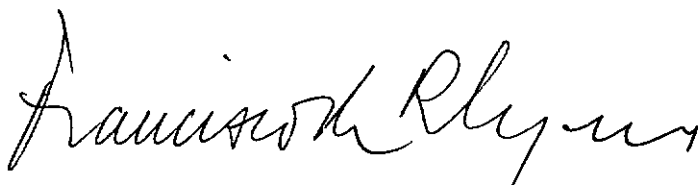


CONTRIBUIÇÃO AO CALCULO DE RECALQUES DE ESTACAS

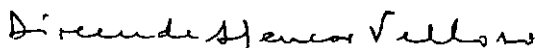
Henrique Magnani de Oliveira

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 EM ENGENHARIA CIVIL

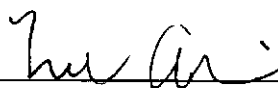
Aprovada por:



Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.
(Presidente)



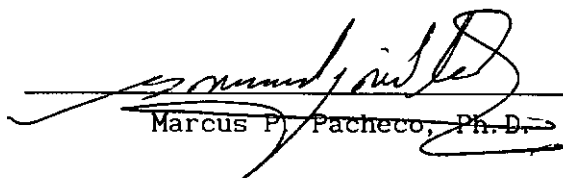
Dirceu de Alencar Velloso, D.Sc.



Nelson Aoki - Eng. Civil



Paulo Eduardo L. Santa Maria, Ph.D.



Marcus P. Pacheco, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 1991

OLIVEIRA, HENRIQUE MAGNANI DE

Contribuição ao Cálculo de Recalques em Estacas

(Rio de Janeiro) 1991.

viii. 343 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1991).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Recalque 2. Estaca 3. Elasticidade. I. COPPE/UFRJ II. Título
(Série)

Resumo da Tese Apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CONTRIBUIÇÃO AO CÁLCULO DE RECALQUES EM ESTACAS.

Henrique Magnani de Oliveira

Maio, 1991

Orientador: Prof. Francisco de Rezende Lopes

Programa: Engenharia Civil

Nesta dissertação é feito um estudo a respeito dos recalques que uma estaca isolada, carregada axial e verticalmente, apresenta. As considerações são restritas à parte linear (elástica) do diagrama Carga x Recalque.

O objetivo é proporcionar condições para se avaliar o comportamento à deformação das fundações profundas, através de métodos simples, que se satisfaçam com a pequena quantidade de informações geotécnicas disponíveis, a nível de projeto, na área de engenharia de fundações.

Métodos numéricos sofisticados como o Método dos Elementos Finitos ou Método dos Elementos de Contorno, aplicados à determinação da deformação do sistema estaca-solo, não fazem parte do escopo deste trabalho.

Propõe-se uma nova solução, matematicamente válida, para a determinação das distribuições de recalque, carga axial e tensão cisalhante ao longo de todo o comprimento da estaca, para perfis geotécnicos apresentando estratificação e heterogeneidade linear com a profundidade.

Correlações entre o módulo de elasticidade transversal do solo e a resistência à penetração da ponta no "cone penetration test", são propostas e aferidas através de um grande número de provas de carga compiladas.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

CONTRIBUTION TO THE CALCULUS OF PILE SETTLEMENT

Henrique Magnani de Oliveira

May, 1991

Thesis Supervisor: Prof. Francisco de Rezende Lopes

Department: Civil Engineering

In this thesis a study about the settlement due to an axial and vertical load on a single pile is made. The considerations are restricted to the linear elastic part of the load versus settlement diagram.

The main purpose is to evaluate the deformation behaviour of deep foundations, by means of simple methods that require a small amount of geotechnical data which are available for the design in foundation engineering.

Sophisticated numerical methods like the Finite Element Method or the Boudary Element Method applied to pile-soil deformation problem are not considered in this thesis.

A new solution, mathematically valid, to the determination of vertical displacement, axial load and shear stress distribution along the pile length is proposed, for geotechnical profiles showing layering and linear heterogeneity with depth.

Correlations between the soil shear modulus and the point resistance of cone penetration test are proposed and checked by means of a great number of pile load tests.

ÍNDICE

RESUMO

ABSTRACT

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II - ESTIMATIVA DE RECALQUES ATRAVÉS DA TEORIA DA ELASTICIDADE- SOLUÇÃO DE MINDLIN - POR AOKI E LOPES	8
II.1. Introdução	8
II.2. Abordagem Proposta por Aoki e Lopes	10
II.3. Discretização	12
CAPÍTULO III - ESTIMATIVA DE RECALQUES ATRAVÉS DE MODELO ELASTICO ANALÍTICO	18
III.1. Introdução	18
III.2. Definição dos Parâmetros	18
III.3. Análise da Estaca pela Separação das Cargas Transmitidas pelo Fuste e pela Base	19
III.3.1. Equações de equilíbrio	20
III.3.2. Considerações sobre a camada superior	22
III.3.3. Consideração da flexão da camada superior	29
III.3.4. Considerações sobre a camada inferior	30
III.3.5. Reunião da camada superior e inferior para estacas rígidas em meio homogêneo	32
III.4. Análise do Comportamento à Deformação para Estacas Compressí- veis	35
III.5. Outras Expressões para o Modelo Semi-Analítico	43
III.6. Considerações Adicionais ao Modelo	48

CAPÍTULO IV - PROPOSIÇÃO PARA ESTIMATIVA DE RECALQUES EM SOLOS HETERO- GÊNEOS	61
IV.1. Introdução	61
IV.2. Considerações Iniciais	62
IV.3. Considerações sobre a Ponta da Estaca	64
IV.3.1. Introdução	64
IV.3.2. Solução de Boussinesq	64
IV.3.3. Consideração de heterogeneidade	65
IV.3.4. Determinação do centro de recalque	69
IV.3.5. Consideração de um substrato rígido	73
IV.3.6. Expressão final para o recalque da base	77
IV.4. Equação Diferencial e Solução para a Distribuição dos Deslocamen- tos Verticais	79
IV.5. Análise Dimensional da Solução por Série de Potências	90
IV.6. Solução para a Distribuição de Tensão Cisalhante e Carga Axial ..	93
IV.7. Definição das Constantes de Contorno em Termos das Variáveis Básicas	100
IV.8. Solução Formal para Perfis Estratificados	103
IV.8.1. Definição das constantes de contorno para o caso de dois materiais	103
IV.8.2. Generalização da solução para perfis estratificados	110
CAPÍTULO V - IMPLEMENTAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE RECALQUES	117
V.1. Introdução	117
V.2. Organização do Banco de Dados	118
V.3. Critérios para Implementação do Método de Aoki e Lopes (1975)	123
V.3.1. Considerações iniciais	123
V.3.2. Correlações utilizadas	124
V.3.3. Adaptação do perfil	128
V.3.4. Encurtamento elástico e capacidade de retro-análise	130

V.4. Critérios para Implementação do Método de Randolph	132
V.4.1. Considerações iniciais	132
V.4.2. Correlações utilizadas	133
V.4.3. Adaptação do perfil	134
V.4.4. Implementação da retro-análise	137
V.4.5. Considerações adicionais	139
V.5. Implementação do Método Proposto	140
V.5.1. Considerações iniciais	140
V.5.2. Correlações utilizadas	141
V.5.3. Adaptação do perfil	142
V.5.4. Considerações Adicionais	146
V.5.5. Retro-análise	146
 CAPÍTULO VI - RESULTADOS DAS RETRO-ANÁLISES	 149
VI.1. Introdução	149
VI.2.1. Resultados da retro-análise pelo método de Randolph	151
VI.2.2. Resultados da retro-análise pelo método Proposto	152
VI.3. Análise dos Resultados	153
 CAPÍTULO VII - AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS PARA O CÁLCULO DE RECALQUES	 156
VII. Introdução	156
VII.1. Método de Aoki e Lopes	156
VII.2. Método de Randolph	158
VII.3. Método Proposto	159
VII.4. Provas de Carga do XII ICSMFE	160
VII.5. Análise dos Resultados	162
 CAPÍTULO VIII - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	 171
VIII.1. Conclusões	171
VIII.2. Sugestões para Novas Pesquisas	178

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	180
APÊNDICE A-1	182
TABELAS	190
FIGURAS E GRÁFICOS	275

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Métodos tradicionais para cálculo de recalques em fundações por estacas se utilizam de uma combinação entre considerações empíricas e experiências adquiridas, não se preocupando em se basear em considerações teóricas realísticas. Terzaghi & Peck (1967) corroborando este "status quo", sustentaram que refinamentos teóricos para a análise de problemas em estacas eram secundários e poderiam ser ignorados sem prejuízo à segurança. No entanto, recentemente, uma mudança neste tipo de raciocínio tem se verificado, levando a um abandono gradual dos métodos essencialmente empíricos em favor de métodos sustentados por bases teóricas bem fundamentadas. Esta tendência pode ser explicada em função do uso mais generalizado de fundações em estacas, da necessidade de se suportar cargas cada vez maiores, especialmente em estacas para uso em estruturas offshore, e da observação que o recalque em estacas não é desprezível e deve ser controlado. Paralelamente, o rápido desenvolvimento de técnicas numéricas poderosas, como o Método dos Elementos Finitos e Método dos Elementos de Contorno, aliados ao aperfeiçoamento dos computadores ao longo das duas últimas décadas, também contribuíram para o avanço teórico nos procedimentos para cálculo dos recalques em estacas.

Os métodos para análise do comportamento de estacas podem ser divididos em três grandes categorias, de acordo com a sofisticação dos seus modelos. A primeira categoria engloba os métodos empíricos e os baseados na experiência, ou seja, não são métodos baseados em princípios da mecânica dos solos, e se utilizam de ensaios simples, de campo ou laboratório, aliados à correlações para a determinação dos parâmetros intervenientes. A

segunda categoria é composta por métodos baseados em teorias simplificadas ou ábacos desenvolvidos através de princípios de mecânica dos solos e podem ser implementados através do cálculo manual. Para a determinação dos parâmetros necessários, são utilizados ensaios "in situ" mais detalhados do que os da primeira categoria, além de eventuais correlações. A segunda categoria apresenta duas subdivisões, na primeira a teoria usada é linear elástica, enquanto que na segunda é usado um enfoque não linear. A terceira categoria se utiliza de teorias baseadas em princípios de mecânica dos solos implementados através de técnicas avançadas como o Método dos Elementos Finitos ou Método dos Elementos de Contorno. Ensaios de campo e de laboratório sofisticados são necessários para a determinação dos parâmetros intervenientes. Esta categoria apresenta três subdivisões, na primeira a teoria é linear elástica, na segunda é não-linear, porém tratada de uma forma relativamente simples, enquanto que na terceira a não-linearidade é considerada mais apropriadamente.

Como exemplos de métodos relativos à primeira categoria, pode-se relacionar as proposições de Meyerhof (1959), Vesic (1975) e Frank (1985) que correlacionam o recalque com o diâmetro das estacas, além de Focht (1967) que correlaciona o recalque para cargas de serviço com a deflexão de colunas, usando um fator multiplicativo variando de 0,5 a 1,0. Métodos que se enquadram na segunda categoria são aqueles propostos por Randolph & Wroth (1978), considerando elasticidade linear e Poulos & Davis (1980), usando teoria da elasticidade modificada para considerar deformações plásticas. Para a terceira categoria pode-se citar os métodos de Valliappan et alii (1974), usando elasticidade linear, Poulos & Davis (1980), usando elasticidade não linear através do Método dos Elementos de Contorno, Randolph et alii (1979), com não linearidade e simulação dos efeitos de instalação, através do Método dos Elementos Finitos e Coyle & Reese (1966), usando funções de transferência de carga não linear.

Para modelar o comportamento do sistema estaca-solo são utilizadas, mais frequentemente, dois enfoques, o primeiro trata o solo como um material elástico contínuo e o segundo modela a resposta do solo através de funções de transferência de carga para cada elemento de solo adjacente à estaca.

Na aproximação através de função de transferência de carga, a estaca é dividida em vários elementos que são considerados como colunas compressíveis curtas solicitadas por cargas axiais nas suas extremidades superior e inferior, além das tensões cisalhantes atuantes na superfície lateral. As forças axiais são determinadas através das funções de transferência de carga, que podem ser expressões empíricas ou analíticas, que relacionam as cargas absorvidas por um determinado elemento da estaca em função do seu próprio deslocamento vertical, através de um relacionamento biunívoco. O enfoque através das funções de transferência de carga implica que o deslocamento de um determinado elemento não depende das cargas transmitidas por outros elementos vizinhos, uma vez que cada elemento possui uma relação única de transferência de carga completamente independente. Como as cargas transmitidas ao solo por um elemento, na realidade, afetam os pontos adjacentes, acima e abaixo, o conceito de funções de transferência de carga única está em óbvia contradição com a realidade.

A aproximação através da teoria da elasticidade assume que o solo transmite as cargas como um material sólido, elástico, homogêneo e isotrópico, definido por dois parâmetros de deformação, o seu módulo de elasticidade e seu coeficiente de Poisson. Desta forma, os efeitos das cargas transmitidas são considerados acima e abaixo do ponto de aplicação. Este enfoque também permite que os deslocamentos do elemento de estaca sejam diferentes dos deslocamentos do elemento de solo adjacente, ou seja, permite a consideração da não linearidade, fenômeno que ocorre com

frequência em estacas reais. Estas duas características, acima citadas, constituem-se em vantagens da aproximação elástica em relação à aproximação por funções de transferência de carga.

Um aspecto importante é a consideração das tensões de tração induzidas no maciço de solo pela aproximação elástica. As soluções de MINDLIN (3) assumem que o valor do módulo de elasticidade do solo é o mesmo tanto na tração quanto na compressão, o que na realidade não ocorre. Quando as tensões de tração, previstas pela solução de Mindlin, não forem compensadas por tensões de compressão devidas à carregamentos aplicados acima do ponto considerado, ou devidas ao peso próprio do solo, a distribuição de tensões prevista pela aproximação elástica será consideravelmente diferente da realidade. Entretanto, têm sido demonstrado que, valores de carga transmitida pelo fuste da ordem de duas vezes a carga transmitida pela base evitam a formação de uma zona de tração significativa acima da ponta da estaca. Para o caso de estacas comumente usadas na prática, esta condição é facilmente alcançada, e resultados de análises destas estacas levam a se concluir que os possíveis efeitos de tensão no solo não levam a influências significantes no comportamento à deformação das estacas.

Por outro lado, a hipótese de que o comportamento à deformação do solo pode ser descrito adequadamente apenas através de dois parâmetros, seu módulo de elasticidade e seu coeficiente de Poisson, pode levar a uma simplificação exagerada, uma vez que a maioria dos solos apresentam características de deformação dependentes do nível de tensão, da história de tensões, do tempo e dos efeitos de instalação, entre outros aspectos. Todavia, estes aspectos podem ser incorporados à solução elástica através do uso do Método dos Elementos Finitos ou Método dos Elementos de Contorno, como estudado por Ellison (1968), Holloway et alli (1975), Valliapan et alli (1974), Poulos & Davis (1980), Randolph et alli (1979), Jardine et

alli (1986) e Nystrom (1984).

Através do exposto pode-se concluir que os métodos baseados na teoria da elasticidade conseguem descrever, com vantagens em relação àqueles que usam funções de transferência de carga, o comportamento à deformação de maciços de solo submetidos a ação de estacas. Portanto, os métodos apresentados e utilizados no decorrer da presente tese serão todos baseados na teoria da elasticidade.

Métodos de cálculo de recalques de estacas pertencentes a terceira categoria de análise constituem-se na mais poderosa ferramenta para a determinação do comportamento à deformação do sistema estaca-solo, podendo não só modelar o comportamento não linear, mas também a história completa da estaca, isto é, os procedimentos de instalação, a reconsolidação do solo após a instalação e o subsequente carregamento da estaca, por mais particulares que sejam. Tais métodos fornecem uma grande variedade de dados de saída, proporcionando uma ótima descrição dos detalhes do comportamento real da interação entre o solo e a estaca. Entretanto, a sua aplicação em problemas práticos é prejudicada devido a sua complexidade e do consideravelmente grande número de parâmetros geotécnicos necessários para a sua implementação, além da necessidade do uso de recursos computacionais avançados, tanto a nível de software como de hardware. Por outro lado, os métodos empíricos, constituintes da primeira categoria, têm sua aplicabilidade muito reduzida pois, foram propostos para situações muito específicas, além de propiciarem pouca acurácia em virtude da consideração mínima de poucas das variáveis envolvidas no fenômeno.

O objetivo desta tese consiste em apresentar e estudar alternativas para o cálculo de recalques em estacas, que se por um lado não apresentam complexidade excessiva, característica da terceira categoria, também não ficam restritos à simplicidade inaceitável e às enormes limitações dos métodos empíricos.

Dentro deste contexto, ao longo desta tese, são discutidos métodos que oferecem enfoques diferentes ao comportamento carga-recalque e que utilizam formulações baseadas na teoria da elasticidade, porém sem o emprego de ferramentas numéricas complexas como o Método dos Elementos Finitos ou Método dos Elementos de Contorno. Desta forma, a implementação dos métodos pode ser facilmente realizada com o uso dos micro-computadores atualmente acessíveis à grande maioria dos projetistas. Sendo assim, a presente tese se desenvolve inteiramente dentro da segunda categoria de análise, baseando-se em uma teoria consistente, ainda que simplificada, e fazendo uso ostensivo de ensaios de campo simples e correlações, dispensando-se a necessidade de ensaios geotécnicos mais avançados.

No capítulo II é descrita uma abordagem elástica através do emprego da solução de Mindlin para cálculo de recalques no interior de um maciço, devido a uma carga concentrada atuante no interior do próprio maciço. O método propõe uma discretização das cargas distribuídas atuantes ao longo da estaca, em um sistema de cargas concentradas equivalente para determinar os deslocamentos verticais.

No capítulo III, um método analítico que trata uma estaca com as cargas da base e do fuste atuando separadamente é apresentado e discutido em detalhe, sendo muitas de suas expressões reavaliadas e combinadas, produzindo-se novas relações de interesse.

No capítulo IV é proposto um método analítico, matematicamente fechado, capaz de determinar as distribuições de recalques, cargas axiais e tensões cisalhantes, para estacas instaladas em solos estratificados e linearmente heterogêneos. Seu desenvolvimento teórico e matemático é tratado em detalhes, assim como a sua generalização para perfis estratificados. A gama de variáveis de saída do método proposto é comparável à capacidade de produção de dados do Método dos Elementos Finitos.

No capítulo V e VI são realizadas retro-análises para se determinar a correlação entre o módulo de elasticidade transversal e a resistência de ponta no ensaio do cone. Com os valores retro-analisados são procedidas análises diretas para o cálculo de recalques, através de cada um dos métodos descritos no trabalho. O objetivo de tal procedimento é aferir a validade e a acurácia dos métodos, quando aplicados aos casos práticos correntes na engenharia de fundações. As correlações buscadas não têm a pretensão de descrever de forma completa as características de deformação dos solos, geotecnicamente falando, mas sim, ser um instrumento para ser usado em conjunto com os métodos com os quais foram determinados, para a previsão de recalques em estacas.

O capítulo VII encerra os resultados e aferições dos métodos quando aplicados a um grande número de provas de carga compiladas, além dos resultados de análises paramétricas realizadas com o método Proposto.

No capítulo VIII encontram-se as conclusões e as sugestões para novas pesquisas, que se fizeram perceber ao longo do trabalho.

As figuras, gráficos e tabelas referentes aos capítulos e seções, são agrupadas ao final do trabalho.

CAPÍTULO II

ESTIMATIVA DE RECALQUES ATRAVÉS DA TEORIA DA ELASTICIDADE -
SOLUÇÃO DE MINDLIN - POR AOKI & LOPES

II.1. INTRODUÇÃO.

