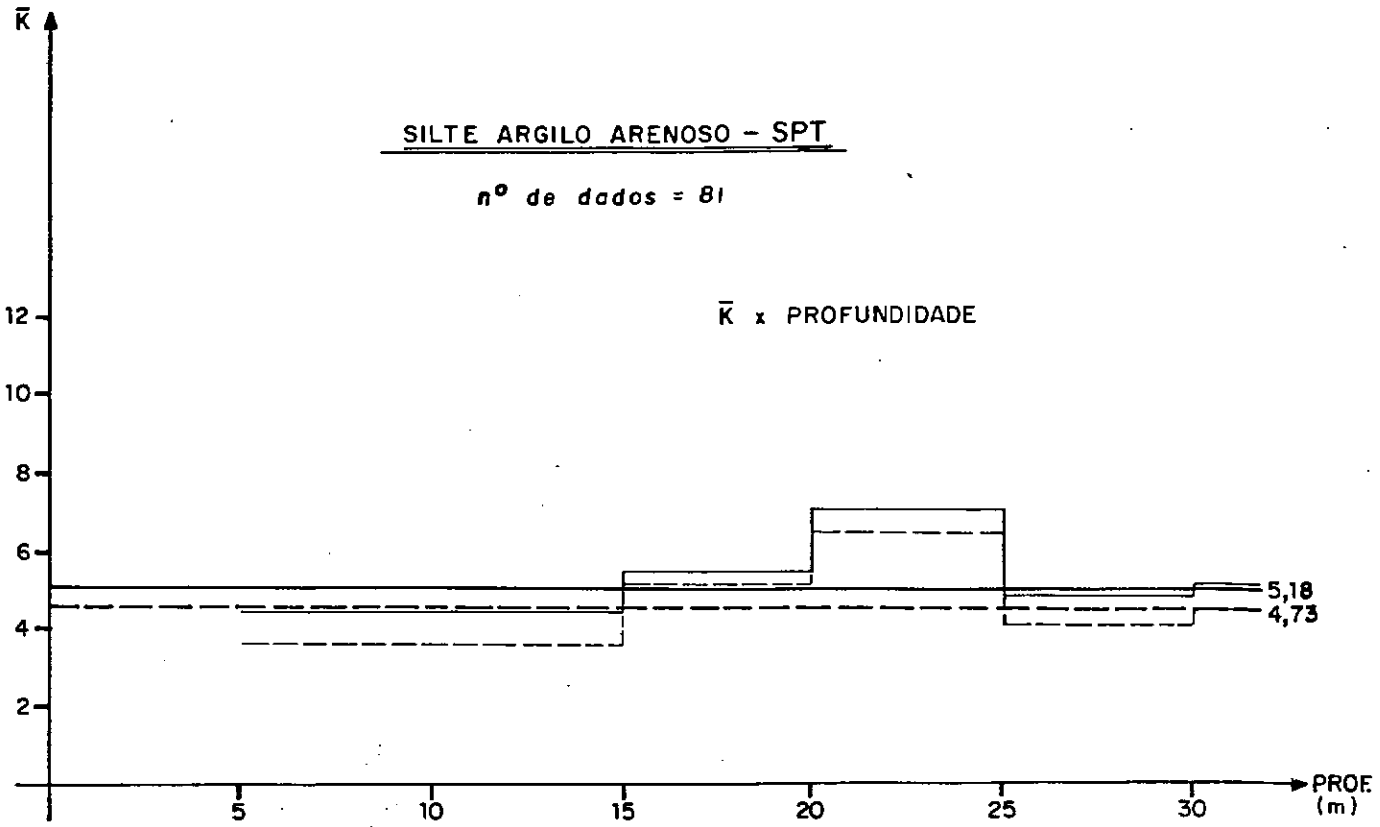
SILTE ARENOSO - IRP

nº de dados = 116



SILTE ARGILO ARENOSO - SPT

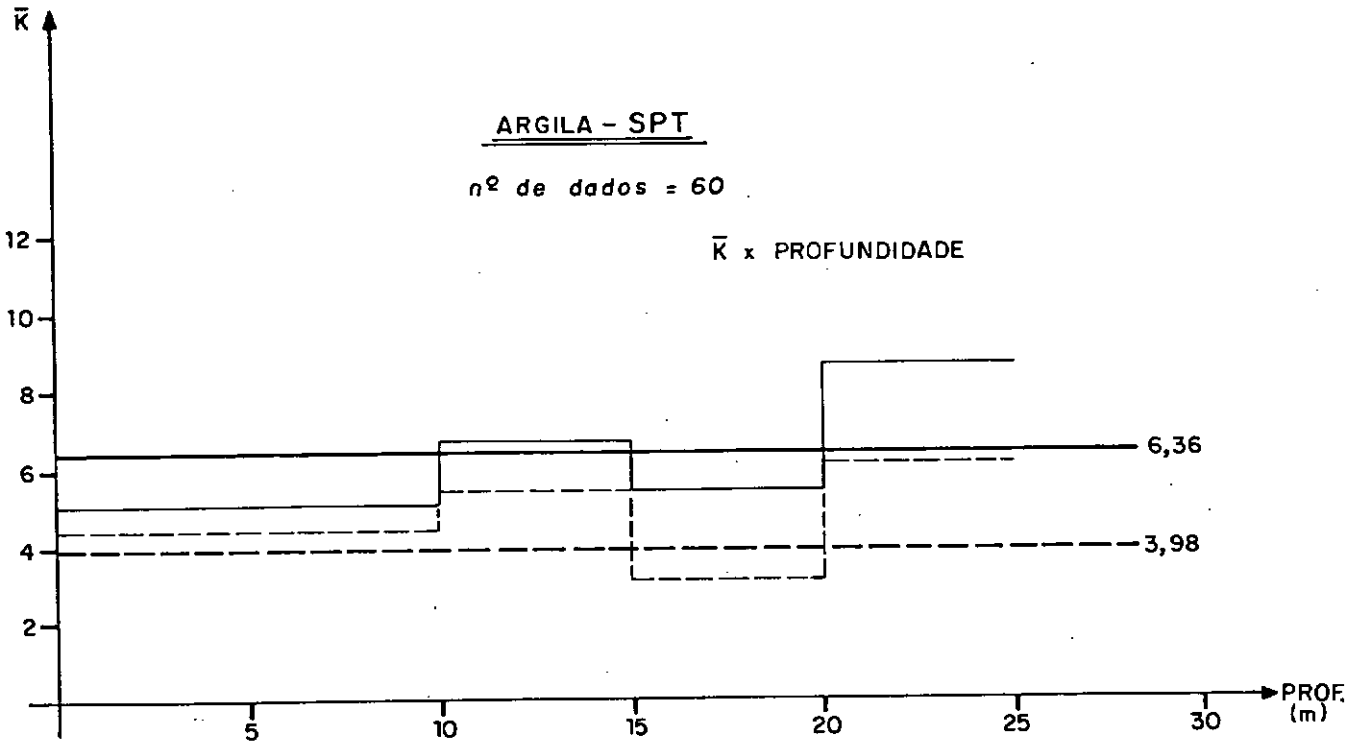
n° de dados = 81