A determinação de recalques em um semi-espaco elástico submetido a um carregamento devido a uma estaca tem sido estudada por muitos autores. Segundo POULOS e DAVIS (1), a análise do comportamento à deformação, baseada na teoria da elasticidade, foi abordada por pesquisadores como: D'Appolonia e Romualdi (1963), Thurman e D'Appolonia (1965), Salas e Belzunce (1965), Nair (1967), POULOS e DAVIS (1), Mattes e Poulos (1969), Butterfield e Banerjee(1971), Banerjee e Davis (1977) e RANDOLPH e WROTH (2).

Na maioria dos estudos citados acima, a estaca é considerada como sub-dividida em vários elementos ao longo de seu comprimento e a solução é obtida impondo-se compatibilidade entre os deslocamentos verticais da estaca e os do solo adjacente, para cada elemento. Os deslocamentos de estaca são considerados como decorrentes da compressibilidade do material do qual ela é constituída e da consequente deformação, quando submetida ao esforço axial de compressão. Por outro lado, os deslocamentos de solo são obtidos, na maioria das casos, usando as equações de MINDLIN (3), para deslocamentos dentro de um maciço de solo, devido a um carregamento no interior do próprio maciço.

A principal diferença entre os vários métodos listados é a maneira pela qual eles consideram a distribuição das tensões cisalhantes ao longo da estaca. Alguns deles assumem que as tensões cisalhantes atuam em um

único ponto, centrado no eixo da estaca, para cada elemento da estaca. Outra forma é considerar uma área uniformemente carregada coincidindo com a área da seção transversal, a meia altura de cada elemento de solo. A maneira mais satisfatória é aquela que assume que as tensões cisalhantes atuam distribuídas uniformemente ao longo da circunferência, ou seja, do perímetro de cada elemento de estaca. Esta última hipótese é a adotada nos estudos de POULOS e DAVIS (1).

A imposição da compatibilidade dos deslocamentos da estaca e do solo adjacente leva a equações que envolvem a integração das equações de Mindlin e a resolução de equações diferenciais cujas variáveis são matrizes de deslocamento e tensão. Desta forma, deve-se lançar mão de métodos numéricos, como o método das diferenças finitas, para chegar às soluções procuradas.

Como resultado da compatibilidade dos deslocamentos, tem-se uma solução mais complexa, que deve ser resolvida com auxílio de métodos computacionais mais sofisticados, e máquinas, por sua vez, de maior capacidade e velocidade. Desta forma, os resultados dos casos analisados por estes métodos devem ser apresentados sob a forma de ábacos e gráficos. Devido à complexidade envolvida em cada solução, são apresentados resultados para casos padronizados, não havendo portanto, a flexibilidade que se desejaria para se tratar de casos práticos específicos, nos quais as variáveis básicas assumem as mais diversas combinações.

Apesar destes métodos apresentarem resultados teóricos muito bons, quando comparados com instrumentações de campo, ou mesmo em relação a métodos mais sofisticados como o Método dos Elementos Finitos, eles trazem consigo uma dificuldade de ordem prática considerável, inerente à sua sofisticação e à necessidade do uso de equipamento computacional mais moderno.

Para contornar os problemas que impedem o uso disseminado da

abordagem elástica, através da solução de Mindlin, na prática da engenharia de fundações, AOKI e LOPES (4) propuseram um novo enfoque ao fenômeno do recalque em estacas verticalmente carregadas.

II.2. ABORDAGEM PROPOSTA POR AOKI E LOPES.

A abordagem proposta por Aoki e Lopes se baseia nas observações experimentais de Vesic (1975), segundo as quais a mobilização da resistência total do fuste se dá bem antes da mobilização da resistência da ponta da estaca, portanto para efeitos práticos considera que o recalque da base de uma estaca pode ser separado em duas componentes, uma proveniente das ação das cargas transmitidas pelo fuste e outra devido a ação das cargas transmitidas pela própria base. Cada uma destas duas parcelas, podem ser avaliadas através da solução de Mindlin para recalque no interior de um maciço devido a carga concentrada no interior do próprio maciço.

O método proposto por AOKI e LOPES (4) trata a distribuição de tensões cisalhantes ao longo da estaca e a distribuição das tensões normais na base, discretizando-as em um sistema estaticamente equivalente constituído por cargas concentradas. A determinação do recalque em um determinado ponto do semi-espço é conseguida pela superposição das contribuições de cada carga concentrada constituinte do sistema. Cada contribuição é determinada através da solução de Mindlin para o deslocamento vertical.

A discretização das cargas transferidas pelo fuste e pela base, está descrita na próxima seção.

Apesar do processamento numérico relativo à discretização do elemento de fundação, à aplicação da formulação de Mindlin, e à subsequente superposição dos efeitos, ter que ser realizado por um computador, não há necessidade de nenhuma técnica de programação mais sofisticada, nem de

nenhuma máquina mais potente do que as, hoje, disponíveis na maioria dos escritórios de engenharia. Este fato, constituiu-se em uma grande vantagem do método proposto, quando comparado com o Método dos Elementos Finitos, ou similares.

Mesmo que a solução original de Mindlin tenha sido deduzida para um semi-espaço elástico-linear, homogêneo e isotrópico, ela produz bons resultados quando aplicada à um meio particulado como o solo, como têm sido demonstrado pelos estudos já mencionados.

A principal consequência da não imposição da compatibilidade entre os deslocamentos do elemento da estaca e do solo adjacente é a impossibilidade do método descrever o fenômeno da transferência de carga, isto é, prever a distribuição das cargas que são absorvidas pelo solo ao redor do fuste e pelo solo abaixo da base.

Consequentemente, para se iniciar o processo do cálculo de recalques, deve-se conhecer de antemão o modo de transferência de carga. Isto pode ser feito por qualquer método capaz de prever as parcelas da carga total que serão absorvidas ao longo do fuste e pela base. Um bom método que serve a este propósito, é o método de cálculo de capacidade de carga em estacas proposto por AOKI e VELLOSO (5).

Conhecendo-se o modo de transferência de carga, pode-se, então, iniciar a discretização para o cálculo do deslocamento vertical no ponto imediatamente abaixo da base da estaca. Este valor, somado ao encurtamento elástico submetido ao fuste pela distribuição de carga axial, prevista pelo modo de transferência de carga, fornece o valor do deslocamento vertical para a cabeça da estaca.

Como os recalques devidos a cada carga concentrada discretizada são calculados imediatamente abaixo da base, o valor do módulo de elasticidade desta região deve ser avaliado com muito cuidado.

A heterogeneidade inerente aos solos naturais é considerada

indiretamente através do método que venha a estimar o modo de transferência de carga, e diretamente pela distribuição linear com a profundidade prevista na discretização do fuste.

II.3. DISCRETIZAÇÃO.

As figuras II.3.1, II.3.2 e II.3.3 resumem o esquema usado para a discretização.

A carga vertical total aplicada na cabeça de uma estaca pode ser dividida em duas parcelas, a carga absorvida pelo solo ao redor do fuste, P_s e a carga que chega à base da estaca, P_b .

O método considera uma distribuição linear com a profundidade, para a tensão cisalhante ao longo do fuste, permitindo que se imponha uma profundidade para o início e o fim da região que transfere carga ao solo, D_1 e D_2 , respectivamente.

Assim;

$$f_1 = \tau_0(D_1) \cdot 2\pi \cdot r_0 \quad (\text{II.3.1})$$

$$f_2 = \tau_0(D_2) \cdot 2\pi \cdot r_0 \quad (\text{II.3.2})$$

$$\frac{f_1}{f_2} = r_3 \quad (\text{II.3.3})$$

onde:

f_1 - taxa de carga que o solo absorve na profundidade D_1 ;

f_2 - taxa para D_2 ;

Para o uso da equação de Mindlin relativa a deslocamento vertical, devem-se definir as seguintes variáveis,

P - valor da força concentrada vertical aplicada no interior do maciço;

c - profundidade de aplicação da carga concentrada;

x,y,z - sistema de eixos local, com o eixo oz coincidindo com a linha de ação de P;

x,y,z - coordenadas do ponto (B) onde se deseja calcular o deslocamento vertical;

r - distância horizontal do ponto B ao eixo oz;

G - módulo de elasticidade transversal do solo;

ν - coeficiente de Poisson do solo;

As fórmulas que se seguirão serão referentes a um sistema global de coordenadas OXYZ, com a origem na superfície do maciço. O sistema local oxyz é assumido como paralelo ao sistema global.

Para um elemento de fundação cilíndrico tem-se:

X_A, Y_A, Z_A - coordenadas do centro da base da estaca, chamado de ponto A;

R_s - raio do fuste;

R_b - raio da base;

A discretização da base da estaca é regida pelas seguintes expressões:

$$P_{i,j} = \frac{P_b}{n_1 \cdot n_2} \quad (\text{II.3.4})$$

onde:

$P_{i,j}$ - força vertical aplicada no centróide de cada sub-área;

n_1 - número de sub-divisões da circunferência;

n_2 - número de sub-divisões do raio;

$n_1 \cdot n_2$ - número de sub-áreas.

$$S_{i,j} = \frac{\pi \cdot R_b^2}{n_1 \cdot n_2} \quad (\text{II.3.5})$$

onde:

$S_{i,j}$ - área de cada subárea;

i - índice que indica localização da sub-área no sentido da circunferência;

j - índice que indica localização no sentido do raio;

Outras variáveis geométricas necessárias para a aplicação da formulação de Mindlin são:

$$r_0^2 = \left(X_A - X_B \right)^2 + \left(Y_A - Y_B \right)^2 \quad (\text{II.3.6})$$

$$R_1 = \left[(z - c)^2 + r_{i,j}^2 \right]^{1/2} \quad (\text{II.3.7})$$

$$R_2 = \left[(z + c)^2 + r_{i,j}^2 \right]^{1/2} \quad (\text{II.3.8})$$

$$r_{i,j}^2 = r_0^2 + \rho_{i,j}^2 - 2 \cdot r_0 \cdot \rho_{i,j} \cdot \cos \beta_i \quad (\text{II.3.9})$$

onde:

$$c = Z_A \quad (\text{II.3.10})$$

$$\beta = \frac{\pi}{n_1} \cdot (2 \cdot i - 1) \quad (\text{II.3.11})$$

$$\theta = \frac{\pi}{n_1} \quad (\text{II.3.12})$$

$$\rho_{i,j} = \frac{2 \cdot \sin \theta}{3 \cdot \theta} \frac{R_b}{(n_2)^{1/2}} \left[j^{3/2} - (j-1)^{3/2} \right] \quad (\text{II.3.13})$$

z - profundidade do ponto em que se deseja calcular o recalque;

c - profundidade da base da estaca.

A discretização do fuste da estaca é dada por:

$$P_{i,k} = \frac{(D_2 - D_1)}{2 n_3} \cdot \left[2 \cdot f_1 - \frac{(2 \cdot k - 1)}{n_3} \cdot (f_1 - f_2) \right] \quad (\text{II.3.14})$$

$P_{i,k}$ - força vertical que atua no centróide do elemento de área lateral;

n_3 - número de sub-divisões do comprimento da estaca que transmite cargas ao solo $(D_2 - D_1)$;

k - indica localização da sub-área lateral no sentido do comprimento;

$$f_2 = \frac{P_s}{n_1 \cdot (1 + r_3) \cdot (D_2 - D_1)} \quad (\text{II.3.15})$$

$$f_1 = r_3 \cdot f_2 \quad (\text{II.3.16})$$

$$S_{i,k} = \frac{2\pi \cdot R \cdot (D_2 - D_1)}{n_1 \cdot n_3} \quad (\text{II.3.17})$$

onde:

r_3 - coeficiente de variação linear do modo de transferência de carga;

$S_{i,k}$ - área de cada sub-área lateral;

Outras variáveis geométricas são necessárias para a aplicação da formulação de Mindlin:

$$r_0^2 = (X_A - X_B)^2 + (Y_A - Y_B)^2 \quad (\text{II.3.18})$$

$$c_K = D_1 + \frac{(D_2 - D_1)}{n_3} \cdot (K-1) + \left\{ \frac{\frac{(D_2 - D_1)}{n_3} \cdot \left[f_1 + (f_1 - f_2) \left(\frac{1-3.K}{3.n_3} \right) \right]}{2.f_1 - (f_1 - f_2) \cdot \left(\frac{2.K-1}{n_3} \right)} \right\} \quad (\text{II.3.19})$$

$$\beta_i = \frac{2\pi \cdot i}{n_1} \quad (\text{II.3.20})$$

$$r_i^2 = r_0^2 + R_s^2 - 2 \cdot r_0 \cdot R_s \cdot \cos \beta_i \quad (\text{II.3.21})$$

$$R_1 = \left[(z - C_k)^2 + r_i^2 \right]^{1/2} \quad (\text{II.3.22})$$

$$R_2 = \left[(z + C_k)^2 + r_i^2 \right]^{1/2} \quad (\text{II.3.23})$$

onde:

z - profundidade onde se deseja calcular o recalque.

Desta forma fica determinada toda a discretização para uma estaca cilíndrica, com n_1 sub-divisões na circunferência, n_2 sub-divisões no raio e n_3 sub-divisões no comprimento.

A expressão de Mindlin que permite calcular os recalques em um ponto do interior do maciço, devido à aplicação de uma carga vertical em um outro ponto do maciço é:

$$w = \frac{P}{16\pi \cdot G \cdot (1-\nu)} \cdot \left\{ \frac{(3-4\nu)}{R_1} + \left[\frac{8 \cdot (1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} \right] + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \right. \\ \left. + \left[\frac{(3-4\nu) \cdot (z+c)^2 - 2 \cdot c \cdot z}{R_2^3} \right] + \left[\frac{6 \cdot c \cdot z \cdot (z+c)^2}{R_2^5} \right] \right\} \quad (\text{II.3.24})$$

onde P representa a carga concentrada, G e ν são relativas à rigidez do solo, e R_1 , R_2 e c são relativos à posição da força concentrada. Os valores de R_1 , R_2 e c são definidos para o caso da discretização da base e do fuste. No primeiro caso variam em função de i e j, e no segundo em função de i e k.

Finalmente o recalque resultante do sistema estaticamente equivalente ao carregamento de uma estaca verticalmente carregada, em um ponto com profundidade igual a z, é:

$$w_R(z) = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} w(z) + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} w(z) \quad (\text{II.3.25})$$

CAPÍTULO III

ESTIMATIVA DE RECALQUES ATRAVÉS DE MODELO ELÁSTICO ANALÍTICO.

III.1. INTRODUÇÃO.

Apesar de métodos mais elaborados e de mais difícil implementação, como o Método dos Elementos Finitos, ou Método dos Elementos de Contorno, fornecerem boas previsões das distribuições de tensão e de deslocamento ao longo de estacas para problemas específicos, eles têm uso restrito na prática da Engenharia.

RANDOLPH (6) estudou a deformação de uma estaca isolada carregada verticalmente, considerando as cargas transferidas pela base e pelo fuste, separadamente. Uma solução fechada aproximada foi proposta e aferida com auxílio de métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos.

III.2. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS.

As variáveis básicas no sistema estaca-solo são:

w - recalque da estaca;

P - carga aplicada;

l - comprimento da estaca;

r_o - raio do fuste da estaca;

E_p - Módulo de Elasticidade Longitudinal da estaca;

G - Módulo de Elasticidade Transversal ou Módulo Cisalhante do solo;

ν - coeficiente de Poisson do solo.

O Módulo Cisalhante do solo é usado em lugar de seu Módulo de Young, porque a deformação que ocorre no solo adjacente à estaca é principalmente cisalhante e também porque o módulo de elasticidade transversal não é afetado pelas condições de carregamento, a saber: drenado ou não drenado.

No que tange ao Coeficiente de Poisson da estaca, seu segundo parâmetro elástico, considera-se que sua influência tem efeito insignificante no comportamento Carga-Recalque, uma vez que a relação entre os módulos de Young da estaca e do solo é muito grande.

III.3. ANÁLISE DA ESTACA PELA SEPARAÇÃO DAS CARGAS TRANSMITIDAS PELO FUSTE E PELA BASE.

O modelo para a análise está ilustrado na figura (III.3.1(a)), onde o solo afetado pela estaca é dividido em duas camadas por um plano horizontal que contém a superfície da base da estaca.

Inicialmente é assumido que a camada superior se deforma exclusivamente devido às cargas transferidas pelo fuste, e a camada inferior, por sua vez, exclusivamente devido a carga que chega à base. A figura (III.3.1(b)) mostra os diferentes padrões de deformação assumidos pelo limite inferior da camada superior e pelo limite superior da camada inferior. Essa diferença gera interações nesta interface, que a priori não serão consideradas. Esta simplificação, portanto, leva à uma solução não-exata do problema. Entretanto, esta hipótese torna-se, aceitável do ponto de vista de engenharia, quando se afere o problema com auxílio de métodos numéricos como o Método dos Elementos Finitos. Dessa forma, os deslocamentos ao longo do plano de separação somente serão iguais na base e para pontos a grandes distâncias do fuste.

III.3.1. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO.

Tomando como base a figura (III.3.2.(b)), pode-se determinar as equações diferenciais parciais de equilíbrio de um elemento de solo em coordenadas cilíndricas, denotadas por (r, θ, z) .

Chamando de:

δ_r - incremento na direção do raio;

δ_θ - incremento angular;

δ_z - incremento de profundidade;

r - distância à origem da faceta r interna;

σ_r - tensão total radial, (considerando compressão como positiva);

τ - tensão cisalhante entre cilindros concêntricos;

têm-se:

$$A_z = r \cdot \delta_r \cdot \delta_\theta + \frac{\delta r^2}{2} \delta_\theta \quad (\text{III.1.a})$$

$$A_\theta = \delta_r \cdot \delta_z \quad (\text{III.1.b})$$

$$A_{ri} = r \cdot \delta_z \cdot \delta_\theta \quad (\text{III.1.c})$$

$$A_{re} = (r + \delta_r) \cdot \delta_z \cdot \delta_\theta; \quad (\text{III.1.d})$$

onde:

A_z - área perpendicular ao eixo z ;

A_θ - área perpendicular à θ ;

A_{ri} - área perpendicular ao eixo r , faceta interna;

A_{re} - área perpendicular ao eixo r , faceta externa.

Fazendo o equilíbrio de forças na direção r , vem:

$$\begin{aligned} & \sigma_r \cdot r \cdot \delta_z \cdot \delta_\theta - \left(\sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \cdot \delta_r \right) \cdot (r + \delta_r) \cdot \delta_z \cdot \delta_\theta + \\ & + \left(r \cdot \delta_r \cdot \delta_\theta + \frac{\delta_r^2}{2} \cdot \delta_\theta \right) \cdot \left[\tau - \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial z} \delta_z \right) \right] + 2 \cdot \sigma_\theta \cdot \delta_r \cdot \delta_z \cdot \sin \left(\frac{\delta_\theta}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (\text{III.2})$$

desprezando-se o infinitésimo de segunda ordem e considerando-se o seno do infinitésimo como sendo o próprio infinitésimo, tem-se:

$$-\sigma_r \cdot \delta_r \cdot \delta_z \cdot \delta_\theta - \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \cdot r \cdot \delta_r \cdot \delta_z \cdot \delta_\theta - \frac{\partial \tau}{\partial z} r \cdot \delta_r \cdot \delta_z \cdot \delta_\theta + \sigma_\theta \cdot \delta_r \cdot \delta_z \cdot \delta_\theta = 0 \quad (\text{III.3})$$

tomando um volume unitário para o elemento de volume:

$$-\sigma_r - \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \cdot r - \frac{\partial \tau}{\partial z} \cdot r + \sigma_\theta = 0 \quad (\text{III.4})$$

ou ainda,

$$\frac{\partial}{\partial r} (r \cdot \sigma_r) + r \cdot \frac{\partial \tau}{\partial z} = \sigma_\theta \quad (\text{III.5})$$

Fazendo, por sua vez o equilíbrio de forças na direção z, ou seja, equilíbrio vertical, vem:

$$\begin{aligned} & -\tau \cdot r \cdot \delta_z \cdot \delta_\theta + \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial r} \cdot \delta_r \right) \cdot \left[\delta_z \cdot \delta_\theta (r + \delta_r) \right] + \\ & + \left(r \cdot \delta_r \cdot \delta_\theta + \frac{\delta_r^2}{2} \cdot \delta_\theta \right) \cdot \left[-\sigma_z + \left(\sigma_z + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \right) \right] = 0 \end{aligned} \quad (\text{III.6})$$

tomando as mesmas considerações a respeito dos infinitésimos feitas anteriormente, tem-se:

$$\tau + \frac{\partial \tau}{\partial r} \cdot r + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \cdot r = 0 \quad (\text{III.7})$$

ou ainda:

$$\frac{\partial}{\partial r} (\tau \cdot r) + r \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad (\text{III.8})$$

As equações (III.5) e (III.8) constituem-se em casos particulares das chamadas Equações de Equilíbrio da mecânica dos contínuos, em coordenadas cilíndricas. Note-se estas duas equações são Equações Diferenciais Parciais Lineares, e portanto aplicáveis mesmo quando não se consideram as forças de massa existentes em um maciço contínuo, ou seja, somente para os acréscimos de tensão provocados por eventuais carregamentos posteriores.