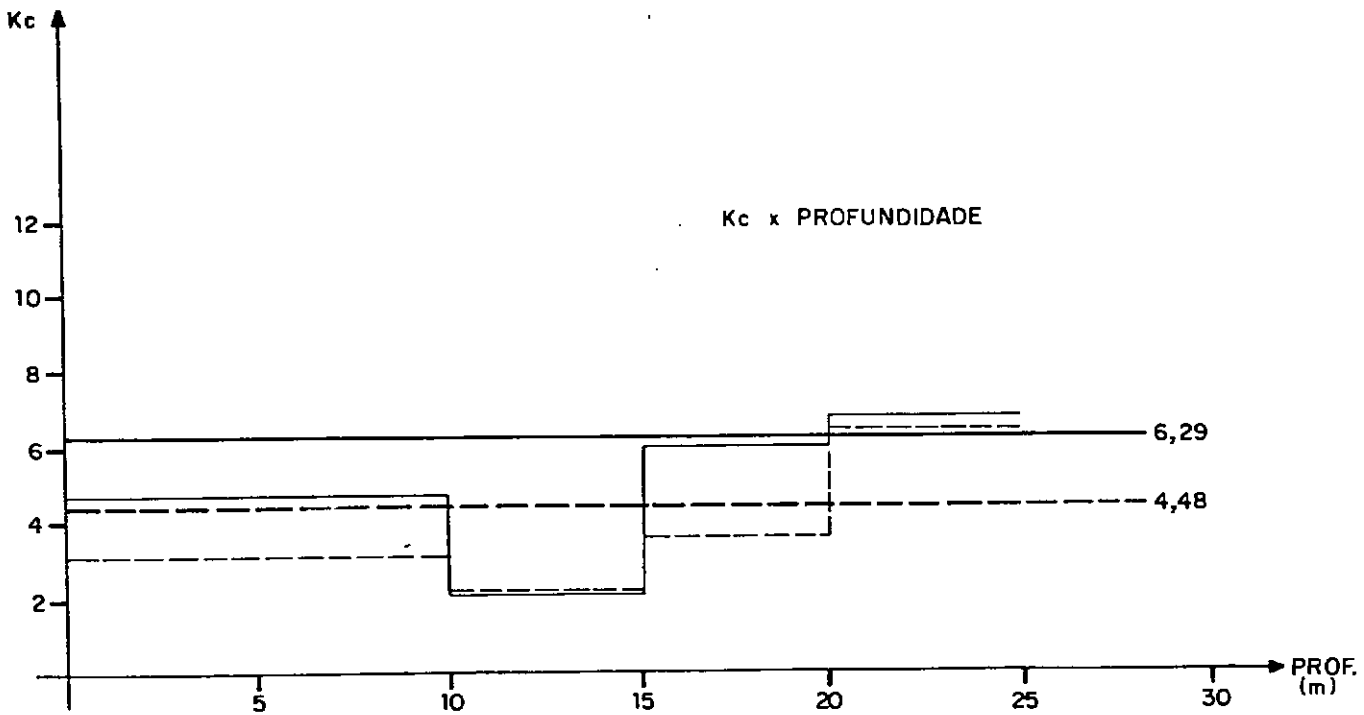
ARGILA - SPT

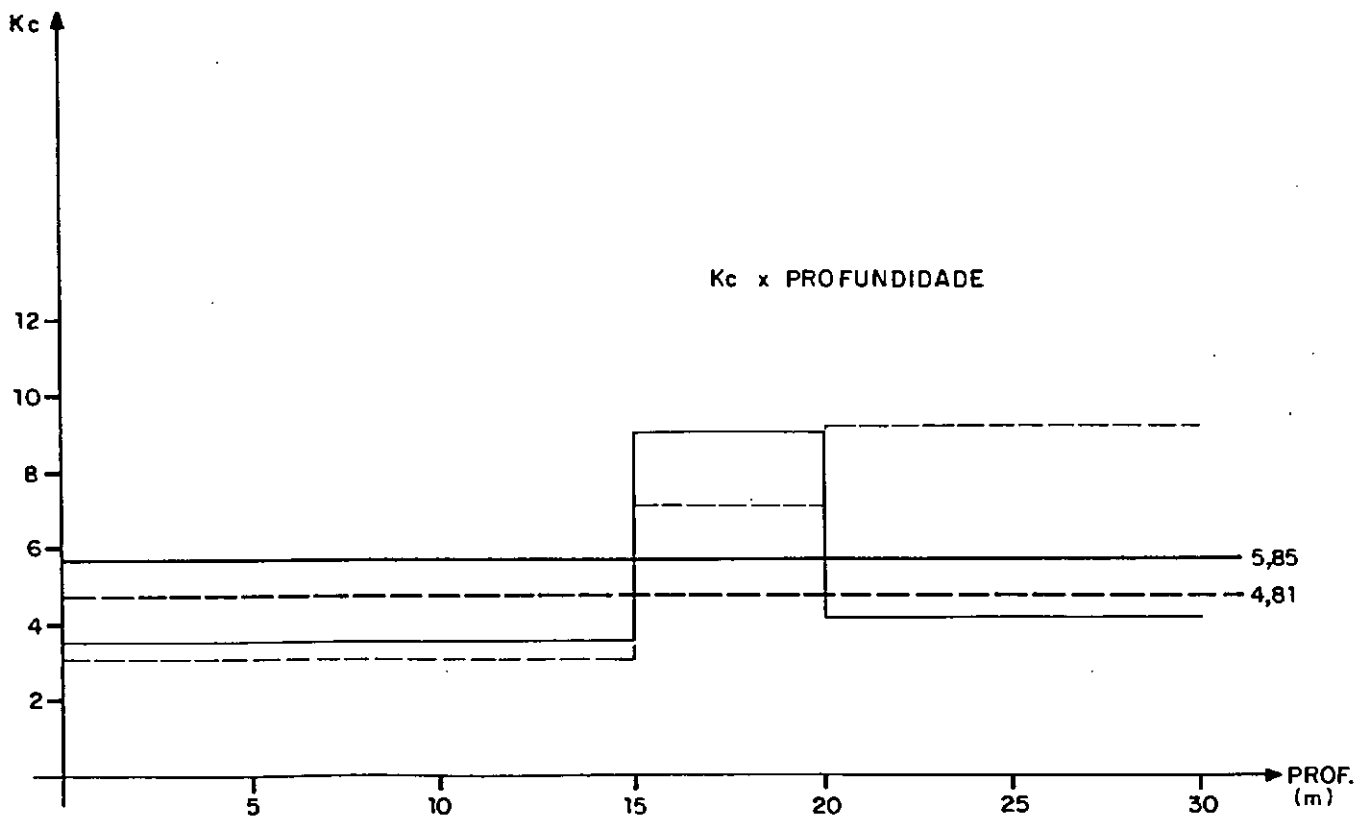
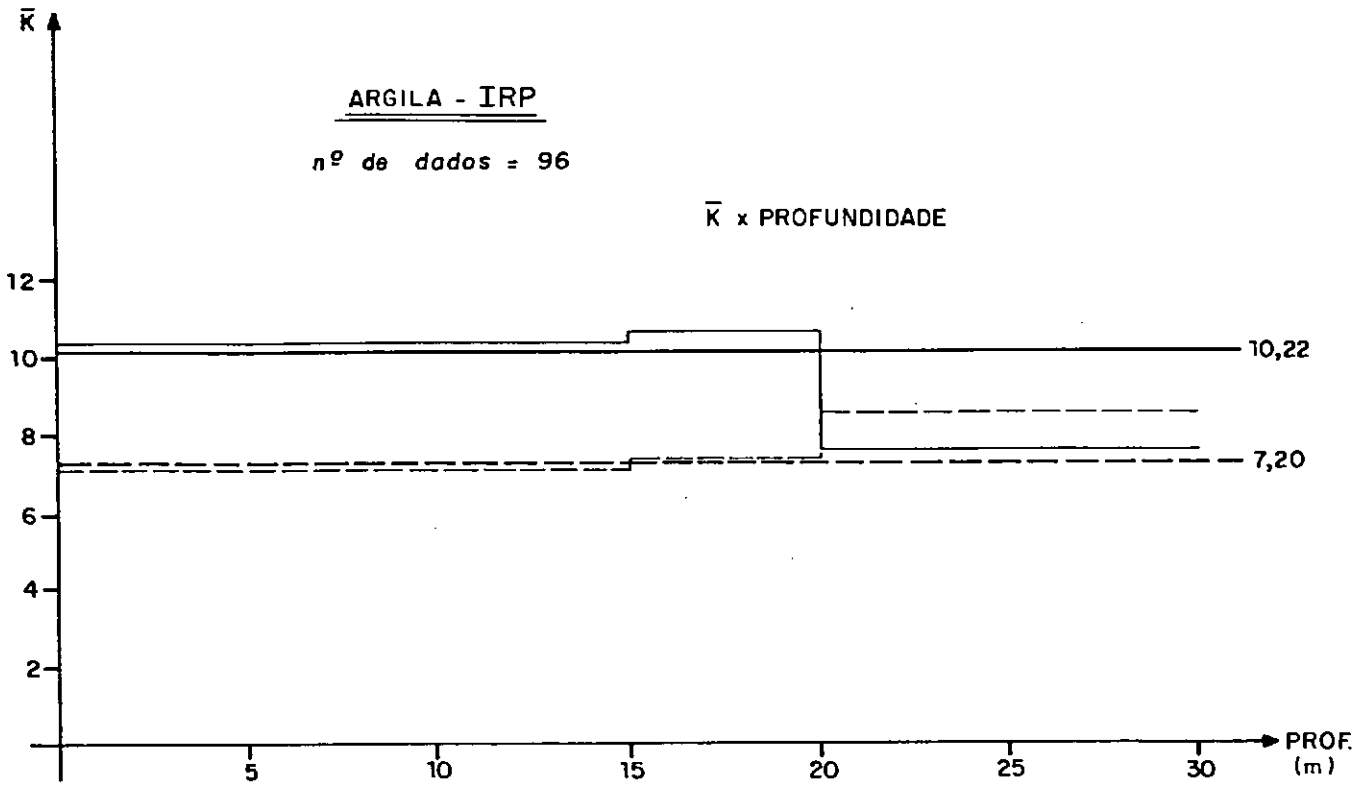
n° de dados = 60