Tendo em vista estas duas equações, algumas considerações serão feitas para se determinar a interação do fuste com a camada superior, e da camada inferior com a camada superior.

III.3.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A CAMADA SUPERIOR.

O modo principal de deformação da camada superior será o cisalhamento de cilindros concêntricos ao eixo da estaca, como proposta por Cooke (1974) e Frank (1975); figura (III.3.2.(a)).

Quando a estaca é carregada vertical e axialmente, o aumento nas tensões cisalhantes, τ , nas vizinhanças do fuste será, muito maior que o aumento nas tensões verticais, σ_z , e assim a equação de equilíbrio (III.8) poderá ser aproximada, tomando-se $\partial \sigma_z / \partial z$ com valor relativo muito pequeno.

Assim:

$$\frac{\partial}{\partial r} (r \cdot \tau) \cong 0 \quad (\text{III.9})$$

A relação acima será de suma importância para a dedução das equações para deslocamentos e tensões, subsequentes.

A equação (III.9) nos diz que o produto entre o acréscimo de tensão cisalhante, atuante entre cilindros de solo, e a distância desta interface ao eixo da estaca, será aproximadamente constante. Ou seja, grandezas, aproximadamente, inversamente proporcionais.

A desconsideração da segunda parcela da equação (III.8) nos permite tirar estas conclusões e resolver por sua vez a equação (III.9), integrando-se em r .

$$\frac{\partial}{\partial r} (r \cdot \tau) = 0 \quad ;$$

ou em termos de derivadas totais:

$$\frac{d}{dr} (r \cdot \tau) = 0 \quad (\text{III.10})$$

que dá:

$$(r \cdot \tau) = \text{Con} \quad (\text{III.11})$$

onde:

Con - constante de integração

r_0 - raio do fuste da estaca

da condição de contorno genérica:

$$\tau = F(r)$$

$$\tau_0 = F(r_0) \quad \text{ou} \quad \tau(r_0) = \tau_0 \quad ; \quad (\text{III.12})$$

e:

$$C_{on} = \tau_0 \cdot r_0$$

resultando como solução de (III.10).

$$\tau = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{r} \quad (III.13)$$

A deformação transversal em um solo é definida, tomando as reduções de ângulo como positivas, como:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r} \quad (III.14)$$

onde:

u - deslocamento radial;

w - deslocamento vertical;

γ - deformação transversal;

No caso de estacas vertical e axialmente carregadas, efetivamente os deslocamentos radiais gerados pelo acréscimo de tensões são desprezíveis e podem ser desprezados sem maiores ônus ao desenvolvimento teórico.

O deslocamento pode, então, ser calculado por integração a partir da equação (III.14).

$$\frac{dw}{dr} = \gamma$$

e;

$$w_s = \int_{r_0}^{\infty} \gamma \cdot dr = \int_{r_0}^{\infty} \frac{\tau}{G} dr \quad (III.15)$$

$$w_s = \int_{r_0}^{\infty} \frac{\tau_0 \cdot r_0}{r \cdot G} dr = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \int_{r_0}^{\infty} \frac{dr}{r} \quad (\text{III.16})$$

onde:

w_s - deslocamento vertical do fuste, considerando-o rígido;

r_0 - raio do fuste.

A expressão (III.16) deve ser melhor analisada, pois implica em um valor teoricamente infinito para o deslocamento vertical, o que é claramente irreal.

O que ocorre é que a segunda parcela da equação (III.8) foi desprezada. Reorganizando a equação (III.7) chega-se à:

$$\frac{\partial \tau}{\partial r} = - \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - \frac{\tau}{r} \quad (\text{III.17})$$

A parcela $(\partial \sigma_z / \partial z)$ tem valor relativo à parcela (τ/r) reduzido, e por isso foi descartada para se chegar à equação (III.13). Porém, sabe-se também, que ela assume valores negativos e portanto a taxa de variação de τ com r será menor em termos absolutos do que τ/r , ou seja, τ atinge valores pequenos mais lentamente do que a expressão (III.13) prevê. Seguindo este raciocínio, pode-se concluir que há um determinado r , para o qual a primeira parcela suplanta a primeira. Neste ponto a variação de τ com r será muito pequena e também o serão os valores absolutos da tensão cisalhante τ , podendo ser negligenciados para fins de engenharia. Este valor limite de r foi denominado de " r_m " por Cooke (1974) e Frank (1975).

Desta forma, podemos estabelecer um limite finito para a integral da equação (III.16), igual ao valor de r_m .

Assim a equação (III.16) torna-se:

$$w_s = \xi \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \quad (\text{III.18})$$

sendo;

$$\xi = \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \quad (\text{III.19})$$

ξ - coeficiente adimensional para o raio de influência;

r_m - raio de influência; raio para o qual as tensões cisalhantes passam a ser desprezíveis.

Para que se tenha uma relação entre o deslocamento do fuste e a tensão cisalhante que age no maciço de solo ao seu redor, deve-se determinar um valor apropriado para o raio de influência. RANDOLPH (6) discute o cálculo de r_m , admitindo-o como função da interação da camada superior com a inferior e do comprimento da estaca.

Como será discutido nas seções posteriores, o efeito da base da estaca na segunda camada, considerada separadamente, se dá como um funcionamento rígido, tratado através da teoria da elasticidade. A variação do recalque provocado pela base ao longo da superfície da camada inferior, ou seja, em relação à r é mais abrupta, isto é, decai mais rapidamente do que a variação logarítmica proposta na equação (III.18). Em outras palavras, ao nível da base da estaca, para valores de r maiores que r_0 , os deslocamentos calculados pela formulação proposta para a primeira camada serão maiores do que aqueles fornecidos pela consideração do funcionamento elástico da segunda camada. Essa discrepância, faz com que a camada inferior haja como uma restrição ao deslocamento da camada superior, surgindo, por conseqüência, incrementos de tensões verticais, σ_z , ao longo da interface.

Estes incrementos de tensão vertical de compressão, positivos por

definição, são máximos ao nível da base e diminuem a medida que se aproximam da superfície, devendo ser nulos quando a atingirem. Para o sistema de eixos adotado, a variação de σ_z com z , gerada por esta interação será positiva.

À vista da equação (III.17), pode-se concluir que o decaimento de τ com r será maior quando se considera a presença da segunda camada. Implica em se dizer que o valor de r_m , será portanto, menor. Devido à variação de $\partial\sigma_z/\partial z$ com z , o valor de r_m também será afetado, tendo seu ponto máximo junto a superfície e seu ponto mínimo junto a base. Convém notar que esta variação em r_m não é muito grande, pois o valor de $\partial\sigma_z/\partial z$, nestas condições, também não assume valores muito maiores que τ/r .

Para quantificar r_m , deve-se estimar quais grandezas o afetariam mais, relacioná-las e, depois com auxílio de resultados de métodos numéricos, aferi-los.

Em primeiro lugar como já se mostrou, r_m é reduzido em virtude da presença de $\partial\sigma_z/\partial z$ maior que zero. Por sua vez, sabe-se que o valor do recalque calculado na superfície do semi-espaco homogêneo abaixo da base é proporcional à $(1-\nu)$, onde ν é o coeficiente de Poisson do solo, de acordo com a solução de Boussinesq (TIMOSHENKO e GOODIER, (7)). Ver seções seguintes. Assim, as tensões geradas pela incompatibilidade dos padrões de deslocamentos no plano da base terão uma variação, de alguma forma parecida, com a proporção inversa à $(1-\nu)$.

Ou:

$$w_b \propto (1-\nu) \quad (III.20)$$

$$\frac{\partial\sigma_z}{\partial z} \propto \frac{1}{w_b} \quad e \quad (III.21)$$

$$\frac{\partial\sigma_z}{\partial z} \propto \frac{1}{(1-\nu)} \quad (III.22)$$

onde:

w_b - deslocamento vertical da base;
 ν - coeficiente de Poisson do solo.

se:

$$r_m \propto \frac{1}{\left(\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \right)} \quad (\text{III.23})$$

então:

$$r_m \propto (1-\nu) \quad (\text{III.24})$$

O valor médio de r_m , também será diretamente proporcional ao comprimento da estaca, l . O que de certa forma é intuitivo, pois é lógico se esperar que o raio de influência seja maior para estacas mais longas.

Assim:

$$r_m \propto l \cdot (1-\nu) \quad (\text{III.25})$$

Compararam-se os deslocamentos verticais em função de r , previstos pela equação (III.18), com os resultados fornecidos pela análise da equação integral. Na metade de uma estaca com comprimento de 40 vezes o próprio raio, para os dois valores extremos de ν ($\nu=0$ e $\nu=0,5$), RANDOLPH (6) encontrou $r_m \cong 93.r_0$ para $\nu=0$, e $r_m \cong 52.r_0$ para $\nu = 0,5$. Com estes valores o coeficiente de proporcionalidade na equação (III.25) pode ser determinado como 2,325 para $\nu = 0$ e 2,600 para $\nu=0,5$. Concluiu-se, então, que um valor apropriado para o referido coeficiente de proporcionalidade seria igual a 2,5. Dessa forma, a proporção (III.25) passa a ser a equação:

$$r_m = 2,5.l.(1-\nu) \quad (\text{III.26})$$

Nas análises seguintes, a variação de r_m com a profundidade é ignorada, e um único valor médio para r_m é tomado, tendo em vista, as considerações feitas anteriormente.

III.3.3. CONSIDERAÇÃO DA FLEXÃO DA CAMADA SUPERIOR.

Observando-se a equação (III.5) e considerando-se que a parcela $\partial\tau/\partial z$ é diferente de zero, conclui-se que σ_θ e σ_r , também devem ser não nulos. Portanto a existência de σ_θ e σ_r reflete a flexão, e não somente o cisalhamento puro que existe na camada superior.

Com o objetivo de estimar a influência da componente de flexão no deslocamento vertical, RANDOLPH (6) utilizou-se de três modelos de carregamento atuando na camada superior, tomada como sendo um "prato" fino centralmente carregado. O método de análise empregado foi o Método dos Elementos Finitos. Como conclusão desse estudo pode-se afirmar que a deformação devida à flexão depende dos valores do módulo de elasticidade transversal e do coeficiente de Poisson, enquanto que devido ao cisalhamento, depende exclusivamente do módulo transversal. Segundo WROTH (1971) o valor do módulo transversal é pouco ou muito pouco afetado de acordo com condições drenadas ou não-drenadas de carregamento. Sendo assim, somente a componente de flexão afetaria o comportamento de consolidação do solo ao redor da estaca.

Quantitativamente, levando-se em conta o efeito de ν variando de 0,5 a 0,0, a influência máxima sobre o deslocamento vertical seria de apenas 5%. A componente cisalhante da deflexão, portanto predomina e a expressão

$$w = w_s - \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \cdot \ln \left(\frac{r}{r_0} \right) \quad (\text{III.27})$$

caso geral da equação (III.18) fornece uma boa aproximação para a variação do deslocamento vertical, w , com o raio, r .

Esta afirmação foi confirmada experimentalmente por Cooke (1974), e Cooke, Price e Tarr (1978), através de testes em mini-estacas na argila de Londres.

Assim a equação (III.18) junto com a (III.26) fornece o deslocamento total do fuste da estaca em termos das tensões cisalhantes que agem junto ao fuste, ao longo da profundidade da estaca.

III.3.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE A CAMADA INFERIOR.

A camada inferior, tomada separadamente, recebe o carregamento da base da estaca, na sua superfície "livre" e seu modo de deformação será descrito como um puncionamento rígido; segundo (TIMOSHENKO e GOODIER, (7))

$$w_B = \frac{P_b (1-\nu)}{4 \cdot r_0 \cdot G} \cdot n \quad (III.28)$$

onde;

P_b - carga que chega à base;

ν - coeficiente de Poisson da camada inferior;

r_0 - raio do fuste;

G - módulo de elasticidade transversal da camada inferior;

n - fator introduzido para considerar a distância da base à superfície do terreno, "fator de profundidade".

O fator n representa a influência da camada superior sobre a inferior. Originalmente, foi introduzido para se considerar o efeito resistente da parte de solo compreendida entre a profundidade de aplicação da carga e a superfície do terreno, em ensaios de placa realizados em poços

de sondagem.

Fox (1948) estudou o problema para áreas carregadas dentro da massa de solo, ou seja, enterradas, a uma profundidade h . Ele mostrou que para valores de $h/d > 6$, (onde d é o diâmetro da área carregada), um fator de $1/2$ deve ser usado.

Para o caso de ensaios de placa em poços de sondagens abertos o valor de n deve ser bem diferente. Burland (1969) mostrou, por meio de análise através de elementos finitos, que o valor limite para n seria de aproximadamente 0,85.

Para o presente caso, quando a área carregada é a base de uma estaca, têm-se uma terceira situação. Onde não há solo, mas também não existe um poço aberto diretamente acima da área carregada. O solo acima não possui condições de resistir aos esforços transferidos pela base, uma vez que já está submetido às tensões provenientes da carga transferida pelo fuste, portanto, n deve assumir um valor maior que 0,85, provavelmente próximo à unidade.

Para o caso de estacas com base alargada, deve-se proceder alguns ajustes com base na equação (III.28). Nesta situação a base, agora, possui solo diretamente acima dela, e o raio que deve ser considerado deve ser o raio da base, r_b . Portanto, n deve ser substituído por $n' \cdot (r_0/r_b)$. O nível de tensões cisalhantes, imediatamente acima da base alargada, tende a ser muito pequeno, o que se reflete no coeficiente n' . No entanto, se considerarmos a primeira camada como terminando no topo da base alargada, podemos considerar n' como sendo equivalente à n , uma vez que o comprimento efetivo do fuste da estaca é diminuído pelo valor da altura da base alargada.

III.3.5. REUNIÃO DA CAMADA SUPERIOR E INFERIOR PARA ESTACAS RÍGIDAS EM MEIO HOMOGÊNEO.

Combinando os resultados mostrados para cada uma das camadas, torna-se relativamente fácil produzir uma solução para estimar com razoável acurácia a deformação de uma estaca rígida em um solo homogêneo e linearmente elástico.

Para chegar a uma solução nestas condições, foi considerado que as tensões cisalhantes ao longo do fuste são constantes com a profundidade, assim como também o é o valor do raio de influência, r_m , uma vez que o fuste é tido como indeformável.

Sendo:

$$P_s = 2\pi \cdot r_o \cdot \tau_o \cdot l \quad (\text{III.29})$$

onde:

P_s - carga transferida ao solo pelo fuste;

τ_o - tensão cisalhante junto ao fuste;

l - comprimento da estaca.

portanto rearranjando a equação (III.29):

$$\tau_o = \frac{P_s}{2\pi \cdot r_o \cdot l} \quad (\text{III.30})$$

usando a equação (III.18)

$$w_s = \xi \frac{\tau_o \cdot r_o}{G}$$

chega-se a:

$$\frac{P_s}{w_s} = \frac{2\pi \cdot G \cdot l}{\xi} \quad (\text{III.31})$$

P_s/w_s - relação entre a carga absorvida pelo fuste e o recalque nele provocado;

ξ - coeficiente adimensional para o raio de influência.

No que diz respeito à camada inferior da equação (III.28) vem:

$$\frac{P_b}{w_b} = \frac{4 \cdot r_o \cdot G}{(1-\nu) \cdot n} \quad (\text{III.32})$$

Como a hipótese é de fuste rígido, pode-se dizer que:

$$w_t = w_s = w_b \quad (\text{III.33})$$

onde:

w_t - deslocamento da cabeça da estaca.

e:

$$P_t = P_s + P_b \quad (\text{III.34})$$

onde:

P_t - carga aplicada na cabeça da estaca.

Considerando-se (III.33) e (III.34) pode-se escrever;

$$\frac{P_t}{w_t} = \frac{P_s}{w_t} + \frac{P_b}{w_t}$$

ou

$$\frac{P_t}{w_t} = \frac{P_s}{w_s} + \frac{P_b}{w_b} \quad (\text{III.35})$$

Usando as equações (III.31) e (III.32) em (III.35).

$$\frac{P_t}{w_t} = \frac{2\pi \cdot G \cdot l}{\xi} + \frac{4 \cdot r_0 \cdot G}{(1-\nu) \cdot n}$$

ou

$$\frac{P_t}{G \cdot r_0 \cdot w_t} = \frac{4}{(1-\nu) \cdot n} + \frac{2\pi \cdot l}{r_0 \cdot \xi} \quad (\text{III.36})$$

onde:

$\frac{P_t}{G \cdot r_0 \cdot w_t}$ - relação adimensional entre carga aplicada na cabeça e o recalque correspondente;

ν - coeficiente de Poisson do solo;

G - módulo de elasticidade transversal do solo, homogêneo;

$$n = r_0 / r_b$$

$$\xi = \ln \left(\frac{2,5 \cdot l \cdot (1-\nu)}{r_0} \right)$$

A equação (III.36) resume o relacionamento entre as variáveis relevantes, para o caso de uma estaca rígida em um meio homogêneo e linearmente elástico.

A relação entre o valor de carga que é aplicada na cabeça e a que chega à base, está implícita na equação (III.36) e pode ser explicitada da forma a seguir:

$$\frac{P_b}{P_t} = \frac{P_b}{P_b + P_s} = \frac{1}{1 + \frac{P_s}{P_b}} \quad (\text{III.37})$$

usando as equações (III.31) e (III.32) têm-se:

$$\frac{P_b}{P_t} = \frac{1}{1 + \left(\frac{w_s \cdot 2\pi \cdot G \cdot l}{\xi} \right) \cdot \left[\frac{(1-\nu) \cdot n}{w_b \cdot 4 \cdot r_0 \cdot G} \right]}$$

o que dá considerando (III.33):

$$\frac{P_b}{P_t} = \left[1 + \frac{\pi \cdot n \cdot (1-\nu) \cdot l}{2 \cdot \xi \cdot r_0} \right]^{-1} \quad (\text{III.38})$$

III.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À DEFORMAÇÃO PARA ESTACAS COMPRESSÍVEIS.

Nas seções precedentes foram analisadas e deduzidas relações para a situação em que a estaca é rígida, ou pelo menos nos casos em que a relação entre o módulo de Elasticidade Longitudinal da estaca e o módulo de Elasticidade Transversal do solo, é muito grande.

Para os casos reais encontrados no projeto e execução de fundações em estacas, essa relação possui um valor finito. E a priori, deve ser determinado para se estimar o comportamento à deformação do sistema solo-estaca, quando se considera não só o solo se deformando, mas também a estaca se deformando compativelmente ao longo de seu comprimento.

Para tal situação, é necessário modificar a análise anterior. A equação (III.18) deve ser escrita sob nova forma:

$$w_s(z) = \xi \frac{\tau_0(z) \cdot r_0}{G} \quad (\text{III.39})$$

onde a tensão cisalhante junto ao fuste varia, agora, com a profundidade, e da mesma forma o deslocamento vertical ao longo do fuste, já que a estaca é compressível.

A deformação axial da estaca pode ser descrita em função de z , como:

$$\varepsilon(z) = - \frac{dw_s(z)}{dz} \quad (\text{III.40})$$

o sinal negativo se deve ao fato que o deslocamento vertical da estaca diminui à medida que z cresce, ou à medida que se aproxima da base.

A taxa de variação da carga atuante no fuste da estaca é função da tensão cisalhante mobilizada na interface estaca-solo ao longo da profundidade e pode ser expressa por:

$$\frac{dP(z)}{dz} = - 2\pi \cdot r_0 \cdot \tau_0(z) \quad (\text{III.41})$$

Para o fuste da estaca podemos supor que a deformação é estritamente elástica e portanto;

$$\varepsilon(z) = \frac{\sigma_p(z)}{E_p} \quad (\text{III.42})$$

onde:

$\sigma_p(z)$ - tensão normal de compressão na estaca ao longo da profundidade;

E_p - módulo de Young da estaca;

Combinando as equações (III.40) e (III.42) vem:

$$\begin{aligned} \frac{dw_s(z)}{dz} &= \frac{-\sigma_p(z)}{E_p} \quad ; \quad \text{ou} \\ \frac{dw_s(z)}{dz} &= \frac{-P(z)}{\pi \cdot r_0^2 \cdot E_p} \end{aligned} \quad (\text{III.43})$$

Derivando a equação (III.43) em relação à z tem-se:

$$\frac{d}{dz} \left(\frac{dw_s(z)}{dz} \right) = - \frac{d}{dz} \left(\frac{P(z)}{\pi \cdot r_0^2 \cdot E_p} \right) ; \quad \text{ou}$$

$$\frac{d^2 w_s(z)}{dz^2} = - \frac{1}{\pi \cdot r_0^2 \cdot E_p} \frac{dP(z)}{dz} \quad (\text{III.44})$$

usando a equação (III.41), pode-se escrever:

$$\frac{d^2 w_s(z)}{dz^2} = \frac{2}{E_p \cdot r_0} \cdot \tau_0(z) \quad (\text{III.45})$$

A equação (III.45) é a equação diferencial que compatibiliza a transferência de carga, representada por $\tau_0(z)$, com o deslocamento vertical ao longo da profundidade da estaca.

Combinando a equação (III.45) com a equação (III.39), que é a equação que compatibiliza as tensões cisalhantes geradas no solo pela carregamento da estaca, com a sua deformação, chega-se finalmente a:

$$\frac{d^2 w_s(z)}{dz^2} = \frac{2 \cdot G}{E_p \cdot r_0 \cdot \xi \cdot r_0} w_s(z)$$

ou

$$\frac{d^2 w_s(z)}{dz^2} - \frac{2}{r_0^2 \cdot \xi \cdot \lambda} w_s(z) = 0 \quad (\text{III.46})$$

onde:

$$\xi = \ln \left(2,5 \frac{l}{r_0} (1-\nu) \right);$$

$$\lambda = E_p / G;$$

λ = relação entre a rigidez da estaca e do solo;

A relação (III.46) trata-se de uma equação diferencial linear, de segunda ordem, homogênea, com coeficientes constantes que governa o fenômeno da transferência de carga ao solo, e o consequente deslocamento produzido ao longo da profundidade.

Tomando:

$$\mu^2 = \frac{2}{r_0^2 \cdot \xi \cdot \lambda} \quad (\text{III.47})$$

a solução geral da equação diferencial (III.46) é da forma:

$$w_s(z) = A \exp(\mu \cdot z) + B \exp(-\mu \cdot z) \quad (\text{III.48})$$

Para chegar a solução particular deve-se lançar mão de duas condições de contorno.

A primeira condição de contorno vem da hipótese de se considerar a segunda camada como submetida a um funcionamento rígido, sendo assim, lembrando da equação (III.28), o recalque da estaca para $z = l$, ou seja, na base é

$$w_b(z = l) = \frac{P_b (1-\nu)}{4 \cdot r_0 \cdot G} \cdot n$$

e da solução geral:

$$w_b(z = l) = A \cdot \exp(\mu \cdot l) + B \cdot \exp(-\mu \cdot l)$$

portanto:

$$A \cdot \exp(\mu \cdot l) + B \cdot \exp(-\mu \cdot l) = \frac{P_b (1-\nu)}{4 \cdot r_0 \cdot G} \cdot n \quad (\text{III.49})$$

A segunda condição de contorno vem da equação (III.43) aplicada também na base da estaca, ou seja $z = l$:

$$\frac{dw_s(z=l)}{dz} = - \frac{P_z(z=l)}{\pi \cdot r_0^2 \cdot \lambda \cdot G} \quad ; \quad \text{ou}$$

$$\frac{dw_b}{dz} = - \frac{P_b}{\pi \cdot r_0^2 \cdot \lambda \cdot G} \quad (\text{III.50})$$

derivando a solução geral (III.48), vem:

$$\frac{dw_s(z)}{dz} = \mu [A \cdot \exp(\mu \cdot l) - B \cdot \exp(-\mu l)] \quad (\text{III.51})$$

portanto, das equações (III.50) e (III.51)

$$A \cdot \exp(\mu \cdot l) - B \cdot \exp(-\mu \cdot l) = \frac{-P_b}{\mu \cdot \pi \cdot r_0^2 \cdot \lambda \cdot G} \quad (\text{III.52})$$

Resolvendo as equações (III.49) e (III.52) para A e B, tem-se:

$$A = \frac{1}{2} \frac{P_b}{G \cdot r_0} \exp(-\mu \cdot l) \cdot \left[\frac{(1-\nu)}{4} \cdot n - \frac{1}{\pi \cdot r_0 \cdot \lambda \cdot \mu} \right] \quad (\text{III.53})$$

e

$$B = \frac{1}{2} \frac{P_b}{G \cdot r_0} \exp(\mu \cdot l) \cdot \left[\frac{(1-\nu)}{4} \cdot n + \frac{1}{\pi \cdot r_0 \cdot \lambda \cdot \mu} \right] \quad (\text{III.54})$$

que são as constantes da solução geral (III.48), calculadas para $z = l$.

Substituindo os valores de A e B na solução geral, tem-se a

solução particular:

$$w_s(z) = \frac{1}{2} \frac{P_b}{G \cdot r_0} \left\{ \left[\frac{(1-\nu)}{4} \cdot n - \frac{1}{\pi \cdot r_0 \cdot \lambda \cdot \mu} \right] \cdot \exp \mu \cdot (z-1) + \right. \\ \left. + \left[\frac{(1-\nu)}{4} \cdot n + \frac{1}{\pi \cdot r_0 \cdot \lambda \cdot \mu} \right] \cdot \exp \mu \cdot (1-z) \right\} \quad (III.55)$$

ou em uma notação mais compacta:

$$w_s(z) = \frac{P_b}{G \cdot r_0} \left\{ \frac{(1-\nu)}{4} \cdot n \cosh \left[\mu \cdot (1-z) \right] + \frac{1}{\pi \cdot r_0 \cdot \lambda \cdot \mu} \cdot \sinh \left[\mu \cdot (1-z) \right] \right\} \quad (III.56)$$

que é a solução para a distribuição do recalque ao longo do fuste.

Para se obter a distribuição da carga atuando ao longo do fuste, basta integrar a equação (III.41) usando $\tau_0(z)$ fornecido pelas equações (III.39) e (III.56).

Ou seja:

$$\frac{dP(z)}{dz} = - 2 \cdot \pi \cdot r_0 \cdot \tau_0(z) \quad (III.41) \text{ bis}$$

da equação (III.39)

$$\tau_0(z) = \frac{G}{\xi \cdot r_0} \cdot w_s(z) \quad (III.57)$$

Combinando-as:

$$\frac{dP(z)}{dz} = - \frac{2\pi \cdot P_b}{\xi \cdot r_0} \left\{ \frac{(1-\nu)}{4} \cdot n \cosh \left[\mu \cdot (1-z) \right] + \frac{1}{\pi \cdot r_0 \cdot \lambda \cdot \mu} \cdot \sinh \left[\mu \cdot (1-z) \right] \right\} \quad (III.58)$$

Integrando (III.58) em relação a z chega-se a:

$$P(z) = \frac{2\pi \cdot P_b}{\xi \cdot r_0} \left\{ \frac{(1-\nu)}{4 \cdot \mu} \cdot n \sinh [\mu \cdot (1-z)] + \frac{r_0 \cdot \xi}{2\pi} \cdot \cosh [\mu \cdot (1-z)] \right\} \quad (\text{III.59})$$

que é a distribuição do esforço de compressão axial ao longo do fuste da estaca.

Convém ressaltar neste ponto, que na edição original da Tese de Doutorado (RANDOLPH, (6)), no denominador da primeira parcela entre chaves, falta o valor de μ .

Para se obter uma expressão adimensional entre a carga aplicada e o recalque correspondente na cabeça, basta aplicar as equações (III.56) e (III.59), com $z = 0$ e relacioná-las.

Da equação (III.59)

$$P_t = \frac{2\pi \cdot P_b}{\xi \cdot r_0} \left\{ \frac{(1-\nu)}{4 \cdot \mu} \cdot n \sinh(\mu \cdot l) + \frac{r_0 \cdot \xi}{2\pi} \cdot \cosh(\mu \cdot l) \right\} \quad (\text{III.60})$$

e da equação (III.56).

$$w_t = \frac{P_b}{G \cdot r_0} \left[\frac{(1-\nu)}{4} \cdot n \cosh(\mu \cdot l) + \frac{1}{\pi \cdot r_0 \cdot \lambda \cdot \xi} \cdot \sinh(\mu \cdot l) \right] \quad (\text{III.61})$$

onde:

P_t - carga aplicada na cabeça;

P_b - carga que chega à base;

w_t - deslocamento vertical (recalque na cabeça);

G - módulo cisalhante do solo, considerado homogêneo.

Dividindo (III.60) por (III.61) chega-se à:

$$\frac{P_t}{w_t \cdot G \cdot r_0} = \frac{2\pi}{\xi \cdot r_0} \left\{ \frac{\frac{(1-\nu)}{4} \cdot n \cdot \sinh(\mu \cdot l) + \frac{r_0 \cdot \xi}{2\pi} \cdot \cosh(\mu \cdot l)}{\frac{(1-\nu)}{4} \cdot n \cdot \cosh(\mu \cdot l) + \frac{1}{\pi \cdot r_0} \cdot \lambda \cdot \xi \cdot \sinh(\mu \cdot l)} \right\} \quad (\text{III.62})$$

Dividindo o numerador e o denominador por $\sinh(\mu \cdot l)$ e rearranjando a expressão (III.62) chega-se finalmente a:

$$\frac{P_t}{w_t \cdot G \cdot r_0} = \left[\frac{4}{(1-\nu) \cdot n} + \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\text{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l} \right] \cdot \left[1 + \frac{4}{(1-\nu) \cdot n} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{1}{\lambda \cdot \pi} \cdot \frac{\text{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l} \right]^{-1} \quad (\text{III.63})$$

onde:

$$n = r_0 / r_b;$$

$$\xi = \ln \left[2,5 \cdot \frac{l}{r_0} \cdot (1-\nu) \right];$$

$$\mu = \left[\frac{2}{r_0^2 \cdot \xi \cdot \lambda} \right]^{1/2};$$

$$\lambda = E_p / G;$$

tgh - tangente hiperbólica;

ν - coeficiente de poisson do solo;

l - comprimento da estaca;

r_0 - raio do fuste;

r_b - raio da base;

E_p - módulo de Young da Estaca;

G - módulo cisalhante do solo.

A equação (III.63) constitui uma maneira muito rápida e simples de

estimar o comportamento carga-recalque da cabeça de uma estaca compressível sujeita a um carregamento vertical, axial e estático aplicado diretamente na sua cabeça.

Esta expressão resume de uma forma global, o modelo semi-analítico simples, proposto por RANDOLPH (6) para prever a deformação em estacas.

Na apresentação original da tese de doutoramento de RANDOLPH (6), não estão presentes as expressões apresentadas deste ponto em diante da presente tese, sendo todas desenvolvidas pelo autor. As exceções serão convenientemente salientadas.

III.5. OUTRAS EXPRESSÕES PARA O MODELO ANALÍTICO.

A expressão (III.63) fornece um valor único, global para a relação entre carga aplicada e recalque produzido, não proporcionando toda a compreensão possível do fenômeno permitida pelo modelo semi-analítico proposto.

Para se chegar a uma equação que forneça rapidamente a parcela da carga aplicada à cabeça que chega à base, pode-se recorrer à equação (III.59) e aplicá-la nos dois pontos em questão, e então relacioná-las.

Para $z = 0$, isto é, na cabeça da estaca, a equação (III.59) fornece a equação (III.60). Dividindo o valor de $P(z)$ na base, pela equação (III.60) vem:

$$\frac{P_b}{P_t} = \frac{P_b}{2\pi \cdot P_b} \left[\frac{(1-\nu)}{4 \cdot \mu} \cdot n \cdot \sinh(\mu \cdot l) + \frac{r_0 \cdot \xi}{2\pi} \cdot \cosh(\mu \cdot l) \right] \quad (III.64)$$

multiplicando o numerador e o denominador por $\left(\frac{1}{\cosh(\mu \cdot l)} \cdot \frac{4}{(1-\nu)n} \right)$ e rearrumando os termos vem:

$$\frac{P_b}{P_t} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu)n} \cdot \frac{1}{\cosh(\mu \cdot l)}}{\frac{4}{(1-\nu)n} + \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}} \right] \quad (\text{III.65})$$

que é a relação procurada. Faz-se também, aqui, comentar que esta relação não é originalmente apresentada na tese de doutoramento de RANDOLPH (6), mas, sim no Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas (1985) realizado em Porto Alegre, na sua página 25, volume I. No entanto nos anais desse simpósio, falta o fator $[\cosh(\mu \cdot l)]^{-1}$ no numerador da equação (III.65).

Analogamente, uma solução para a relação entre a parcela de carga absorvida pelo fuste e a carga total aplicada, também pode ser determinada, utilizando-se da equação (III.65).

$$\frac{P_s}{P_t} = \frac{P_t - P_b}{P_t} = 1 - \frac{P_b}{P_t} \quad (\text{III.66})$$

Assim:

$$\frac{P_s}{P_t} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu)n} \left[1 - \frac{1}{\cosh(\mu \cdot l)} \right] + \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}}{\frac{4}{(1-\nu)n} + \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}} \right] \quad (\text{III.67})$$

A equação (III.63) fornece um valor único, adimensional, para a relação $P_t/(w_t \cdot r_0 \cdot G)$, uma vez que todos os valores do lado direito da igualdade são conhecidos. Este número estima qual é o comportamento ao deslocamento da cabeça da estaca considerando-a como um todo, não distinguindo-se qual a influência relativa entre a contribuição do fuste e a contribuição da base.

Para se explicitar este tipo de relação, procede-se de forma

semelhante à dedução da equação (III.63).

A relação procurada é $P_s / (G \cdot r_0 \cdot w_t)$ em função dos mesmos parâmetros usados na equação (III.63).

Assim:

$$P_s = P_t - P_b \quad (\text{III.68})$$

e w_t vem da equação (III.61) e P_t da equação (III.60). Da definição de μ , equação (III.47), tem-se:

$$\frac{r_0 \cdot \xi}{2\pi} = \frac{1}{\pi \cdot r_0 \cdot \lambda \cdot \mu^2} \quad (\text{III.69})$$

e

$$\frac{P_s}{w_t} = \frac{\frac{2\pi \cdot P_b}{\xi \cdot r_0} \left[\frac{(1-\nu)}{4 \cdot \mu} \cdot n \cdot \sinh(\mu \cdot l) + \frac{r_0 \cdot \xi}{2\pi} \cdot \cosh(\mu \cdot l) \right] - P_b}{\frac{P_b}{G \cdot r_0} \left[\frac{(1-\nu)}{4} \cdot n \cdot \cosh(\mu \cdot l) + \frac{1}{\pi \cdot \lambda \cdot r_0 \cdot \mu} \cdot \sinh(\mu \cdot l) \right]}$$

ou:

$$\frac{P_s}{w_t \cdot r_0 \cdot G} = \left\{ \frac{\frac{4}{n(1-\nu)} \left[1 - \frac{1}{\cosh(\mu \cdot l)} \right] + \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\text{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}}{1 + \frac{4}{n(1-\nu)} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\text{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}} \right\} \quad (\text{III.70})$$

De forma análoga, pode-se também explicitar a contribuição da base no recalque total, ou

$$\frac{P_b}{w_t} = \frac{P_b}{\frac{P_b}{r_0 \cdot G} \left[\frac{(1-\nu)}{4} \cdot n \cdot \cosh(\mu \cdot l) + \frac{1}{\pi \cdot \lambda \cdot r_0 \cdot \mu} \cdot \sinh(\mu \cdot l) \right]} \quad \text{ou}$$

multiplicando o numerador e denominador pelo mesmo fator usado na equação

(III.64), chega-se a:

$$\frac{P_b}{w_t \cdot G \cdot r_0} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu)n} \cdot \frac{1}{\cosh(\mu \cdot l)}}{1 + \frac{4}{(1-\nu)n} + \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{l}{r} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}} \right] \quad (\text{III.71})$$

As equações (III.71) e (III.70) fornecem, respectivamente, em forma adimensional, a parcela do recalque total devido a ação da carga que chega à base, e a parcela devida às cargas que agem ao longo do fuste. Esta repartição entre fuste e estaca é de muita utilidade prática, pois permite se compreender a interação entre solo e estaca de uma forma mais clara e objetiva. Como não poderia deixar de ser, a soma das equações (III.70) e (III.71) leva diretamente à equação (III.63), que é a forma final da proposta de Randolph.

Quando se considera a compressibilidade da estaca, a primeira grandeza que se altera é a tensão cisalhante provocada no solo junto ao fuste da estaca, pois necessariamente, há que haver compatibilidade de deformação nesta interface, quando se aplica o modelo para regimes elásticos. Assim, a distribuição destas tensões cisalhantes com a profundidade torna-se de grande interesse. Para determinar esta distribuição, usa-se a expressão (III.57) junto com a expressão (III.56) e tem-se:

$$\tau_0(z) = \frac{P_b}{\xi \cdot r_0^2} \left\{ \frac{(1-\nu)n}{4} \cosh[\mu \cdot (l-z)] + \frac{1}{\pi \cdot r_0 \cdot \lambda \cdot \mu} \sinh[\mu \cdot (l-z)] \right\} \quad (\text{III.72})$$

A expressão (III.72) junto com as expressões (III.56) e (III.59) fornecem as distribuições com a profundidade de tensão cisalhante, deslocamento vertical e carga axial, respectivamente, que são as variáveis de interesse no problema. As três distribuições são expressas em termos da carga que chega à base, e devem ser utilizadas em conjunto com a equação

(III.65), que fornece o valor de P_b diretamente em função da carga total aplicada na cabeça, P_t , valor previamente conhecido.

De posse das expressões até aqui descritas, para o caso de estacas compressíveis, pode-se facilmente provar que as expressões deduzidas para estacas rígidas, seção III.3.5, são casos particulares das equações relacionadas nesta seção.

Os parâmetros que medem a compressibilidade relativa do elemento de estaca são λ e μ . Considerando estacas rígidas, ou seja, com módulo de Young tendendo ao infinito, estes parâmetros e suas funções tornam-se:

$$\lambda = \frac{E_p}{G} \quad ; \quad \lim_{E_p \rightarrow \infty} [\lambda] = \infty \quad (\text{III.73})$$

$$\mu = \left(\frac{2}{r_0^2 \cdot \xi \cdot \lambda} \right)^{1/2} \quad ; \quad \lim_{\lambda \rightarrow \infty} [\mu] = 0 \quad (\text{III.74})$$

$$\lim_{\mu \rightarrow 0} [\cosh (\mu \cdot l)] = 1 \quad (\text{III.75})$$

$$\lim_{\mu \rightarrow 0} \left[\frac{\tanh (\mu \cdot l)}{\mu \cdot l} \right] = 1 \quad (\text{III.76})$$

A equação (III.63) então reduz-se a:

$$\frac{P_t}{w_t \cdot G \cdot r_0} = \left[\frac{4}{(1-\nu) \cdot n} + \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0} \right] \quad (\text{III.77})$$

expressão equivalente à equação (III.36).