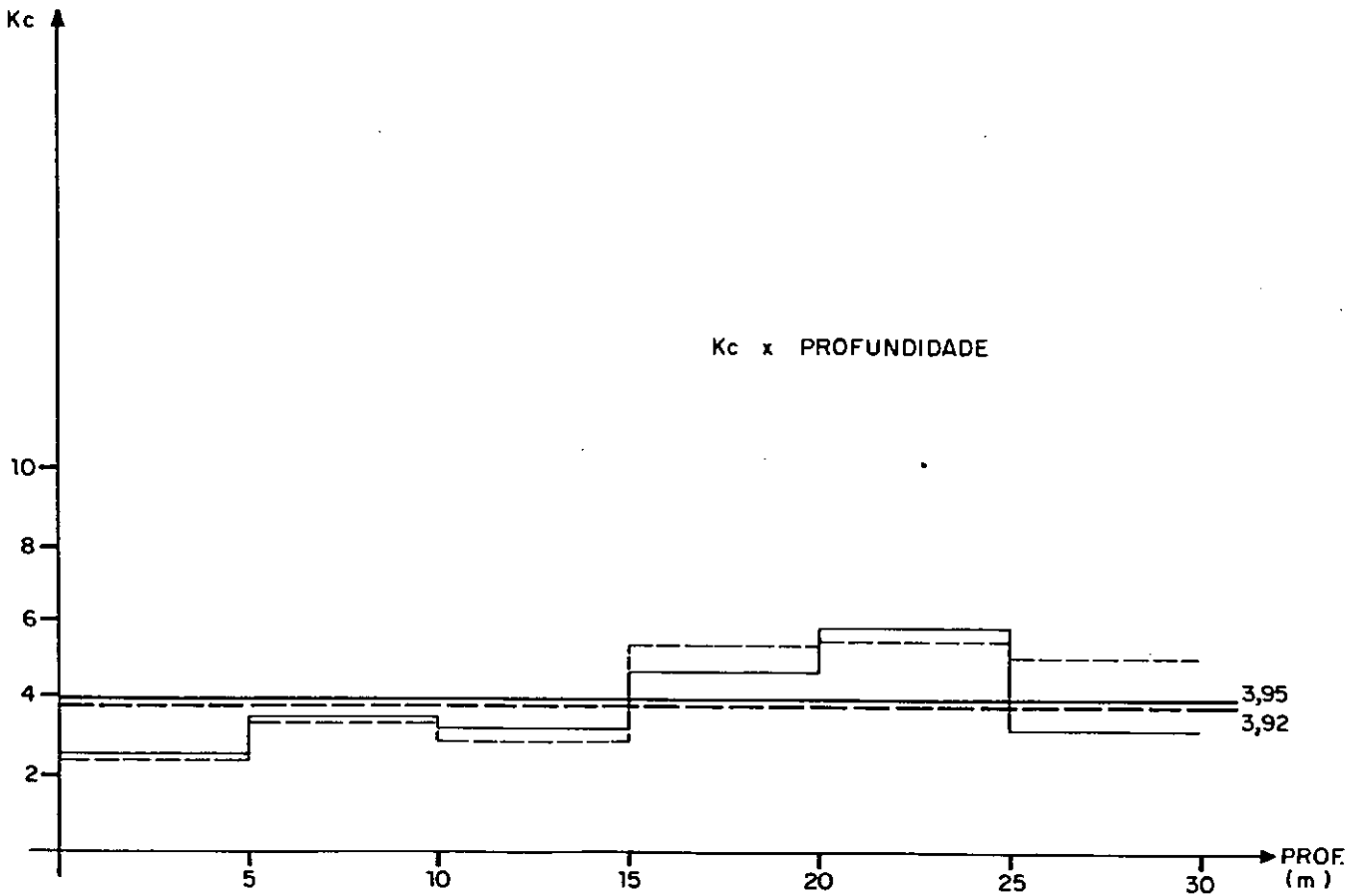
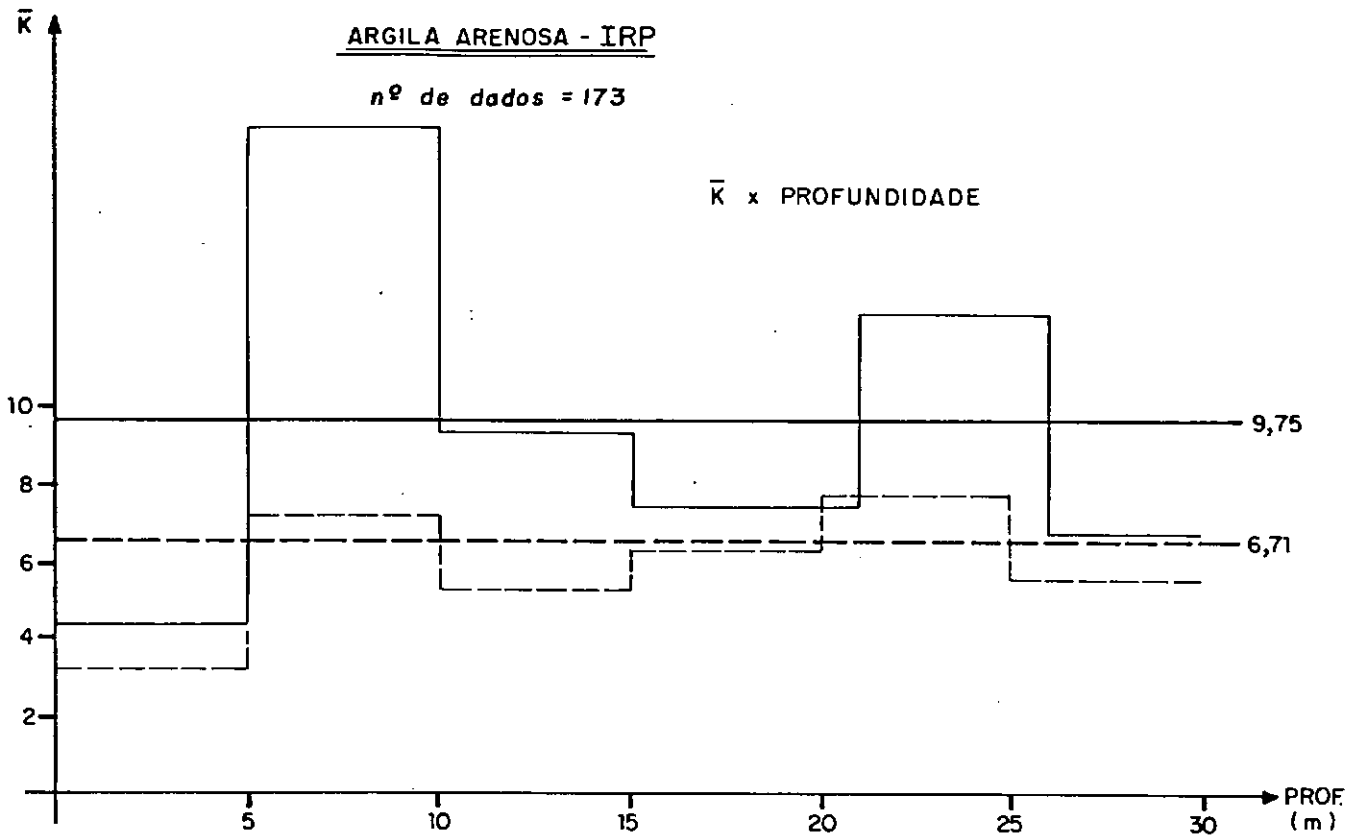
\bar{K} x PROFUNDIDADE



K_c x PROFUNDIDADE

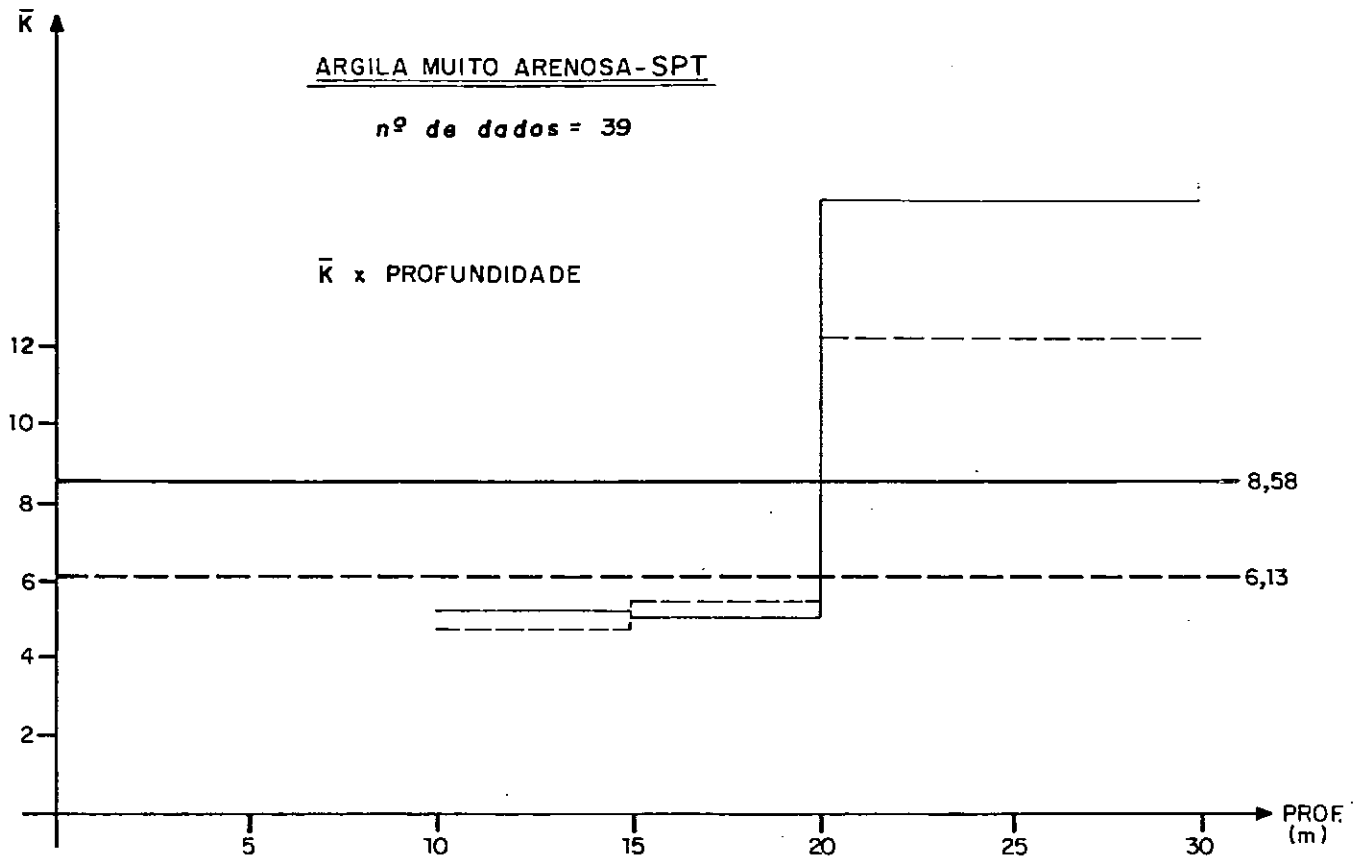
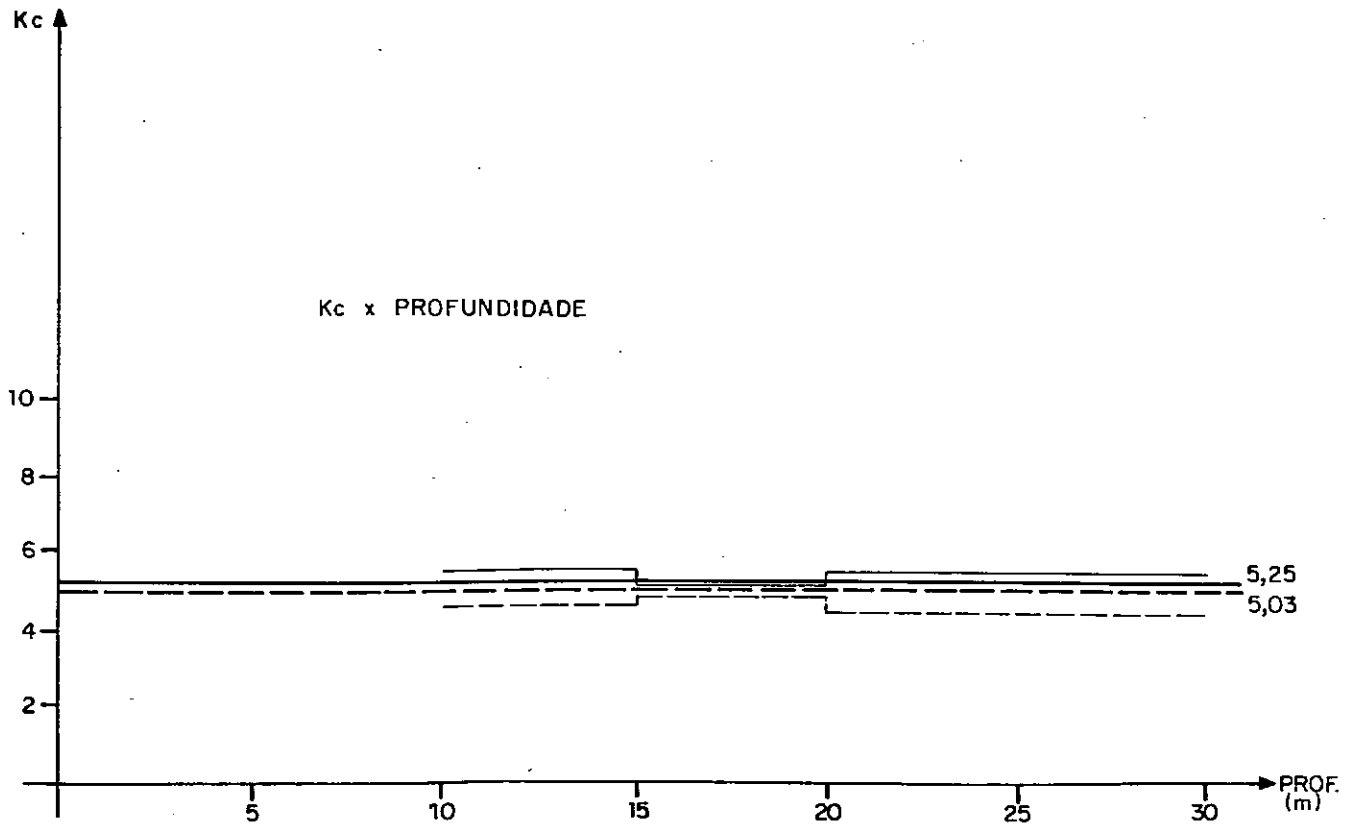