A equação (III.65) fica:

$$\frac{P_b}{P_t} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu)n}}{\frac{4}{(1-\nu)n} + \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0}} \right]$$

ou:

$$\frac{P_b}{P_t} = \left[1 + \frac{\pi \cdot n \cdot (1-\nu) \cdot l}{2 \cdot \xi \cdot r_0} \right]^{-1} \quad (\text{III.79})$$

expressão idêntica à apresentada sob o número (III.38).

A equação (III.70) então se reduz drasticamente à:

$$\frac{P_s}{w_t \cdot r_0 \cdot G} = \left\{ \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0} \right\}$$

ou:

$$\frac{P_s}{w_t} = \frac{2\pi \cdot G \cdot l}{\xi} \quad (\text{III.80})$$

que é rigorosamente igual à equação (III.31), já que para $E \rightarrow \infty$; $w_t = w_s$.

Na equação (III.71), a segunda parcela do denominador vai a zero, deixando-o igual a unidade, e:

$$\frac{P_b}{w_t \cdot G \cdot r_0} = \left[\frac{4}{(1-\nu)n} \right]$$

ou:

$$\frac{P_b}{w_t} = \frac{P_b}{w_b} = \frac{4 \cdot r_0 \cdot G}{(1-\nu) \cdot n} \quad (\text{III.81})$$

equação idêntica a equação (III.32).

III.6. CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS AO MODELO.

Durante todo o desenvolvimento do método, o elemento transmissor das cargas ao solo, isto é, a estaca, teve a sua geometria descrita por

dois parâmetros, seu raio e seu comprimento. No entanto, existe na prática corrente de engenharia de fundações, um sem número de tipos de estacas com as mais variadas geometrias. Para superar este aspecto prático, deve se lançar mão do conceito de "Estaca Sólida Equivalente".

Estaca Sólida Equivalente, é aquela estaca circular que possui aproximadamente as mesmas dimensões externas referentes a seção transversal da estaca real, mas que possui um módulo de Young tal, que o seu comportamento ao encurtamento elástico durante a compressão axial seja o mesmo, que a estaca real possui, definido pelo módulo de elasticidade do seu material e sua área de seção transversal real.

Para estacas maciças circulares a estaca sólida equivalente se confunde com ela própria. No caso de estacas circulares vazadas, o raio permanece o mesmo, mas o módulo de elasticidade será diminuído na razão entre a área líquida e a área bruta. No caso de perfis metálicos, o raio será definido como aquele que reproduza a área interna ao menor perímetro. E o seu módulo de elasticidade será o módulo do material (aço), diminuído na razão entre a área líquida do perfil e a área acima descrita. Em forma de equação pode-se escrever:

$$E_{EP} = E_{MAT} \cdot \frac{S_N}{S_G} \quad (III.82)$$

onde:

- E_{EP} - módulo de Elasticidade da Estaca Equivalente;
- E_{MAT} - módulo de Elasticidade do material da estaca;
- S_N - área líquida da seção transversal da estaca real;
- S_G - área bruta (externa) da seção transversal da estaca real;

O modelo descrito até a seção anterior foi desenvolvido considerando-se algumas hipóteses simplificadoras;

- i) carga vertical atuando diretamente na cabeça da estaca, na profundidade zero, estaticamente;
- ii) carga aplicada axialmente na estaca;
- iii) seção transversal constante ao longo da camada superior, podendo assumir um outro valor constante na camada inferior;
- iv) módulo de Young da estaca constante com a profundidade;
- v) "estaca sólida equivalente";
- vi) desconsideração da flexão da camada superior;
- vii) a distribuição de recalques na interface entre a camada superior e a inferior, não é compatibilizada em todo o plano da base, somente diretamente abaixo da própria base;
- viii) desconsideração dos deslocamentos radiais e das tensões radiais normais de compressão gerados pelo carregamento da estaca.
- xi) o estado de tensões e deformações gerado no maciço de solo pelo carregamento, permanece dentro limite elástico, ou seja, trata-se o solo como um contínuo linear elástico;
- x) não são levados em consideração os efeitos nas características do solo, dos métodos de instalação;
- xi) somente estacas isoladas são consideradas;
- xii) o solo é considerado como homogêneo e isotrópico, ao longo das duas camadas.

Todas estas hipóteses revelam-se muito plausíveis e conduzem a valores muito próximos daqueles fornecidos por análises numéricas mais complexas. Do ponto de vista prático, estas hipóteses não constituem um empecilho para a avaliação do comportamento de estaca reais, com uma única exceção, a consideração da homogeneidade de todo o maciço. Em solos reais é muito difícil encontrar-se um perfil de sub-solo que apresente só um tipo de solo, e que suas características não variem com a profundidade. Pode-se

afirmar, com poucas chances de erro, que a maioria dos perfis encontrados na prática de fundações profundas, são perfis que de uma forma ou de outra, apresentam heterogeneidade.

Torna-se então imperativo para um modelo que aspira reproduzir o comportamento de uma estaca, considerar de forma objetiva a heterogeneidade do solo.

No modelo proposto por RANDOLPH (6), são feitas considerações para dois tipos de heterogeneidade, a radial e a vertical.

Para se quantificar a heterogeneidade radial considerou-se uma geometria constante e um valor do coeficiente de Poisson do solo igual a 0,4, porém com variações do módulo cisalhante do solo, ao longo de r de três tipos:

$$a) \quad G(r) = G_{un} \quad (III.83)$$

$$b) \quad G(r) = \frac{G_{un}}{4} ; \text{ para } 1 \leq \frac{r}{r_0} \leq 1,25 \text{ e } G(r) = G_{un}$$

$$\text{para } \frac{r}{r_0} > 1,25; \quad (III.84)$$

$$c) \quad G(r) = \frac{G_{un}}{4} ; \text{ para } 1 < \frac{r}{r_0} \leq 1,25 \text{ e } G(r) = G_{un}$$

$$\text{para } \frac{r}{r_0} > 2, \text{ variando linearmente entre } r = 1,25 \text{ e}$$

$$r = 2,0 \quad (III.85)$$

onde:

$G(r)$ - módulo cisalhante como função de r ;

G_{un} - módulo cisalhante não perturbado pela estaca;

utilizando a expressão (III.16)

$$w_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \cdot \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{r}$$

pode-se agora reescrever:

$$w_s = \tau_0 \cdot r_0 \cdot \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{G(r) \cdot r} \quad (\text{III.86})$$

e um novo valor para o coeficiente adimensional do raio de influência definido:

$$\xi' = G_{um} \cdot \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{G(r) \cdot r} \quad (\text{III.87})$$

e

$$w_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_{un}} \cdot \xi' \quad (\text{III.88})$$

Com esta modelagem e um grupo de análises por elementos finitos, RANDOLPH (6) chegou para os casos a), b) e c) aos seguintes valores para ξ' :

$$\text{a) } \xi' = \ln (r_m/r_0) \quad (\text{III.89})$$

$$\text{b) } \xi' = 3. \ln (1.25) + \ln (r_m/r_0) \quad (\text{III.90})$$

$$\text{c) } \xi' = 5. \ln (1.25) + \ln (r_m/r_0) \quad (\text{III.91})$$

com r_m dado pela equação (III.26).

O caso b) representa uma zona amolgada com espessura de 1/4 do

raio da estaca, o que leva a um aumento em torno de 0,67 em ξ . Já no caso c), quando a zona amolgada alcança um raio da estaca, com uma variação linear, ao valor de ξ deve ser somado o valor de 1,12.

A heterogeneidade radial fica desta forma, considerada. A zona anelar menos resistente criada ao redor do fuste, tem o efeito de aumentar o valor do coeficiente adimensional do raio de influência e portanto, aumentar os deslocamentos verticais do fuste.

Resta então estudar a heterogeneidade vertical, que é variação da rigidez à deformação cisalhante em função da profundidade. Quase todos os tipos de solo apresentam algum tipo de variação de suas propriedades com o aumento das tensões verticais. Argilas podem apresentar uma camada superficial ressecada, mais rígida e a medida que se aprofunda, diminuir sua resistência à deformação. Areias, por outro lado, tem um módulo de deformação muito dependente do nível das tensões confinantes e apresentam, geralmente, um perfil em que o valor de G cresce com a profundidade.

As soluções apresentadas até a seção anterior são referentes ao caso de G constante com a profundidade; pois assim considerando, a equação diferencial (III.46) tem solução geral imediata. Quando tomamos qualquer função para expressar a variação de G com z , a equação (III.46) passa a ser uma equação diferencial ordinária linear, não mais com coeficientes constantes, mas variáveis, elevando em muito a complexidade da sua solução e das relações subsequentes.

A função que determina a variação de G com z , pode assumir na realidade, formas as mais variadas, mas existe um tipo de variação muito importante que pode ser aplicada, de uma forma aproximada, para inúmeros casos particulares. Trata-se do crescimento linear de G com z , isto é, similarmente ao "solo de Gibson", não necessariamente com G assumindo o valor nulo na superfície.

RANDOLPH (6) propôs um modo de lidar com esta variação linear em

conjunto com as soluções deduzidas para G constante, mesmo que isto pareça inconsistente.

Para tal, admite uma relação linear com

$$G(z) = m. (b + z) \quad (\text{III.92})$$

onde:

m - coeficiente angular da reta;

$m.b$ - valor de G para a superfície;

e faz com que o valor de G para a base da estaca $G(1)$, que passa a ser designada por G_1 , seja igual ao valor considerado para a análise homogênea, ou seja G . A interação entre a camada superior e a inferior será a mesma, uma vez que os valores do módulo cisalhante são os mesmos da análise homogênea, iguais a G . Os valores de σ_z e $(\partial\sigma_z/\partial z)$, são assim, os mesmos. Tomando por base o comportamento de uma estaca rígida, na qual o recalque é o mesmo ao longo do fuste, tem-se uma deformação cisalhante no solo, também constante. Como o valor da tensão cisalhante é diretamente proporcional ao módulo cisalhante para cada valor de z , pode-se dizer que, para um solo Gibson, a tensão cisalhante ao longo do fuste cresce linearmente com z ; equação (III.16). Se τ_0 diminui em direção à cabeça da estaca a segunda parcela da equação de equilíbrio vertical, equação (III.8), torna-se relativamente maior que a primeira, o que indica que o decaimento de τ com r torna-se mais acentuado, do que no caso homogêneo. Ou seja, o valor de r_m também cai. Considerando que o valor de τ_0 no caso do solo de Gibson, na metade da estaca, é da ordem de metade de τ_0 no caso homogêneo, então é razoável esperar que r_m também o seja.

Para se quantificar a variação de r_m nestas condições se utiliza a equação (III.27),

$$w(r) = w_s - \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \cdot \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \quad (\text{III.27})_{\text{bis}}$$

com valores de w_s e τ_0 fornecidos por análises de elementos finitos, e conclue-se que $w(r)$ tende para zero, quando $r_m = 24.r_0$, para um solo de Gibson, e quando $r_m \cong 48.r_0$, para um perfil homogêneo. Valores que confirmam a hipótese de o valor do raio de influência seja a metade em um solo de Gibson, do que o é em um perfil correspondente homogêneo.

De uma forma geral, introduz-se um fator de heterogeneidade ρ , que é a relação entre o módulo cisalhante na metade da estaca e o correspondente na base.

$$\rho = \frac{G(z = l/2)}{G(z = l)} \quad (\text{III.93})$$

Desta forma o valor de r_m para solos linearmente heterogêneos fica:

$$r_m = 2,5 \cdot l \cdot (1-\nu) \cdot \rho \quad (\text{III.94})$$

Apesar da heterogeneidade modificar o valor do raio de influência da estaca, não é este o parâmetro mais afetado.

Quando se considera que o valor de G para o caso do solo de Gibson, é igual ao do caso homogêneo na altura da base da estaca, e que este mesmo módulo é nulo na superfície do solo, é fácil perceber que a resistência total, que o solo ao longo do fuste, pode oferecer à sua deformação é bastante inferior àquela oferecida por um solo com perfil homogêneo. Isto é, a parcela da relação carga-recalque dada pela equação (III.63), devida a resistência do fuste é bem menor, do que a prevista originalmente. Este fato torna-se fundamental, quando se ressalta que a

principal parcela da resistência em estacas, provém da região do fuste.

RANDOLPH (6), também propôs uma maneira de contornar esta dificuldade. As suas considerações baseiam-se em observações do comportamento de estacas rígidas.

De acordo com o raciocínio exposto anteriormente, a distribuição das tensões cisalhantes junto ao fuste segue a mesma tendência da variação do módulo cisalhante com a profundidade. Ou em forma de equação, similar à equação (III.92).

$$\tau_0(z) = k \cdot (b + z) \quad (\text{III.95})$$

onde:

k - coeficiente angular da reta de distribuição de τ_0 ;

$k.b$ - valor de τ_0 para a superfície.

Utilizando as equações (III.92) e (III.95) na equação (III.39)

tem-se:

$$w_s(z) = \xi \cdot \frac{k \cdot (b + z)}{m \cdot (b + z)} \cdot r_0 \quad ; \quad \text{ou}$$

$$w_s(z) = \xi \cdot r_0 \cdot \frac{k}{m} \quad (\text{III.96})$$

Por outro lado, sabendo que:

$$P_s = \int_0^1 2\pi \cdot r_0 \cdot \tau_0(z) \cdot dz \quad (\text{III.97})$$

usando (III.95), chega-se a:

$$P_s = 2\pi \cdot r_0 \cdot k \cdot \int_0^l (b + z) \cdot dz \quad (\text{III.98})$$

integrando-a vem:

$$P_s = 2\pi \cdot r_0 \cdot k \cdot l \cdot \left(b + \frac{l}{2} \right) \quad (\text{III.99})$$

Para se determinar qual a parcela da resistência à deformação que é devida ao fuste basta dividir o valor de P_s pelo recalque total, w_t . Lembrando que se trata de uma estaca rígida, portanto $w_t = w_s$, deve-se usar as equações (III.96), (III.99) e (III.93).

$$\frac{P_s}{G_l \cdot r_0 \cdot w_t} = \frac{2\pi \cdot r_0 \cdot k \cdot l \cdot (b + l/2)}{m \cdot (b + l) \cdot r_0 \cdot \xi \cdot r_0 \cdot \frac{k}{m}}$$

ou

$$\frac{P_s}{G_l \cdot r_0 \cdot w_t} = \frac{2\pi \cdot l}{\xi \cdot r_0} \cdot \rho \quad (\text{III.100})$$

expressão que difere da equação (III.31) apenas pelo fator ρ . Ou seja, para se considerar a heterogeneidade vertical, dada pela equação (III.92) basta se multiplicar na expressão (III.36), a segunda parcela por ρ .

A influência do aumento de G abaixo da base da estaca, na mesma taxa de crescimento, m , não tem uma importância significativa na relação final entre carga total e recalque na cabeça, sendo menor de 5%, de acordo com RANDOLPH (6).

Após estas considerações sobre heterogeneidade baseadas em estacas rígidas, Randolph diz textualmente em sua tese de doutoramento (1977):

"Although the analysis for a compressible pile in an homogeneous medium is no longer applicable to the non-homogeneous case, it has been found that the variation of settlement down the pile may still be approximated by

$$w(z) \cong w_b \cdot \cosh [\mu(l-z)] ;$$

Thus equation (III.63) will still hold except that the shaft load will be reduced by the factor ρ as shown by the equation (III.100)."

A equação acima a que Randolph se refere é uma simplificação, descartando-se a segunda parcela da equação (III.56).

Em outras palavras, ele diz que apesar de não ser aplicável ao caso não-homogêneo, pode-se aproximar a distribuição de recalque pela relativa ao caso homogêneo, sem qualquer alteração.

No que diz respeito à relação entre carga total e recalque na base, recomenda que simplesmente se reduza a carga transferida pelo fuste, pelo fator ρ , exatamente como deduziu para o caso de estaca infinitamente rígida.

Um outro ponto importante, é que, dentre as suas expressões não há nenhuma que mostre qual é a parcela devida ao fuste na relação carga total e recalque na cabeça, para o caso de estaca compressível. No entanto, apresenta a solução final com o fator ρ multiplicando a segunda parcela do numerador da equação (III.63), como se fora esta a parcela que descreve a contribuição completa do fuste.

Com efeito, a parcela devida ao fuste para estacas rígidas, é a apresentada pela equação (III.100), mas não é simplesmente a segunda parcela da equação (III.63), para estacas compressíveis. Esta parcela está explicitada na seção III.5. sob o número (III.70) ou:

$$\frac{P_s}{w_t \cdot r_0 \cdot G} = \left\{ \frac{\frac{4}{(1-\nu)n} \left[1 - \frac{1}{\cosh(\mu \cdot l)} \right] + \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}}{1 + \frac{4}{(1-\nu)n} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}} \right\} \quad (\text{III.70})\text{bis}$$

Isto posto, seguindo-se a forma de Randolph de enfrentar o problema, a solução geral para o problema, seria somar a equação (III.70) multiplicada pelo fator ρ , à equação (III.71), o que dá:

$$\frac{P_t}{w_t \cdot r_0 \cdot G} = \left\{ \frac{\frac{4}{(1-\nu)n} \left[\frac{1}{\cosh(\mu \cdot l)} + \rho \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh(\mu \cdot l)} \right) \right] + \frac{2\pi}{\xi} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l} \cdot \rho}{1 + \frac{4}{(1-\nu)n} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}} \right\} \quad (\text{III.101})$$

equação que substituiria a equação (III.63), para o caso de estacas compressíveis.

Após esta discussão, pode-se facilmente perceber que o tratamento dado aos perfis de solo com heterogeneidade vertical, não é satisfatório, tanto do ponto de vista do modelo, como do matemático. Dada a importância da variação das características de deformação com a profundidade, principalmente na região do fuste, o autor desta dissertação, propõe-se a abordar o assunto de uma forma diferente. Tal abordagem se encontra descrita no capítulo seguinte.

Antes de passar ao próximo capítulo, ainda há um tipo de heterogeneidade vertical a se considerar. É aquela em que o solo imediatamente adjacente à base possui uma resistência à deformação muito maior que a oferecida ao longo do fuste. São as estacas ditas "de ponta". Neste caso o valor de G no final da camada superior é diferente do valor na superfície da camada inferior; e o recalque sofrido pela base da estaca deve ser, então prevista pela equação (III.28) alterada:

$$w_b = \frac{P_b (1-\nu) \cdot n}{4 \cdot r_o \cdot G} \cdot \psi \quad (\text{III.102})$$

onde:

G - módulo cisalhante imediatamente acima da base, relativo à camada influenciada pelo fuste.

$$\psi = \frac{G}{G_b} \quad (\text{III.103})$$

G_b - módulo cisalhante imediatamente abaixo da base, relativo, normalmente, a uma camada inferior mais rígida.

ψ - fator de heterogeneidade da base.

O fator de heterogeneidade da base pode ser facilmente integrado à solução geral do problema, simplesmente usando-o em conjunto como fator n , da mesma forma que na equação (III.102). Um fato interessante é que ψ não precisa ser necessariamente menor que a unidade, o que caracteriza uma estaca trabalhando de ponta, pode assumir valores maiores que a unidade para estacas flutuantes.

CAPÍTULO IV

PROPOSIÇÃO PARA ESTIMATIVA DE RECALQUES EM SOLOS HETEROGÊNEOS.

IV.1. INTRODUÇÃO.

O modelo analítico desenvolvido por RANDOLPH (6) mostra-se como um instrumento muito útil para se analisar o comportamento à deformação de um sistema estaca-solo, tanto do ponto de vista prático, como do ponto de vista teórico. A sua implementação é facilitada pela forma como as equações são apresentadas, ou seja, em blocos adimensionais, podendo ser facilmente adaptadas para um caso específico. Os resultados fornecidos foram aferidos através de métodos numéricos e apresentaram boa concordância. No entanto, quando se dispõe a tratar de casos de heterogeneidade vertical ao longo do fuste, para o caso de estacas compressíveis, deixa a desejar. Utiliza-se de simples analogias com estacas rígidas, e não realiza comparações entre os valores preconizados pelas suas expressões e resultados de métodos numéricos.