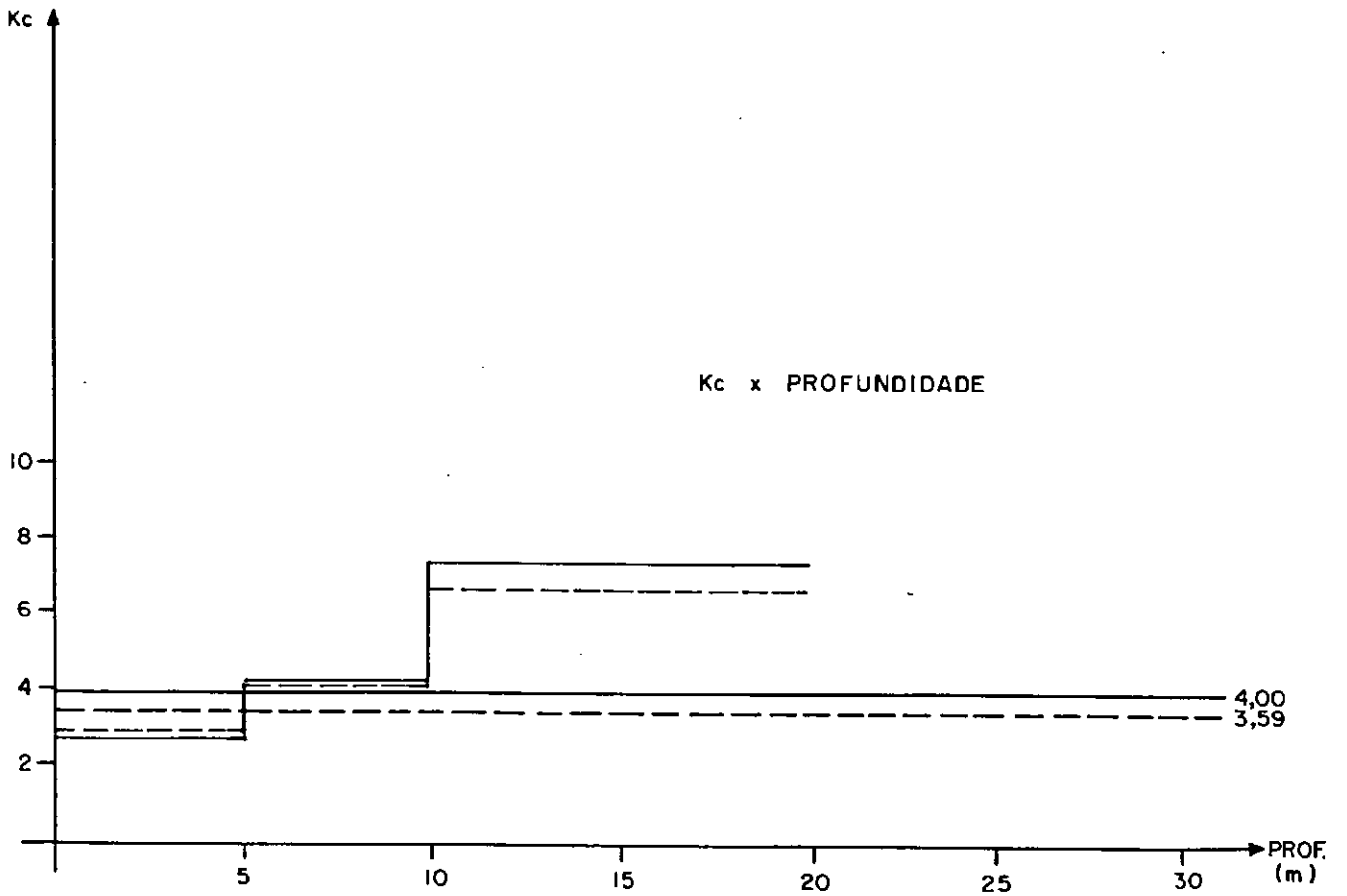
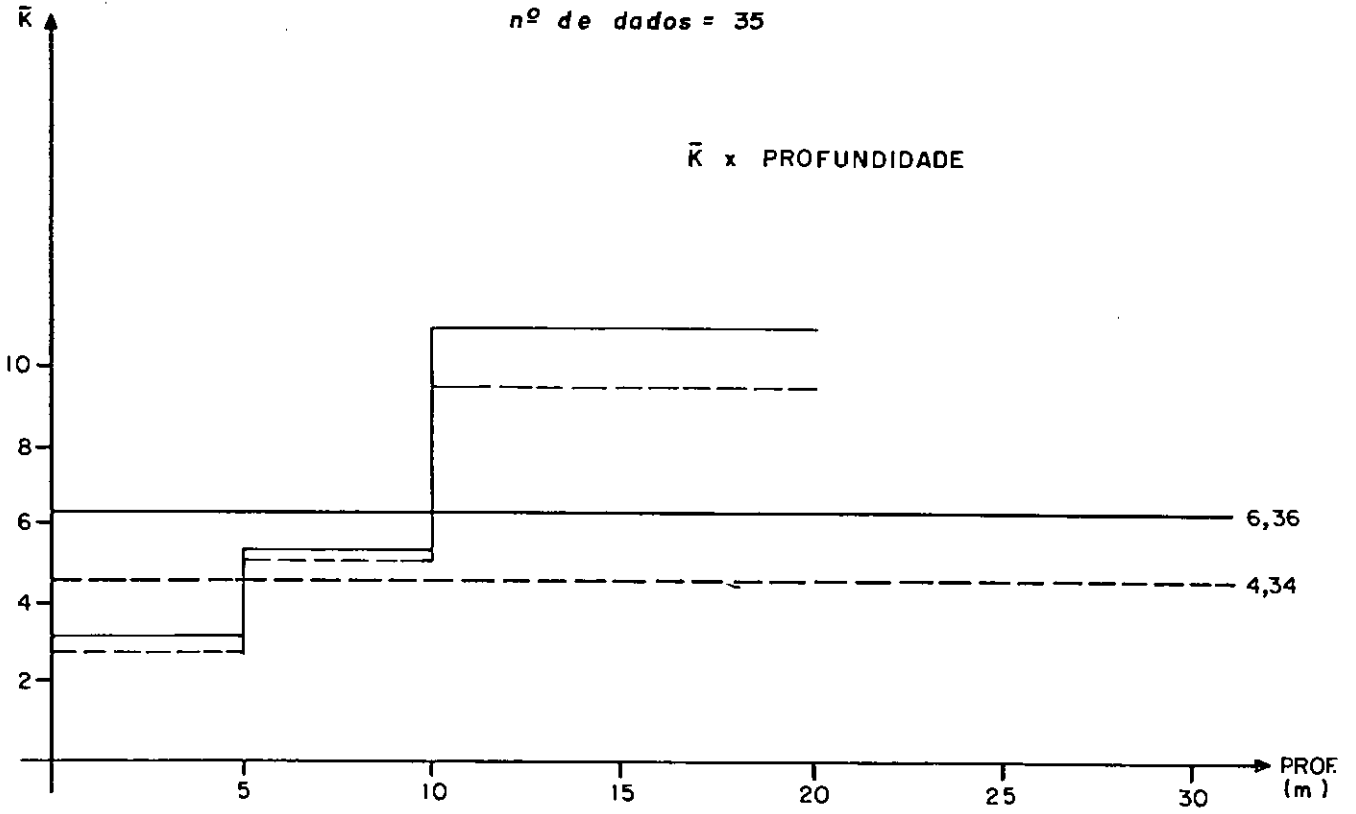
ARGILA MUITO ARENOSA-SPT

nº de dados = 39

 \bar{K} x PROFUNDIDADE K_c x PROFUNDIDADE

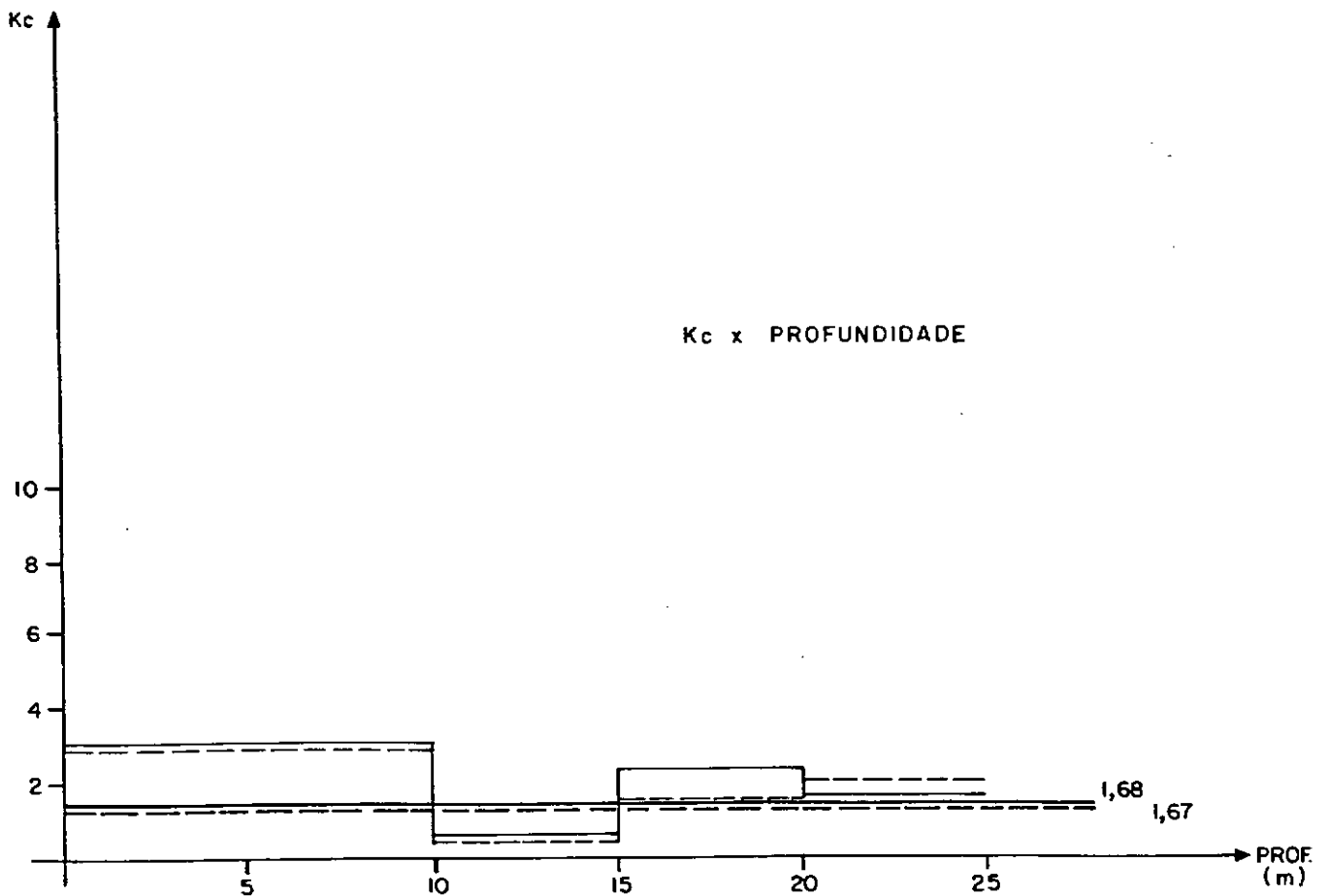
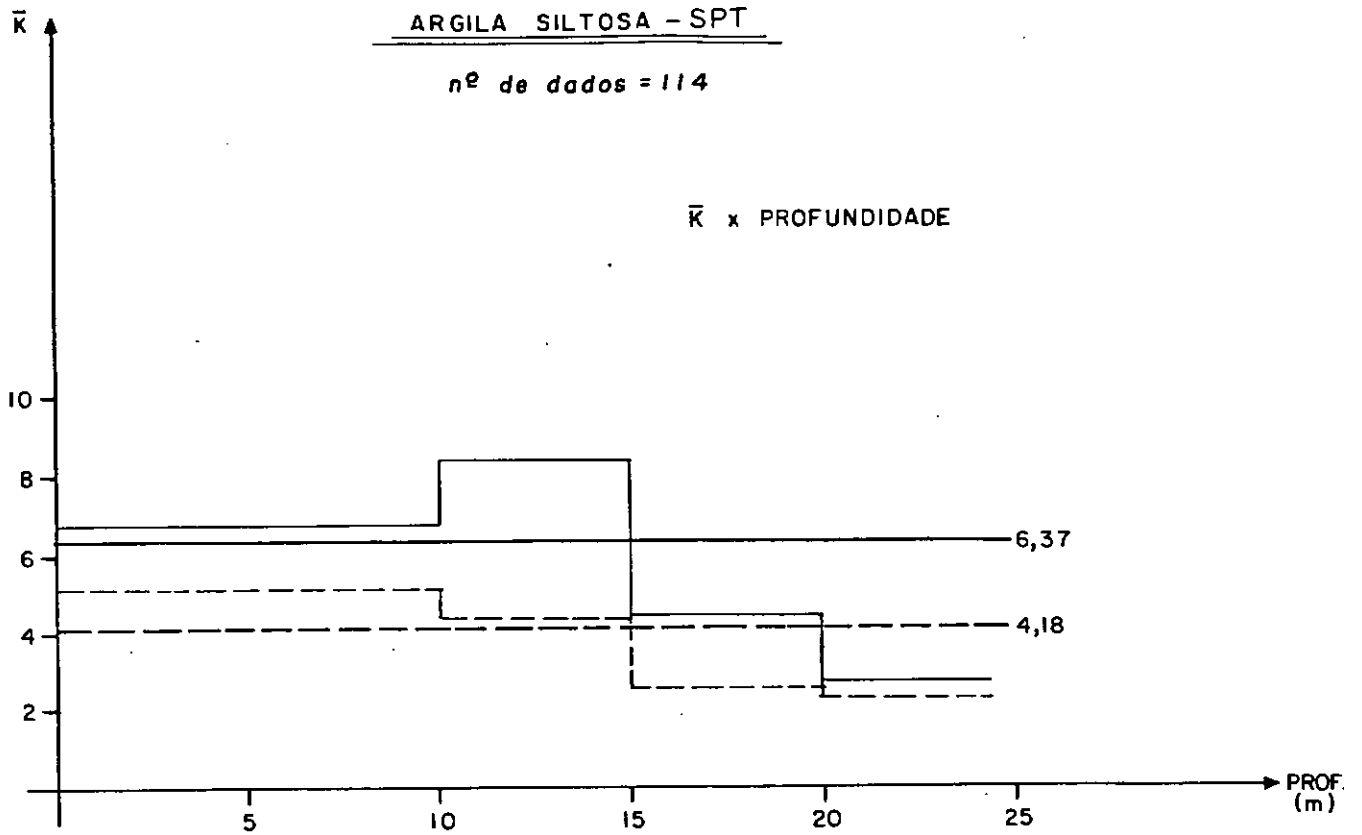
ARGILA MUITO ARENOSA-- IRP