Neste capítulo, o autor aborda o problema de uma forma direta, objetiva e matematicamente válida, mudando algumas das hipóteses simplificadoras básicas e substituindo algumas condições de contorno usadas para resolver a nova equação diferencial que governa o fenômeno de deformação em estacas verticalmente carregadas.

Além destas considerações, que fazem com que a forma da solução seja diferente da proposta no capítulo III, um algoritmo é desenvolvido para se tratar perfis que apresentam estratificações de qualquer ordem.

IV.2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.

Tendo em vista a solução apresentada no capítulo III, é conveniente, para efeito de comparação, usar a mesma definição dos parâmetros básicos do problema. Portanto, para definição das variáveis básicas intervenientes no problema, o leitor deve se reportar à seção III.2.

As equações de equilíbrio radial e vertical, em coordenadas cilíndricas, como não poderiam deixar de ser, também permanecem válidas, e são usadas e referidas da mesma forma como se encontram deduzidas na seção III.3.

A análise do sistema estaca-solo, pela separação do maciço de solo em duas regiões, a do fuste e a da base, trabalhando independentemente uma da outra, e o modo principal de deformação da região do fuste, prevista por Cooke (1974) e Frank (1975), também são adotados como hipóteses para a nova solução. Ou seja, todo o desenvolvimento teórico descrito nas seções III.3.4 e III.3.5. permanece válido.

Quanto à camada inferior, a solução de Boussinesq, dada por TIMOSHENKO e GOODIER (7), equação (III.28), deve ser ligeiramente alterada para comportar variações do módulo cisalhante com a profundidade, abaixo da base da estaca. Para tanto, utiliza-se do trabalho realizado por ROMANEL (8), que estudou a influência da heterogeneidade linear do perfil, nos valores calculados para ensaios de placa.

ROMANEL (8) propõe que o valor do deslocamento vertical de uma placa carregada na superfície de um maciço linear, isotrópico e linearmente heterogêneo seja dado por:

$$w = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(1-\nu^2) \cdot q \cdot D \cdot n}{E_0} \cdot f_c ; \quad (IV.2.1)$$

onde:

- w - deslocamento vertical da placa na superfície;
- ν - coeficiente de Poisson do solo, tomado como constante;
- q - tensão provocada pela carga aplicada na placa, na superfície;
- D - diâmetro da placa;
- E_o - módulo de elasticidade longitudinal do solo na superfície;
- n - fator de profundidade, já definido na seção III.3.4;
- f_c - fator de correção para considerar a variação de E com z.

A equação (IV.2.1) pode ser resolvida em função do módulo cisalhante considerando que a relação entre o módulo de Young, o módulo cisalhante e o coeficiente de Poisson é:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{IV.2.2})$$

Então vem:

$$w = \frac{(1-\nu) \cdot n \cdot P}{4 \cdot r_o \cdot G_o} \cdot f_c \quad (\text{IV.2.3})$$

onde:

P - carga aplicada à placa.

Quanto ao fator de correção f_c , seu valor encontra-se apropriadamente considerado na seção IV.3.

IV.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A PONTA DA ESTACA.

IV.3.1. INTRODUÇÃO.

A abordagem descrita nas seções anteriores consiste na subdivisão do semi-espço, submetido à ação da estaca, em duas camadas que agem individualmente. O comportamento à deformação da camada superior é estudado como se fosse um estado de cisalhamento puro entre cilindros concêntricos, e está discutido no capítulo anterior. No que tange à camada inferior, supõe-se que ela responda ao carregamento imposto pela base da estaca como se fosse um semi-espço solicitado por um carregamento superficial. Em outras palavras, a camada inferior é considerada como submetida a um funcionamento rígido.

IV.3.2. SOLUÇÃO DE BOUSSINESQ.

Para o cálculo direto de recalques, ou seja, sem determinar previamente a distribuição de tensões gerada no solo, Boussinesq (1885), segundo Poulos e Davis (1974), propôs a seguinte relação:

$$w_s = \frac{\pi}{4} \frac{(1-\nu^2)}{E} \cdot q \cdot D \quad (IV.3.2.1)$$

onde:

- w_s - recalque na superfície;
- q - tensão aplicada na superfície;
- D - diâmetro da área carregada na superfície;
- E - módulo de Young do solo;
- ν - coeficiente de poisson no solo.

para um maciço homogêneo, isotrópico submetido a um carregamento aplicado por um elemento rígido e liso. A rigidez significa dizer que é suposto que o elemento não se deforma ao transferir a carga ao solo. Também se supõe que não haja desenvolvimento de tensões cisalhantes na interface solo-elemento de aplicação de carga.

IV.3.3. CONSIDERAÇÃO DA HETEROGENEIDADE.

A heterogeneidade do solo pode se manifestar de varias maneiras. As mais comuns são a variação linear das propriedades de deformação com a profundidade e a estratificação do sub-solo.

Giroud (1970), analisando a influência da heterogeneidade na distribuição dos acréscimos de tensões verticais, concluiu que a utilização da distribuição obtida supondo o meio homogêneo não introduz erros significativos na previsão do valor de recalque superficial. Adverte, porém, para uma exceção. Quando uma camada mole suportar uma camada sobrejacente muito mais rígida, os acréscimos de tensões observados podem ser muito diferentes daqueles calculados com a hipótese da homogeneidade do meio.

No caso de se considerar uma heterogeneidade linear;

$$E(z) = E_0 + K.z \quad (IV.3.3.1)$$

onde:

E_0 - módulo de Young na superfície do semi-espaço;

K - coeficiente de variação de E com z ;

z - profundidade;

Giroud, constatou que, contrastando com o comportamento observado para semi-espaço homogêneo, os acréscimos de tensão vertical oriundos do

carregamento externo são levemente dependentes do valor do coeficiente de Poisson, para o caso de base lisa. Já os acréscimos de tensão horizontal são extremamente sensíveis ao coeficiente de Poisson.

O crescimento monótono do módulo de Young com a profundidade não advém, apenas da variação do tipo de solo, ou mudança das propriedades físico-químicas dos solos, mas sim como resultado da ação do aumento das tensões efetivas decorrentes do peso próprio do material. Na bibliografia sobre o assunto, se encontram inúmeros casos de solos que se comportam de acordo com este modelo, como depósitos de argila normalmente adensada, depósitos da argila pré-adensada de Londres, formação de rocha calcárea superficialmente intemperizada, formação de arenito intemperizado, e de uma forma geral, em depósitos de areia normalmente adensada, submetidas ou não ao envelhecimento.

A equação (IV.3.3.1) pode representar duas situações limites para o semi-espço isotrópico: quando $K=0$, descreve um perfil homogêneo e quando $E_0 = 0$, representa um solo de Gibson.

Da hipótese de semi-espço homogêneo, sabe-se que a maior parte dos recalques é devido à deformação do solo compreendido entre a superfície e uma profundidade de duas vezes o diâmetro da área carregada. Através desta observação pode-se estender algumas conclusões sobre a influência da variação de E com z .

Para fundações de pequeno diâmetro o valor do módulo de Young na superfície, E_0 , é provavelmente mais relevante do que a parcela $(K.z)$, em virtude de o valor do módulo na profundidade $z = 2.D$, não ser muito diferente do próprio E_0 . Considerando, agora, o mesmo perfil de solo, porém com um diâmetro bem maior, certamente a parcela $(K.z)$ alterará substancialmente o valor do módulo de Young na profundidade $z = 2.D$, podendo até predominar sobre o valor de E_0 . No primeiro caso o valor do recalque é aproximadamente proporcional ao diâmetro. No segundo caso, o recalque torna-se gradualmente

independente do diâmetro, uma vez que o bulbo de tensões provocado pelo carregamento atinge, progressivamente, regiões de solo com maior resistência à deformação.

Neste ponto torna-se necessário quantificar a heterogeneidade de um perfil de solo. O comportamento a deformação depende tanto da heterogeneidade intrínseca do solo, como da geometria da fundação. CARRIER e CHRISTIAN (9), definiram a relação a seguir para tal fim.

$$R = \frac{E_0}{K.D} \quad (IV.3.3.2)$$

A relação R assume valor infinito para solos homogêneos, com valor nulo para solos de Gibson. Portanto, convém chamá-lo de Grau de Homogeneidade.

Apesar dos valores teóricos para R expostos acima, Belloni e Jamiolkowski (1973) acreditam que seja fisicamente impossível valores de $R < 0,001$.

Em meios homogêneos e isotrópicos, em torno de 75% do recalque medido na superfície, provém das deformações que ocorrem até uma profundidade de 2.D. Já em maciços heterogêneos, super-estimativas significativas podem ser realizadas se considerada a profundidade efetiva como idêntica à do caso homogêneo. Por exemplo, para um perfil de solo com Grau de Homogeneidade igual a 1, a profundidade até a qual 75% dos recalques são encontrados é de 1,2.D. No caso de um grau de homogeneidade de 0,01, esta profundidade cai para 0,4.D.

Portanto, o efeito principal da heterogeneidade linear dada pela equação (IV.3.3.1) é o de diminuir a região de solo (profundidade), que contribui efetivamente para o deslocamento vertical na superfície. Além desta constatação, observa-se também, que os deslocamentos verticais na superfície ocorrem, de forma majoritária, diretamente abaixo da área

carregada. A heterogeneidade linear considerando um mesmo valor de E_0 é, portanto, benéfica, pois minimiza a interação entre estruturas vizinhas.

Após estas considerações sobre a variação da profundidade efetiva com o grau de homogeneidade, torna-se, do ponto de vista prático, interessante definir o conceito de centro de recalque. O centro de recalque é uma grandeza que permite o uso da solução para o recalque superficial relativa ao caso homogêneo, mesmo quando se trate, na realidade de solos linearmente heterogêneos, cujas soluções para, o valor do recalque, são analiticamente muito mais complexas. Ver figura IV.3.3.1.

Desta forma, a definição de centro de recalque permite que se proceda um cálculo direto, por intermédio da solução de Boussinesq, aplicado a um meio homogêneo equivalente, que represente a situação de heterogeneidade linear.

O centro de recalque caracteriza a profundidade em que o meio heterogêneo apresenta um valor do módulo de Young, que substituído na solução de Boussinesq, fornece um resultado para o recalque superficial igual ao da solução específica para o caso heterogêneo.

Burmister (1963) propôs que para o caso de heterogeneidade linear em um maciço isotrópico, o valor do centro de recalque seja igual a largura da área carregada.

A profundidade do centro de recalque pode ser dada por:

$$z_{\varphi} = \varphi \cdot D \quad (\text{IV.3.3.3})$$

onde:

D - diâmetro da área carregada;

z_{φ} - profundidade do centro de recalque;

φ - coeficiente do centro de recalque, ou simplesmente
centro de recalque.

Vários autores estudaram a determinação do centro de recalque, entre eles Gibson (1967), solução analítica, para $\nu = 0,5$ e $E_0 = 0$; e Mitchel e Gardner (1975), através de elementos finitos, para $E_0 = 0$, porém com ν variando de 0,1 a 0,5.

Mais recentemente, ROMANEL (8), em sua tese de mestrado, realizou um estudo no qual compila uma série de soluções, analíticas e numéricas, para se determinar a posição do centro de recalque em função do valor de ν e do grau de homogeneidade.

IV.3.4. DETERMINAÇÃO DO CENTRO DE RECALQUE.

ROMANEL (8) reúne um grande número de soluções para o recalque superficial, considerando fatores como a geometria e propriedades elásticas da fundação, carregamento, geometria do maciço e propriedades elásticas do solo. No entanto, para o presente trabalho, só algumas têm interesse imediato, e a presente seção só enfocará estas últimas.

As soluções compiladas por ROMANEL (8) incluem casos de fundações flexíveis e rígidas, com base lisa e rugosa, com base circular, retangular ou corrida. Para o caso da base de uma estaca, serão adotadas as soluções preconizadas para o caso de fundações superficiais com base rígida, circular e rugosa.

No que tange à superfície de aplicação da carga, Popova (1972) descreve a influência da rugosidade nos valores dos recalque calculados. Entretanto, em seus estudos, conclui que não há muita diferença entre os valores dos deslocamentos verticais calculados com a hipótese de base lisa e de base rugosa, sendo que ambas as soluções constituem uma boa aproximação da realidade. Desta forma, a solução através da hipótese de base lisa se impõe por ser mais conservadora e de mais fácil implementação.

CARRIER e CHRISTIAN (9) apresentaram os resultados de um estudo

paramétrico em fundações superficiais circulares rígidas, com base lisa que solicitam um maciço linearmente heterogêneo. Este estudo fornece os valores dos fatores de influência I e I' , para valores de ν de 0 à 0,5, e para valores de R de 10, 1, 0,1, 0,01, e 0,001; onde:

$$I = \frac{w \cdot E_0}{q \cdot D} ; \text{ para } R \geq 1 \quad (\text{IV.3.4})$$

$$I' = \frac{w \cdot K}{q} ; \text{ para } R \leq 1 \quad (\text{IV.3.5})$$

Considerando a formulação de Boussinesq, junto com o conceito de centro de recalque tem-se;

$$w = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(1-\nu^2) \cdot q \cdot D}{E_0 + \varphi \cdot D \cdot K} \quad (\text{IV.3.6})$$

onde a segunda parcela do denominador representa o aumento do módulo de elasticidade, em relação a E_0 , para a profundidade do centro de recalque $\varphi \cdot D$.

Usando as equações (IV.3.4) e (IV.3.5) com a (IV.3.6) pode-se explicitar φ , em função de I ou I' , da seguinte forma:

$$\varphi = \left[\frac{\pi}{4} \frac{(1-\nu^2)}{I} - 1 \right] \cdot R \quad (\text{IV.3.7})$$

$$\varphi = \frac{\pi}{4} \frac{(1-\nu^2)}{I} - R \quad (\text{IV.3.8})$$

De posse das relações (IV.3.7) e (IV.3.8), pode-se encontrar os valores do coeficiente do centro de recalque, φ , para ν assumindo os valores 0,0,1, 0,2, 0,3, 0,4 e 0,5, e para R igual a 0,001, 0,01, 0,1, 1 e 10; de acordo com os valores fornecidos para I e I' por CARRIER e

CHRISTIAN (9). Convém ressaltar que, em seu trabalho, também são fornecidos fatores de aferição para os valores de I e I' , em função do valor de ν . Esses fatores foram usados para calcular os respectivos valores de φ .

A discretização dos valores de ν parece satisfatória para a aplicação em problemas práticos. Contudo, a discretização dos valores de R , em apenas cinco valores em escala logarítmica, foi alterada. Para tanto, para cada valor de ν foi criado um gráfico $\varphi \times \log(R)$, (gráfico IV.3.4.1), com os cinco pontos plotados. Pelo fato de ser um gráfico semi-logarítmico e pela particularidade dos pares ordenados, não foi possível realizar uma regressão polinomial que abrangesse todos os cinco pontos. Dessa forma, não foi possível encontrar uma relação analítica entre φ e R . A solução para o problema foi proceder uma interpolação cúbica, entre cada par de pontos ordenados e graficamente determinar valores de φ para a discretização desejada. Achou-se por bem, determinar valores de φ para oito pontos intermediários aos pontos fornecidos pelas equações (IV.3.7) e (IV.3.8). Os valores resultantes destas interpolações foram relacionados na tabela (IV.3.1).

Nos resultados das análises realizadas por ROMANEL (8), através de elementos finitos, valores de R maiores que 10 já se aproximam muito do caso homogêneo e valores de $R=100$ podem ser considerados como oferecendo 99% do recalque do limite homogêneo. Pensando desta forma, tendo-se o valor dos fatores de influência de CARRIER e CHRISTIAN (9), para $R=10$ e $R=100$, para os casos de ν igual à 0,5, 0,4, 0,3, 0,2, 0,1, e 0,0, pôde-se considerar uma variação linear dos fatores de influência neste intervalo, e avaliar qual a razão de aumento dos recalque para um valor de R entre 10 e 100 em relação ao recalque calculado com $R=10$.

Ou chamando:

$$\Delta I_R = I_{R,100} - I_{R,10} \quad (\text{IV.3.9})$$

onde:

$I_{R,100}$ - relação entre os coeficientes de influência
para $R = 100$ e $R = \infty$;

$I_{R,10}$ - relação para $R = 10$ e $R = \infty$;

então:

$$\frac{IR}{I_{\infty}} = \left[\frac{\Delta I_R \cdot R - \Delta I_R \cdot 10}{90} \right] + I_{R,10} \quad (\text{IV.3.10})$$

onde:

$\frac{IR}{I_{\infty}}$ - relação entre o recalque para R e o recalque para o caso
homogêneo ($R = \infty$);

A equação (IV.3.10) deve ser aplicada para os valores 0,0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4, 0,5, de ν , onde os valores ΔI_R e $I_{R,10}$ são:

ν	$I_{R,10}$ (%)	ΔI_R (%)
0,0	93,97	5,3 3
0,1	93,62	5,6 8
0,2	93,54	5,6 6
0,3	93,12	6,0 8
0,4	90,68	8,2 2
0,5	91,34	8,0 6

A relação IR/I_{∞} será chamada de f_1 e deve ser aplicada diretamente sobre o valor do recalque calculado considerando-se o coeficiente do centro de recalque, ϕ , para o valor de ν corrente, relativo a $R = 10$, que é o limite da tabela (IV.3.1).

Ou seja o recalque superficial será dado por uma adaptação da equação (IV.3.6).

$$w = \left[\frac{\pi (1-\nu^2).q.D}{4 E_0 + \phi.D.K} \right] \cdot \frac{1}{f_1} \quad (\text{IV.3.11})$$

onde o valor de f_1 para R entre 10 e 100 será dado pela equação (IV.3.10).

Para valores de $R > 100$ e $R < 10$, deve ser tomado igual à unidade.

IV.3.5. CONSIDERAÇÃO DE UM SUBSTRATO RÍGIDO.

Até este ponto da seção IV.3, o perfil de solo foi tratado como um semi-espaco infinito, ou seja, sem um limite para a camada de solo. Realmente, a solução de Boussinesq é deduzida com esta hipótese, assim como os estudos a respeito da heterogeneidade linear do solo realizados por CARRIER e CHRISTIAN (9). O objetivo desta seção é introduzir uma maneira de se levar em consideração o efeito no recalque de uma área carregada devido à presença de um limite inferior para a camada de solo submetida à deformação. Esta preocupação se justifica, principalmente no contexto do presente trabalho. Muitas estacas são projetadas, ou mesmo instaladas, de forma que sua ponta esteja assente em uma superfície rochosa, ou material muito resistente.

ROMANEL (8), Gibson, Brown e Andrews (1971), estudaram a influência de uma base rígida em um perfil de solo com extensão lateral infinita, constituído de material incompressível com heterogeneidade do tipo ($E_0/(K.D) = 0$), ou seja, um solo de Gibson. Neste estudo chegaram a uma solução analítica para o problema, porém, muito complexa, por envolver integração de funções de Bessel.

Ainda segundo ROMANEL (8), Brown e Gibson (1979) estudaram o recalque de uma fundação circular uniformemente carregada sobre uma camada

linearmente heterogênea, com $(E_0/K.D) > 0$, para coeficientes de Poisson de 0, 1/3 e 1/2. Para a condição não drenada, foi possível definir uma expressão analítica para o cálculo dos recalques. No entanto, para casos de $\nu \neq 0,5$, uma solução aproximada, empregando-se o método de Steinbrenner (1934), foi apresentada.

A figura (3.10) da tese de mestrado de Romanel (ROMANEL, (8)), resume os resultados para $\nu = 1/3$. Na referida figura, estão definidos os valores de um fator de influência modificado, T, em função de um grau de homogeneidade também modificado, para vários valores da relação entre o diâmetro da fundação e a espessura da camada, H. Convém lembrar que estes valores são relativos a um carregamento superficial.

A relação D/H varia de 0,2 a 8. Ou seja, a influência da base rígida só se faz sentir quando a distância entre ela e a área carregada for menor que 5.D, segundo Brown e Gibson (1979). Em outras palavras, este valor significa que o material situado abaixo de cinco diâmetros não influencia o comportamento do recalque superficial. Seguindo este raciocínio, a relação H/D = 5 pode ser considerada um limite para qual não há influência da base rígida. Sendo assim, todos os outros valores do fator de influência modificado T, referentes a razões H/D < 5 ou D/H > 0,2, podem ser expressas em função do valor de T para D/H = 0,2. Ou, mais precisamente, como uma percentagem do valor de T para D/H = 0,2, indicando uma redução do valor do recalque em função da presença da camada rígida.

Desta forma, esta percentagem minorante pode ser definida como:

$$f_r = \frac{T(D/H)}{T(D/H=0,2)} \quad (\text{IV.3.5.1})$$

para T relativos a um mesmo grau de homogeneidade modificado; onde:

- f_r - fator de redução do recalque devido a presença de camada rígida, relativo a D/H;
- $T(D/H)$ - valor do fator de influência modificado para uma relação genérica D/H;
- $T(D/H=0,2)$ - valor para o limite $D/H = 0,2$.

Os limites de variação admitidos para a relação D/H, são, portanto, $D/H = 0,2$ e $D/H = 8$. O segundo limite significa que a base rígida se encontra a 0,125 vezes o diâmetro abaixo da base, o que é uma proximidade muito grande, do ponto de vista prático, não havendo, portanto, necessidade de se considerar valores maiores que $D/H = 8$.

O grau de homogeneidade modificado usado como parâmetro no referido trabalho, foi definido como:

$$V = \frac{E_0}{K \cdot H} \quad (IV.3.5.2)$$

Enquanto que, nas seções precedentes, o grau de homogeneidade foi definido como:

$$R = \frac{E_0}{K \cdot D} \quad (IV.3.5.3)$$

Como todas as expressões anteriores neste capítulo são deduzidas em função R, é conveniente, por questão de coerência, que o fator de redução de recalque também seja definido em função de R. A relação entre R e V é, portanto:

$$R = \frac{V}{(D/H)} \quad (IV.3.5.4)$$

Desta forma, a figura que resume os resultados para o fator de

influência modificado de acordo com D/H e como o grau de homogeneidade modificado V pode ser redefinida, mudando-se o eixo horizontal para R . Conforme gráfico IV.3.5.1.

Sem qualquer perda de significado, o valor de f_r pode ser redefinido em termos do grau de homogeneidade R . Ou seja, a equação (IV.3.5.1) continua valendo, só que o numerador e o denominador devem ser relativos, agora, ao mesmo grau de homogeneidade R .

Para se definir todos os valores de f_r , os valores do fator de influência modificado devem ser retirados diretamente da figura com eixo horizontal representando R ; e relacionando de acordo com a equação (IV.3.5.1).

Os valores de f_r assim definidos podem ser agora plotados em um gráfico $f_r \times D/H$, com uma curva para cada valor do grau de heterogeneidade. Estes valores encontram-se plotados no gráfico (IV.3.5.2).

O gráfico (IV.3.5.2) é bastante elucidativo e fornece uma visão do fenômeno de redução do recalque devido à presença de um substrato rígido. Para valores do grau de homogeneidade maiores, ou seja, um perfil mais próximo do homogêneo, a redução do recalque com a proximidade do substrato rígido é maior do que para perfis mais heterogêneos, ou seja, naqueles em que o crescimento da rigidez à deformação é mais rápido. Este é um resultado de certa forma intuitivo, uma vez que perfis mais heterogêneos têm a tendência de fazer com que o bulbo de tensões gerado, seja mais superficial do que perfis homogêneos, portanto sofrendo menos influência de substratos subjacentes mais rígidos.

Os pontos no gráfico (IV.3.5.2) permitem que se realize uma regressão polinomial para os valores de f_r em função de D/H , para cada valor do grau de homogeneidade. Os polinômios de terceiro grau de regressão são relacionados em seguida:

$$\begin{aligned}
(i) \quad , f_r(x) &= 1,07019 - 0,40532.x + 0,0571417.x^2 - 0,00270507.x^3 ; \\
(ii) \quad , f_r(x) &= 1,0699 - 0,400321.x + 0,0563843.x^2 - 0,000266893.x^3 ; \\
(iii) \quad , f_r(x) &= 1,07009 - 0,335838.x + 0,04110498.x^2 - 0,00168854.x^3 ; \\
(iv) \quad , f_r(x) &= 1,07416 - 0,312279.x + 0,0360508.x^2 - 0,00140607.x^3 ; \\
(v) \quad , f_r(x) &= 1,06175 - 0,260912.x + 0,0289285.x^2 - 0,00110027.x^3 ; \\
(vi) \quad , f_r(x) &= 1,04302 - 0,205012.x + 0,0194742.x^2 - 0,000630668.x^3 ; \\
(vii) \quad , f_r(x) &= 1,02757 - 0,107171.x + 0,00543245.x^2 ; \\
&\hspace{25em} (IV.3.5.5)
\end{aligned}$$

onde:

$x = D/H$; com $x [0,2 ; 8]$; e a expressão:

- (i) para $R = 10$;
- (ii) para $R = 5$;
- (iii) para $R = 1$;
- (iv) para $R = 0,5$;
- (v) para $R = 0,1$;
- (vi) para $R = 0,05$;
- (vii) para $R = 0,01$;

IV.3.6. EXPRESSÃO FINAL PARA O RECALQUE DA BASE.

A expressão final para descrever o recalque devido a aplicação de uma carga uniformemente distribuída, por um elemento rígido, liso e circular em um meio linearmente heterogêneo, com um substrato rígido a uma profundidade H , é dada por:

$$w = \left[\frac{\pi}{4} \frac{(1-\nu^2).q \cdot D}{E_0 + \varphi \cdot D \cdot K} \right] \cdot \frac{1}{f_1} \cdot f_r \quad (IV.3.6.1)$$

se $R = \frac{E_0}{K \cdot D}$; então

$$w = \left[\frac{\pi}{4} \frac{(1-\nu^2).q \cdot D}{E_0 \left(1 + \frac{\varphi}{R} \right)} \right] \cdot \frac{f_r}{f_1} \quad (IV.3.6.2)$$

fazendo:

$$f_h = \left(1 + \frac{\varphi}{R} \right) \quad (\text{IV.3.6.3})$$

f_h - fator de heterogeneidade;

vem:

$$w = \left[\frac{\pi}{4} \frac{(1-\nu^2) \cdot q \cdot D}{E_0} \right] \cdot \left(\frac{f_r}{f_h \cdot f_l} \right) \quad (\text{IV.3.6.4})$$

ν - coeficiente de poisson do solo;

q - tensão aplicada no solo;

D - diâmetro da área aplicada;

E_0 - módulo de elasticidade longitudinal na superfície do maciço;

f_h - fator de heterogeneidade;

f_l - fator linear, definido na seção IV.3.4;

f_r - fator de redução devido camada rígida, definido na seção IV.3.5.

A expressão para o recalque em função do módulo de Elasticidade Transversal ou módulo cisalhante, G fica;

$$w = \left[\frac{(1-\nu) \cdot P}{4 \cdot r_0 \cdot G_0} \right] \cdot \left(\frac{f_r}{f_h \cdot f_l} \right) \quad (\text{IV.3.6.5})$$

onde:

$$f_h = \left(1 + \frac{\varphi}{R} \right)$$

$$R = \frac{G_0 \cdot (1+\nu)}{K \cdot r_0} \quad (\text{IV.3.6.6})$$

P - carga aplicada no solo;

r_0 - raio da área aplicada;

G_0 - módulo cisalhante na superfície do maciço;

f_h, f_l, f_r - em função R , idem equação (IV.3.6.4).

ou ainda:

$$w = \left[\frac{(1-\nu) \cdot P}{4 \cdot r_0 \cdot G_0} \right] \cdot f_c \quad (\text{IV.3.6.7})$$

onde:

$$f_c = \left(\frac{f_r}{f_h \cdot f_l} \right)$$

IV.4. EQUAÇÃO DIFERENCIAL E SOLUÇÃO PARA A DISTRIBUIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS.

A partir deste ponto, serão deduzidas as equações para as distribuições dos deslocamentos verticais, das cargas axiais e das tensões cisalhantes no solo, em função da profundidade, levando-se em conta a expressão (III.92).

Nestas condições a expressão (III.39) deve ser reescrita na forma:

$$w(z) = \xi \frac{\tau_0(z) \cdot r_0}{m \cdot [b+z]} \quad (\text{IV.4.1})$$

a deformação axial na estaca, definida como:

$$\varepsilon(z) = - \frac{dw(z)}{dz} \quad (\text{IV.4.2})$$

a variação de carga axial na estaca:

$$\frac{dP(z)}{dz} = - 2\pi \cdot r_0 \cdot \tau_0(z) \quad (\text{IV.4.3})$$

a deformação axial elástica:

$$\epsilon(z) = \frac{\sigma_p(z)}{E_p} \quad (\text{IV.4.4})$$

combinando (IV.4.2) com (IV.4.4) e derivando em relação a z vem:

$$\frac{d^2 w(z)}{dz^2} = - \frac{1}{\pi \cdot r_0^2 \cdot E_p} \frac{d P(z)}{dz} \quad (\text{IV.4.5})$$

usando a equação (IV.4.3) vem:

$$\frac{d^2 w(z)}{dz^2} = \frac{2}{E_p \cdot r_0} \cdot \tau_0(z) \quad (\text{IV.4.6})$$

e finalmente, usando (IV.4.1), resolvida para $\tau_0(z)$;

$$\tau_0(z) = \frac{m}{r_0 \cdot \xi} \cdot [b+z] \cdot w(z) \quad (\text{IV.4.7})$$

na equação (IV.4.6), tem-se:

$$\frac{d^2 w(z)}{dz^2} = \frac{2 \cdot m}{E_p \cdot r_0^2 \cdot \xi} \cdot [b+z] \cdot w(z) \quad (\text{IV.4.8})$$

fazendo:

$$H = - \frac{2 \cdot m}{E_p \cdot r_0^2 \cdot \xi} \quad (\text{IV.4.9})$$

encontra-se finalmente:

$$\frac{d^2 w(z)}{dz^2} + H \cdot [b+z] \cdot w(z) = 0 \quad (\text{IV.4.10})$$

que é a equação que governa o fenômeno da transferência de carga, do deslocamento vertical e da carga axial na estaca.

Trata-se de uma equação diferencial de segunda ordem, ordinária linear e homogênea, com coeficientes variáveis, cuja solução é bem diferente do ponto de vista algébrico, da solução da equação (III.46).

Para resolver esta equação deve-se lançar mão de recursos matemáticos mais avançados, como a Teoria das Soluções Analíticas das Equações Diferenciais Lineares.

KREIDER et alli (10), estudam esta teoria e publicam o Teorema da Existência de Equações com Coeficiente Analíticos, (teorema 6-4, naquela publicação).

Antes de se apresentar o referido teorema, faz-se interessante definir o que são funções analíticas em um determinado intervalo.

Funções Analíticas são aquelas que podem se escritas sob a forma de uma série de potências generalizada convergente, ou seja:

$$f(x) = \sum_{k=0}^{\infty} a_k (x - x_0)^k \quad (\text{IV.4.11})$$

$$\text{com } |x - x_0| < h \quad ; \quad h > 0 \quad (\text{IV.4.12})$$

onde:

h - raio de convergência da série em torno de x_0 .

Convém aqui lembrar que todas as funções elementares da matemática - polinômiais, exponenciais, funções trigonométricas, etc. - são analíticas. Ou seja, todos podem ser desenvolvidas em série de Taylor.

A apresentação formal do Teorema da Existência de Equações com Coeficientes Analíticos é, segundo KREIDER et alli (10):

"seja:

$$\frac{d^n y}{dx^n} + a_{n-1}(x) \cdot \frac{d^{n-1} y}{dx^{n-1}} + \dots + a_0(x) \cdot y = h(x)$$

uma equação diferencial de ordem n , normal, cujos coeficientes $a_0(x) \dots, a_{n-1}(x)$ e segundo membro $h(x)$ sejam analíticos em um intervalo aberto I . Seja x_0 um ponto arbitrário de I e suponhamos que os desenvolvimentos em série de potências de $a_0(x), \dots, h(x)$, converjam todos no intervalo $|x - x_0| < h$, $h > 0$. Então, toda solução da equação, acima descrita, definida no ponto x_0 , é analítica neste ponto, e o seu desenvolvimento em série de potências também converge no intervalo $|x - x_0| < h$."

Este teorema além de garantir a existência das equações com coeficientes analíticos, leva imediatamente a uma técnica explícita do cálculo destas soluções, que é o chamado "método dos coeficientes à determinar."

Uma equação diferencial linear é dita normal em um determinado intervalo, quando seu operador diferencial de mais alta ordem não se anula em nenhum ponto deste intervalo. Em outras palavras, ela é normal quando o coeficiente do primeiro termo da equação apresentada pelo teorema da existência, não se anular para todos os valores do intervalo considerado.

Analisando, agora a equação que se deseja solucionar, (IV.4.10), constata-se que ela é normal e seus coeficientes são analíticos em todo o intervalo $[-\infty, +\infty]$. Portanto, pelo teorema acima enunciado, a solução da equação será analítica em um ponto arbitrário e convergirá, para todos os valores de z .

A solução geral da equação (IV.4.10), será da forma

$$w(z) = \sum_{k=0}^{\infty} a_k (z - z_0)^k \quad (\text{IV.4.12})$$

e com as condições de contorno decorrentes das equações (IV.2.3) e

(IV.4.5), respectivamente:

$$i) \ w(z=l) = \frac{(1-\nu) \cdot n \cdot f_c \cdot P_b}{4 \cdot r_0 \cdot m \cdot (b+l)} \quad (IV.4.13)$$

$$ii) \ \frac{dw(z=l)}{dz} = \frac{-P_b}{\pi \cdot r_0^2 \cdot E_p} \quad (IV.4.14)$$

pode-se chegar a solução particular procurada.

Convém notar que as duas condições de contorno são relativas à base da estaca, ou seja, são aplicadas ao ponto $z = l$. É conveniente, então, fazer uma mudança de variável para que o centro da série passe a ser a origem. Nestas condições, pode-se afirmar sem qualquer outra consideração, que a solução, em forma de série, convergirá para $z = l$. Outro motivo para se fazer tal mudança é que, no caso específico da equação (IV.4.10), é impossível determinar uma fórmula de recorrência para todos os coeficientes, a_k , a determinar. O que dificultaria em muito a determinação das constantes relativas às duas condições de contorno conhecidas.

Desta forma, fazendo:

$$u = z - l \quad (IV.4.15)$$

e:

$$du = dz \quad (IV.4.16)$$

$$\frac{dw}{dz} = \frac{dw}{du} \frac{du}{dz} \quad ; \quad \text{ou} \quad \frac{dw}{dz} = \frac{dw}{du} \quad (IV.4.17)$$

$$\frac{d^2w}{dz^2} = \left[\frac{d^2u}{dz^2} \cdot \frac{dw}{du} + \frac{du}{dz} \cdot \frac{d^2w}{dudz} \right]$$

considerando $\frac{du}{dz} = 1$; $\frac{d^2u}{dz^2} = 0$; $du = dz$ vem

$$\frac{d^2 w}{dz^2} = \frac{d^2 w}{du^2} \quad (\text{IV. 4. 18})$$

O que possibilita se escrever (IV.4.10) em função de u:

$$\frac{d^2 w}{du^2} + H. (b+u+1). w = 0 \quad (\text{IV. 4. 19})$$

ou

$$\frac{d^2 w}{du^2} + H. u. w + H. (b+1). w = 0 \quad (\text{IV. 4. 20})$$

e a solução então da forma:

$$w = \sum_{n=0}^{\infty} a_n \cdot u^n \quad (\text{IV. 4. 21})$$

Utilizando os métodos dos coeficientes a determinar tem-se que:

$$\frac{dw}{du} = \sum_{n=0}^{\infty} n \cdot a_n \cdot u^{n-1} \quad (\text{IV. 4. 22})$$

$$\frac{d^2 w}{du^2} = \sum_{n=0}^{\infty} n \cdot (n-1) \cdot a_n \cdot u^{n-2} \quad (\text{IV. 4. 23})$$

substituindo as equações (IV.4.21) e (IV.4.23) na equação (IV.4.20), tem-se:

$$\sum_{n=0}^{\infty} n \cdot (n-1) \cdot a_n \cdot u^{n-2} + H. \sum_{n=0}^{\infty} a_n \cdot u^{n+1} + H. (b+1). \sum_{n=0}^{\infty} a_n \cdot u^n = 0 \quad (\text{IV. 4. 24})$$

reduzindo todos os expoentes a n, pela soma de duas unidades aos índices da primeira parcela, e pela diminuição de uma unidade aos índices da segunda parcela, tem-se:

$$\sum_{n=-2}^{\infty} (n+2) \cdot (n+1) \cdot a_{n+2} \cdot u^n + H. \sum_{n=1}^{\infty} a_{n-1} \cdot u^n + H. (b+1). \sum_{n=0}^{\infty} a_n \cdot u^n = 0 \quad (\text{IV. 4. 25})$$

Para que a igualdade acima se verifique:

$$(n+2) \cdot (n+1) a_{n+2} + H \cdot a_{n-1} + H \cdot (b+1) \cdot a_n = 0 \quad (\text{IV.4.26})$$

que leva ao termo genérico dos coeficientes a_n :

$$a_{n+2} = -H \cdot \frac{[(b+1) \cdot a_n + a_{n-1}]}{(n+2) \cdot (n+1)} \quad (\text{IV.4.27})$$

Da expressão (IV.4.21), quando $z = 1$, ou seja, $u = 0$

$$w(z=1) = a_0$$

e considerando a primeira condição de contorno (IV.4.13)

$$a_0 = \frac{(1-\nu) \cdot n \cdot f_c \cdot P_b}{4 \cdot r_0 \cdot m \cdot (b+1)} \quad (\text{IV.4.28})$$

Da expressão (IV.4.22) quando $z = 1$, $u = 0$ e:

$$\frac{dw}{du}(z=1) = a_1$$

e considerando a segunda condição de contorno (IV.4.14)

$$a_1 = - \frac{P_b}{\pi \cdot r_0^2 \cdot E_p} \quad (\text{IV.4.29})$$

ficando assim determinadas as duas constantes fundamentais. Sendo todos os outros coeficientes a_n , combinações lineares de a_0 e a_1 , dados pela equação (IV.4.27). As constantes a_0 e a_1 , serão chamadas doravante de Constantes de Contorno.

Tomando a expressão (IV.4.27), e fazendo variar n de 0 a ∞ tem-se sucessivamente, $a_2, a_3, a_4, \dots, a_\infty$. Explicitamente:

$$a_2 = - \frac{H \cdot (b+1)}{2!} \cdot a_0$$

$$a_3 = - \frac{H}{3!} \cdot a_0 - \frac{H \cdot (b+1)}{3!} a_1$$

$$a_4 = \frac{[H \cdot (b+1)]^2}{4!} a_0 - \frac{2H}{4!} a_1$$

$$a_5 = \frac{H^2 \cdot (b+1) \cdot [1+3]}{5!} \cdot a_0 + \frac{[H \cdot (b+1)]^2}{5!} a_1$$

$$a_6 = \left\{ - \frac{[H \cdot (b+1)]^3 + 4 \cdot H^2}{6!} \right\} a_0 + \left\{ \frac{[2+4] \cdot H^2 \cdot (b+1)}{6!} \right\} a_1$$

$$a_7 = \left\{ \frac{-(H^3 \cdot (b+1)^2 \cdot [1+3+5])}{7!} \right\} a_0 + \left\{ \frac{-[H \cdot (b+1)]^3 + 2 \cdot 5 \cdot H^2}{7!} \right\} a_1$$

$$a_8 = \left\{ \frac{[H \cdot (b+1)]^4 - [4+6 \cdot (1+3)] \cdot H^3 \cdot (b+1)}{8!} \right\} a_0 + \left\{ \frac{-(2+4+6) \cdot H^3 \cdot (b+1)^2}{8!} \right\} a_1$$

$$a_9 = \left\{ \frac{(1+3+5+7) \cdot H^4 \cdot (b+1)^3 - 7 \cdot 4 \cdot H^3}{9!} \right\} a_0 +$$

$$+ \left\{ \frac{[H \cdot (b+1)]^4 - [2 \cdot 5 + (2+4) \cdot 7] \cdot H^3 \cdot (b+1)}{9!} \right\} a_1$$

$$a_{10} = \left\{ \frac{-[H \cdot (b+1)]^5 + [4+6 \cdot (1+3) + 8 \cdot (1+3+5)] \cdot H^4 \cdot (b+1)^2}{10!} \right\} a_0 +$$

$$+ \left\{ \frac{(2+4+6+8) \cdot H^4 \cdot (b+1)^3 - 2 \cdot 5 \cdot 8 \cdot H^3}{10!} \right\} a_1$$

que serão chamadas de equações (IV.4.30).