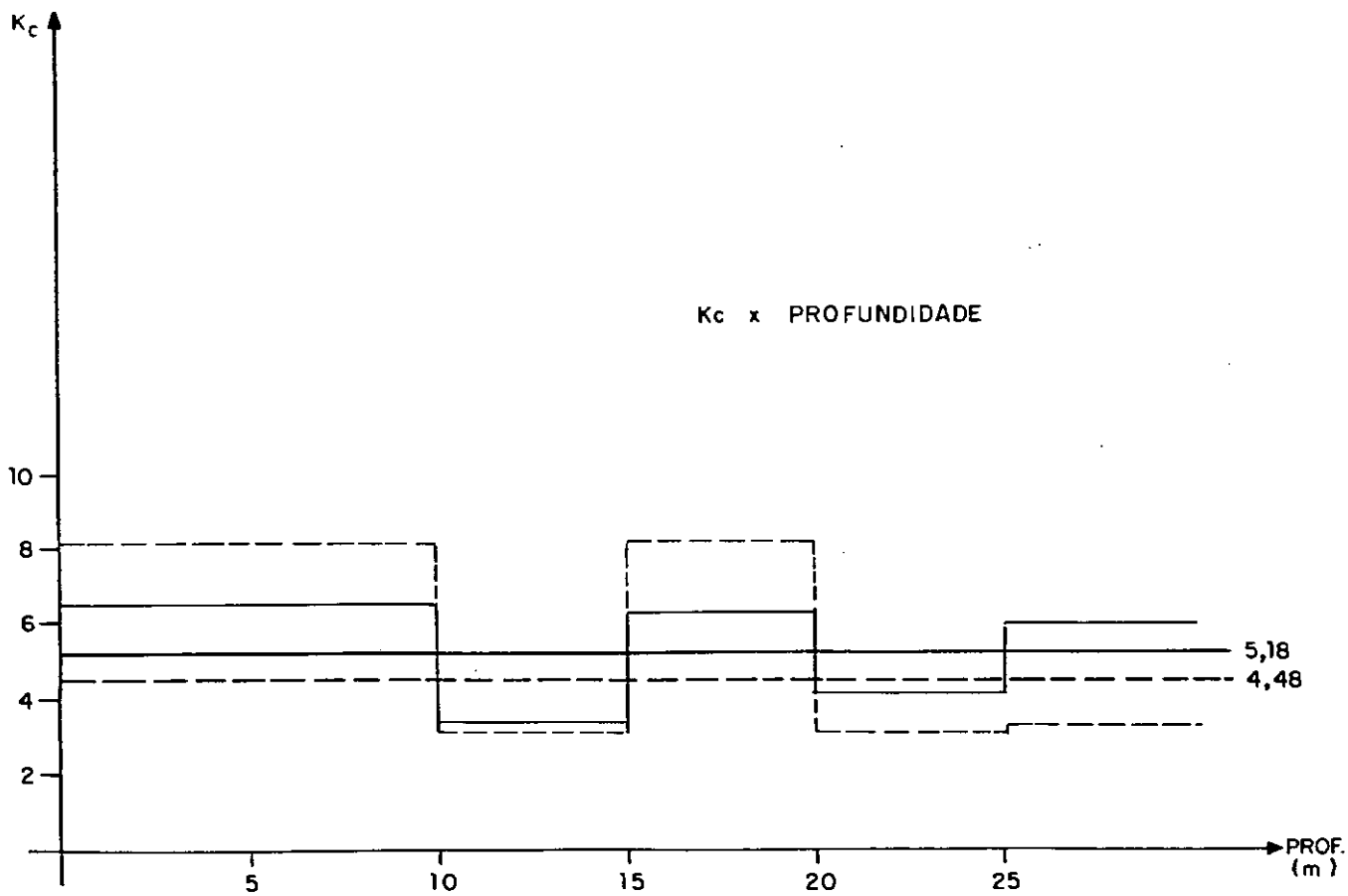
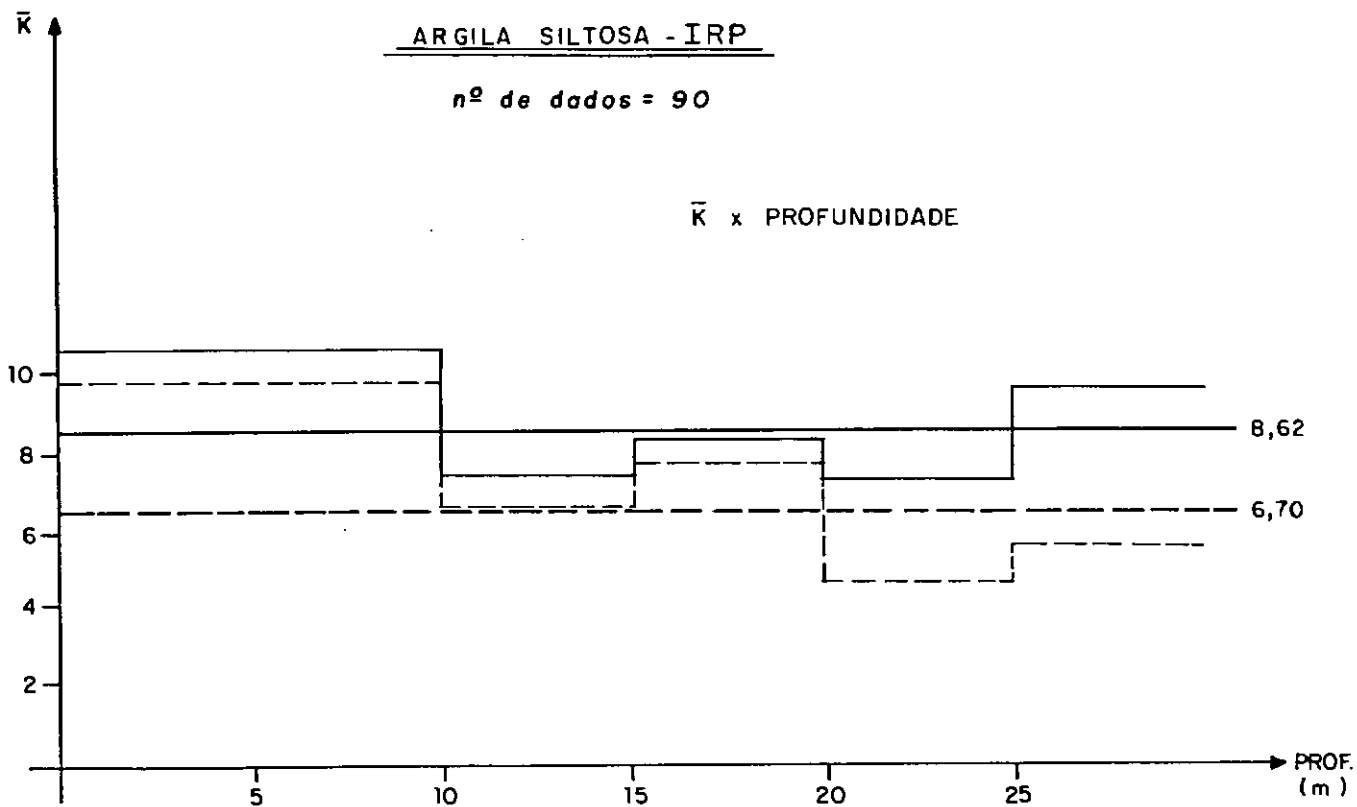
nº de dados = 35



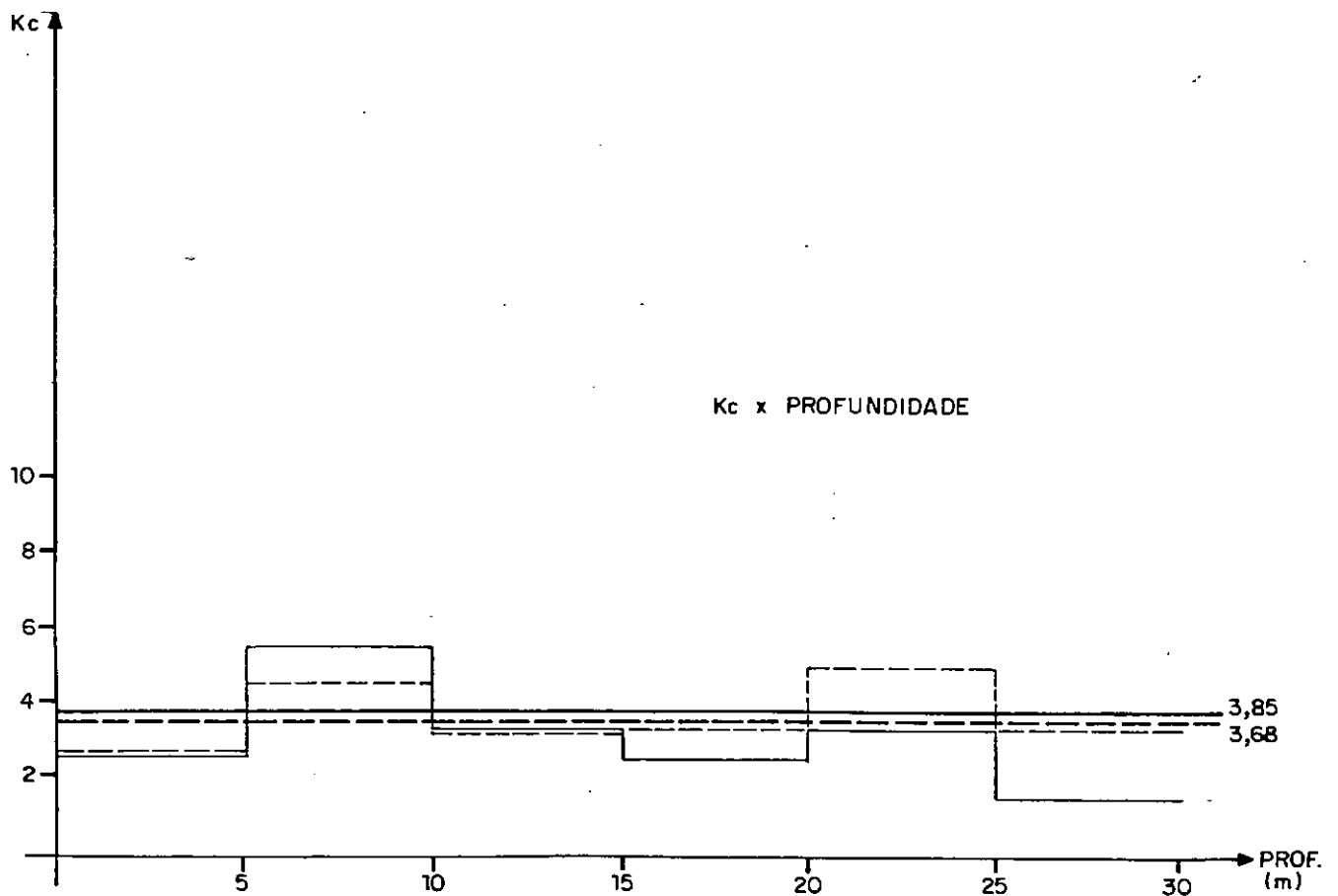
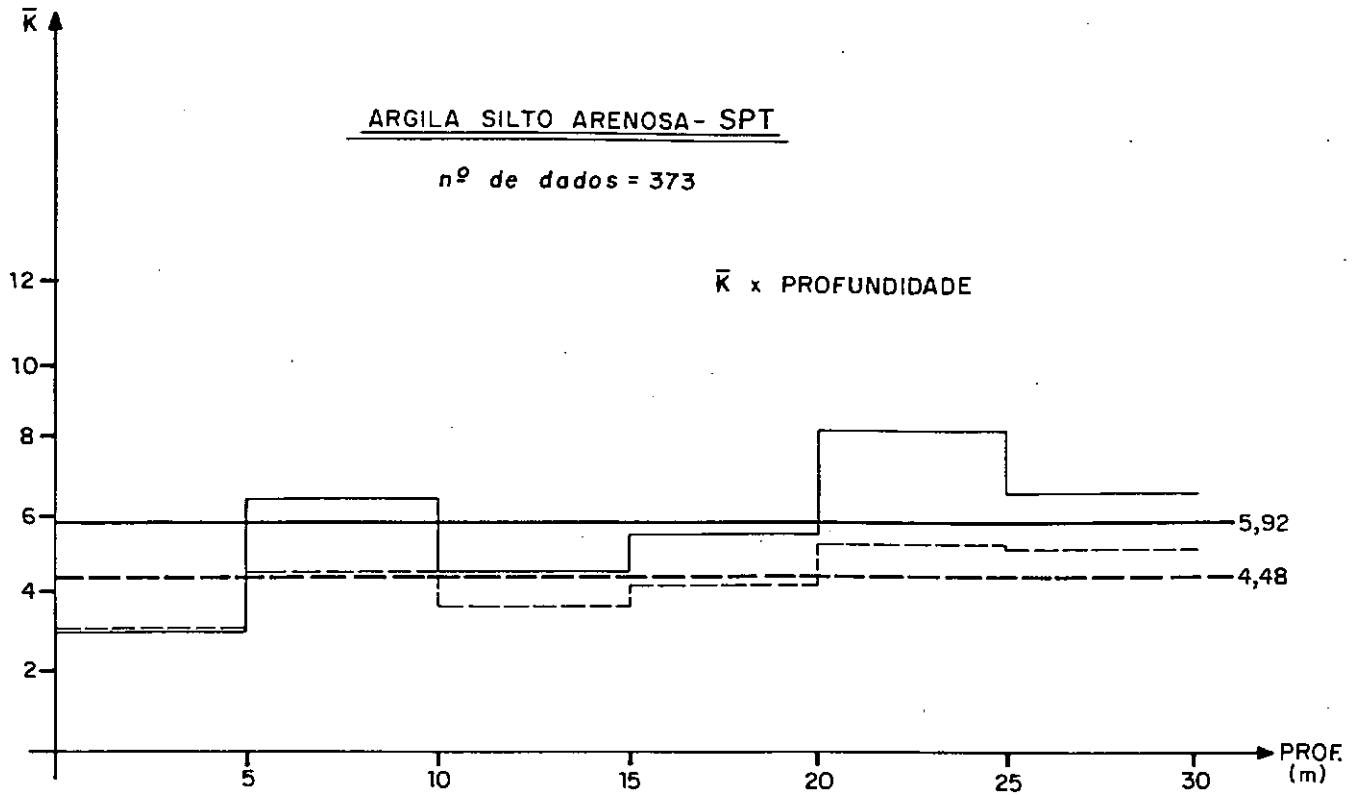
ARGILA SILTOSA - SPT

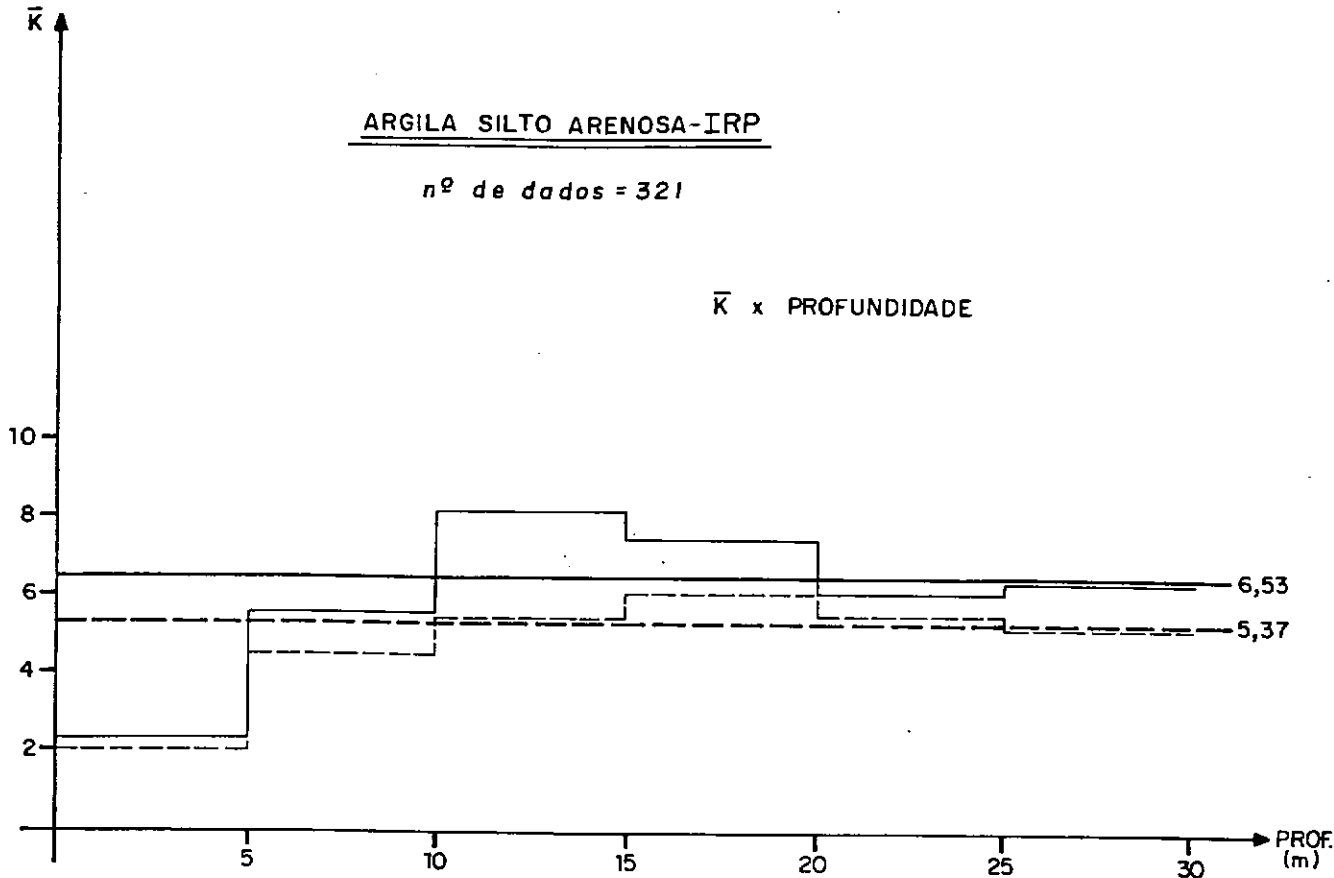
nº de dados = 114





ARGILA SILTO ARENOSA - SPT
nº de dados = 373



ARGILA SILTO ARENOSA-IRP*nº de dados = 321* \bar{K} x PROFUNDIDADE K_c x PROFUNDIDADE