Como pode ser observado, não há uma fórmula de recorrência que possa reproduzir todas as equações acima. Portanto, poder-se-ia continuar deduzindo expressões para a_n , indefinidamente, entretanto, dez termos da

série são mais que suficientes para propiciar a precisão que se deseja.

Estes são, portanto, os valores que devem ser adotados pelos coeficientes a_n na equação (IV.4.21). Voltando a variável original z , tem-se:

$$w(z) = \sum_{n=0}^{10} a_n (z-1)^n \quad (\text{IV.4.31})$$

com os valores de a_0 e a_1 determinados pelas equações (IV.4.28) e (IV.4.29).

Observando que todos os valores de a_n possuem uma parcela em função de a_0 e outra em função de a_1 , pode-se representar cada uma das expressões para a_n , das equações (IV.4.30) sob a forma:

$$a_n = \alpha_n \cdot a_0 + \beta_n \cdot a_1, \quad \text{para } n = 1, \dots, 10. \quad (\text{IV.4.32})$$

onde:

α_n - parcela que multiplica a_0 nas equações (IV.4.30), para cada valor de n ;

β_n - parcela que multiplica a_1 nas equações (IV.4.30), para cada valor de n ;

As expressões para α_n e β_n , com n variando de 0 à 10, em função de H e $(b+1)$, podem ser diretamente obtidos das equações (IV.4.30). Considerando que o conjunto de valores a_0 e a_1 é a base do conjunto das a_n , então os valores de α_n são:

$$\alpha_0 = 1$$

$$\alpha_1 = 0$$

$$\alpha_2 = - \frac{H. (b+1)}{2!}$$

$$\alpha_3 = - \frac{H}{3!}$$

$$\alpha_4 = \frac{[H. (b+1)]^2}{4!}$$

$$\alpha_5 = \frac{4. H^2. (b+1)}{5!}$$

$$\alpha_6 = \frac{-[H. (b+1)]^3 + 4. H^2}{6!}$$

$$\alpha_7 = \frac{-9. H^3. (b+1)^2}{7!}$$

$$\alpha_8 = \frac{[H. (b+1)]^4 - 28. H^3. (b+1)}{8!}$$

$$\alpha_9 = \frac{16. H^4. (b+1)^3 - 28. H^3}{9!}$$

$$\alpha_{10} = \frac{-[H. (b+1)]^5 + 100. H^4. (b+1)^2}{10!} \quad (\text{IV. 4. 33})$$

e os valores de β_n são:

$$\beta_0 = 0$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0$$

$$\beta_3 = - \frac{H. (b+1)}{3!}$$

$$\beta_4 = \frac{-2. H}{4!}$$

$$\beta_5 = \frac{[H. (b+1)]^2}{5!}$$

$$\beta_6 = \frac{6.H^2.(b+1)}{6!}$$

$$\beta_7 = \frac{-[H.(b+1)]^3 + 10.H^2}{7!}$$

$$\beta_8 = \frac{-12.H^3.(b+1)^2}{8!}$$

$$\beta_9 = \frac{[H.(b+1)]^4 - 52.H^3.(b+1)}{9!}$$

$$\beta_{10} = \frac{20.H^4.(b+1)^3 - 80.H^3}{10!} \quad (\text{IV.4.34})$$

Assim a equação (IV.4.31) pode ser reescrita na forma:

$$w(z) = \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_n . a_0 + \beta_n . a_1 \right] . (z-1)^n \quad (\text{IV.4.34})$$

e considerando que os valores de a_0 e a_1 são constantes:

$$w(z) = a_0 \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_n + \frac{a_1}{a_0} . \beta_n \right] . (z-1)^n \quad (\text{IV.4.35})$$

que é a forma final da distribuição dos deslocamentos verticais junto ao fuste, considerando-se o módulo cisalhante variando linearmente com a profundidade. Onde os valores de a_0 , a_1 e α_n , β_n são definidos em função das condições de contorno, da geometria, e da lei de variações de G com z , para uma estaca específica.

Até este ponto das deduções, a_0 e a_1 , são dados pelas equações (IV.4.28) e (IV.4.29), respectivamente. São, portanto dependentes do valor da carga axial que chega à base, P_b . O valor de P_b será explicitado em função da carga total aplicada, da geometria e da lei de variação ou G com

z, nas próximas seções.

IV.5. ANÁLISE DIMENSIONAL DA SOLUÇÃO POR SÉRIE DE POTÊNCIAS.

Tendo em vista a apresentação da solução através de uma série de Potências Generalizada, forma não muito comumente encontrada na teoria de fundações profundas, torna-se interessante avaliar se todos os termos da série apresentam unidades consistentes entre si, e com as demais variáveis que representam. A análise dimensional se refere, portanto, à equação (IV.4.35). As variáveis diretamente envolvidas são: a_0 , a_1 , α_n , β_n , z e l , enquanto H , m e $(b+l)$ são indiretamente envolvidas.

Para a análise das dimensões dos termos será usada a seguinte convenção, para as grandezas básicas:

- i) grandeza adimensional [0];
- ii) comprimento: [L];
- iii) massa: [M];
- iv) tempo: [T];

e para as grandezas derivadas:

- i) força: $[M.L.T^{-2}]$;
- ii) tensão: $[M.L^{-1}.T^{-2}]$;

Portanto, a dimensão de a_0 , da equação (IV.4.28), é;

$$a_0 = \frac{[0].[0].[0].[M.L.T^{-2}]}{[L][M.L^{-1}.T^{-2}]} = [L]$$

e a_1 , da equação (IV.4.29), é;

$$a_1 = \frac{[M.L.T^{-2}]}{[L^2].[M.L^{-1}.T^{-2}]} = [0]$$

de m , da equação (III.92), é;

$$m = \frac{[M.L^{-1}.T^{-2}]}{[L]} = [M.L^{-2}.T^{-2}]$$

de H , da equação (IV.4.9), é;

$$H = \frac{[M.L^{-2}.T^{-2}]}{[M.L^{-1}.T^{-2}][L]^2[0]} = [L^{-3}]$$

e de $(b+1)$ é;

$$(b+1) = [L];$$

para os valores de α_n , das equações (IV.4.33);

$$\alpha_0 = [0]$$

$$\alpha_1 = [0]$$

$$\alpha_2 = [L^{-3}].[L] = [L^{-2}]$$

$$\alpha_3 = [L^{-3}]$$

$$\alpha_4 = \left\{ [L^{-3}].[L] \right\}^2 = [L^{-4}]$$

$$\alpha_5 = [L^{-3}]^2.[L] = [L^{-5}]$$

$$\alpha_6 = \left\{ [L^{-3}].[L] \right\}^3 + [L^{-3}]^2 = [L^{-6}]$$

$$\alpha_7 = [L^{-3}]^3 [L]^2 = [L^{-7}]$$

$$\alpha_8 = \left\{ [L^{-3}] \cdot [L] \right\}^4 + [L^{-3}]^3 \cdot [L] = [L^{-8}]$$

$$\alpha_9 = [L^{-3}]^4 \cdot [L]^3 + [L^{-3}]^3 = [L^{-9}]$$

$$\alpha_{10} = \left\{ [L^{-3}] \cdot [L] \right\}^5 + [L^{-3}]^4 \cdot [L]^2 = [L^{-10}]$$

e para os valores de β_n , das equações (IV.4.34).

$$\beta_0 = [0]$$

$$\beta_1 = [0]$$

$$\beta_2 = [0]$$

$$\beta_3 = [L^{-3}] \cdot [L] = [L^{-2}]$$

$$\beta_4 = [L^{-3}]$$

$$\beta_5 = \left\{ [L^{-3}] \cdot [L] \right\}^2 = [L^{-4}]$$

$$\beta_6 = [L^{-3}]^2 \cdot [L] = [L^{-5}]$$

$$\beta_7 = \left\{ [L^{-3}] \cdot [L] \right\}^3 + [L^{-3}]^2 = [L^{-6}]$$

$$\beta_8 = [L^{-3}]^3 [L]^2 = [L^{-7}]$$

$$\beta_9 = \left\{ [L^{-3}] \cdot [L] \right\}^4 + [L^{-3}] \cdot [L] = [L^{-8}]$$

$$\beta_{10} = [L^{-3}]^4 \cdot [L]^3 + [L^{-3}]^3 = [L^{-9}]$$

Através de uma rápida observação das dimensões de α_n e β_n , pode-se escrever:

$$\alpha_n = [L^{-n}], \text{ para } n = 2, \dots, 10;$$

$$\beta_n = [L^{-(n-1)}], \text{ para } n = 2, \dots, 10;$$

Estando de posse das dimensões de todas as variáveis da equação (IV.4.35), repetida abaixo

$$w(z) = a_0 \cdot \sum_{n=0}^{10} \alpha_n \cdot (z-1)^n + a_1 \cdot \sum_{n=0}^{10} \beta_n \cdot (z-1)^n ; \quad (\text{IV.4.35}) \text{ bis}$$

pode-se averiguar sua consistência;

$$[L] = [L] \cdot \sum_{n=0}^{10} [L^{-n}] \cdot [L^n] + [0] \cdot \sum_{n=0}^{10} [L^{-(n-1)}] \cdot [L^n]$$

$$[L] = [L] + [L]$$

$$[L] = [L]$$

ou seja, a série de potência generalizada em questão, fornece resultados na dimensão de comprimento para os valores dos deslocamentos verticais $w(z)$, como se queria demonstrar.

IV.6. SOLUÇÃO PARA A DISTRIBUIÇÃO DE TENSÃO CISALHANTE E CARGA AXIAL.

Na seção IV.4. foi deduzida uma solução para a distribuição dos deslocamentos verticais como resultado da resolução da equação diferencial

(IV.4.10). Na seção IV.5. foi demonstrado que a solução é dimensionalmente consistente. Para uma descrição completa do fenômeno de interação de uma estaca carregada axialmente em um maciço de solo linearmente heterogêneo, falta explicitar as distribuições com a profundidade, da carga que age no fuste e da tensão cisalhante na interface estaca-solo.

Para se explicitar a distribuição da tensão cisalhante atuante junto ao fuste, ao longo da profundidade, basta se reportar à equação (IV.4.1) e resolvê-la para $\tau_0(z)$.

$$\tau_0(z) = \frac{1}{\xi \cdot r_0} \cdot m \cdot (b+z) \cdot w(z) \quad (\text{IV.6.1})$$

e usando a forma final de $w(z)$ dada pela equação (IV.4.35), tem-se:

$$\tau_0(z) = \frac{1}{\xi \cdot r_0} \left[m \cdot (b+z) \right] \cdot \left\{ a_0 \cdot \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_n + \frac{a_1}{a_0} \cdot \beta_n \right] \cdot (z-1)^n \right\} \quad (\text{IV.6.2})$$

desdobrando os somatórios e rearrumando os termos tem-se:

$$\begin{aligned} \tau_0(z) = & \frac{m}{\xi \cdot r_0} \left\{ a_0 \cdot \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_n + \frac{a_1}{a_0} \cdot \beta_n \right] \cdot (z-1)^n \right\} + \\ & + \frac{1}{\xi \cdot r_0} \left\{ a_0 \cdot \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_n + \frac{a_1}{a_0} \cdot \beta_n \right] \cdot (z+b) \cdot (z-1)^n \right\} \end{aligned} \quad (\text{IV.6.3})$$

que é a forma final para a distribuição de tensão cisalhante, onde os valores de a_0 , a_1 , α_n , β_n , b , m e ξ são os mesmos da equação (IV.4.35).

A distribuição de carga axial na estaca pode ser obtida considerando-se que a carga absorvida pelo solo ao longo do fuste, desde a superfície até uma profundidade genérica $z = p$, é dada por:

$$P_a(z=p) = \int_0^p \tau_0(z) \cdot 2\pi \cdot r_0 \cdot dz \quad (\text{IV.6.4})$$

usando a expressão (IV.6.1). para $\tau_0(z)$, em lugar da (IV.6.3), se economiza álgebra na integração. Considerando estacas com seção transversal constante com a profundidade, tem-se:

$$P_a(z=p) = \frac{2\pi}{\xi} \int_0^p m \cdot (b+z) \cdot w(z) \cdot dz \quad (\text{IV.6.5})$$

a expressão para $w(z)$ é dada pela equação (IV.4.35),

$$P_a(z=p) = \frac{2\pi}{\xi} \int_0^p m \cdot (b+z) \cdot \left[a_0 \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_n + \frac{a_1}{a_0} \cdot \beta_n \right] \cdot (z-1)^n \right] dz \quad (\text{IV.6.6})$$

Para integrar a equação (IV.6.6) deve-se fazer algumas considerações a respeito de integração de séries de potência.

KUDRIÁVTZEV (11), em sua seção 36.4 do primeiro volume, à página 638, enuncia um teorema a respeito da integração termo a termo de séries de potência, o Teorema 9. Segundo este teorema uma série:

$$S(x) = \sum_{n=0}^{\infty} u_n(x)$$

com as funções $u_n(x)$, com $n = 0, 1, 2, \dots$, contínuas sobre o segmento do eixo real $[a, b]$ e a série $S(x)$ convergente uniformemente sobre $[a, b]$. Então, para qualquer ponto c pertencente a $[a, b]$, a série

$$\sum_{n=0}^{\infty} \int_c^x u_n(t) \cdot dt$$

também converge uniformemente sobre $[a, b]$ e se

$$R(x) = \sum_{n=0}^{\infty} u_n(x)$$

então:

$$\int_c^x R(t).dt = \sum_{n=0}^{\infty} \left[\int_c^x u_n(t).dt \right] \quad \text{para } a \leq x \leq b$$

ou sob outra notação:

$$\int_c^x \left[\sum_{n=0}^{\infty} u_n(t) \right].dt = \sum_{n=0}^{\infty} \int_c^x u_n(t).dt$$

que, para as condições enunciadas acima, significa a legitimidade da integração termo a termo da série.

Após estas colocações, procede-se algumas adaptações na equação (IV.6.6). Primeiro, muda-se a variável para t , com $t=z$, para que a integração seja definida, com uso da variável z como limite de integração. Não há necessidade de qualquer alteração na equação devido a substituição de variáveis, já que $t=z$. Como os valores de a_0 , a_1 , m e $(b+1)$, são independentes de z , eles podem ser transportados para fora do integrando. Por outro lado, como o grupo $\left[\alpha_n + \frac{a_1}{a_0} \beta_n \right]$ só depende do valor de n , pode-se, para compactar mais a notação designá-lo por C_n , simplesmente.

Após as adaptações, a equação (IV.6.6) torna-se:

$$P_a(t=z) = \frac{2\pi.m.a_0}{\xi} \cdot \left[b \cdot \int_0^z \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot (t-1)^n dt + \int_0^z \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot t \cdot (t-1)^n dt \right] \quad (IV.6.7)$$

que traz duas integrações de séries de potências. De acordo com o teorema já enunciado, as funções $u_n(t)$ no caso da equação (IV.6.7) são:

$$u_{n,1}(t) = C_n \cdot (t-1)^n \quad (\text{IV.6.8})$$

$$u_{n,2}(t) = C_n \cdot t \cdot (t-1)^n \quad (\text{IV.6.9})$$

para a primeira e segunda integrais, respectivamente. Analisando $u_{n,1}(t)$ e $u_{n,2}(t)$, pode-se dizer que são funções contínuas em todo o eixo dos t , ou seja, no intervalo $[-\infty, +\infty]$, para $n = 0, 1, 2, \dots$; e as séries por elas geradas são uniformemente convergentes no mesmo intervalo, como garantido pelo teorema da seção IV.4.

Uma vez satisfeitas as condições do teorema desta seção, pode-se então aplicá-lo para proceder a integração termo a termo das duas integrais da equação (IV.6.7).

A primeira integral é:

$$I_1 = \int_0^Z \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot (t-1)^n \cdot dt \quad (\text{IV.6.10})$$

e usando o referido teorema

$$I_1 = \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot \left[\frac{(t-1)^{n+1}}{n+1} \right]_0^Z$$

$$I_1 = \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot \left[\frac{(Z-1)^{n+1}}{n+1} - \frac{(-1)^{n+1}}{n+1} \right] \quad (\text{IV.6.11})$$

que é a solução da primeira integral.

A segunda integral é;

$$I_2 = \int_0^Z \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot t \cdot (t-1)^n \cdot dt \quad (\text{IV.6.12})$$

da mesma forma usando o teorema desta seção:

$$I_2 = \sum_{n=0}^{10} \int_0^Z C_n \cdot t \cdot (t-1)^n \cdot dt \quad (\text{IV.6.13})$$

Neste caso não se pode fazer a mesma substituição de variáveis que se fez na primeira integral. Para poder integrar o produto $t \cdot (t-1)^n$, a solução é expandir o Binômio de Newton apresentado. Isto é:

$$\begin{aligned} (t-1)^n &= \binom{n}{0} 1^0 \cdot t^n + \binom{n}{1} 1^1 \cdot t^{n-1} + \binom{n}{2} 1^2 \cdot t^{n-2} + \dots + \\ &+ \binom{n}{n-1} 1^{n-1} \cdot t^1 + \binom{n}{n} 1^n \cdot t^0 \end{aligned} \quad (\text{IV.6.14})$$

ou sob a forma de série;

$$(t-1)^n = \sum_{j=0}^n (-1)^j \cdot \binom{n}{j} 1^j \cdot t^{n-j} \quad (\text{IV.6.15})$$

onde $\binom{n}{j}$ é a combinação simples de n elementos tomados j a j , ou em outra notação:

$$\binom{n}{j} = \frac{n!}{j! (n-j)!} \quad (\text{IV.6.16})$$

o que transforma (IV.6.15) em:

$$(t-1)^n = \sum_{j=0}^n \left[\frac{n!}{j! (n-j)!} \right] \cdot (-1)^j \cdot 1^j \cdot t^{n-j} \quad (\text{IV.6.17})$$

Usando a expressão (IV.6.17) na integral I_2 , tem-se:

$$I_2 = \sum_{j=0}^{10} \int_0^Z C_n \cdot t \cdot \left\{ \sum_{j=0}^n \left[\frac{n!}{j! (n-j)!} \right] \cdot (-1)^j \cdot 1^j \cdot t^{n-j} \right\} \cdot dt \quad (\text{IV.6.18})$$

usando novamente o teorema enunciado nesta seção e rearrumando os termos:

$$I_2 = \sum_{j=0}^{10} C_n \cdot \left\{ \sum_{j=0}^n \left[\frac{n!}{j! (n-j)!} \right] \cdot (-1)^j \cdot l^j \cdot \int_0^z t^{(n-j+1)} \cdot dt \right\} \quad (\text{IV.6.19})$$

cuja integral pode ser imediatamente resolvida:

$$I_2 = \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot \sum_{j=0}^n \left[\frac{n!}{j! (n-j)!} \right] \cdot (-1)^j \cdot l^j \cdot \left[\frac{z^{n-j+2}}{n-j+2} \right] \quad (\text{IV.6.20})$$

A solução (IV.6.20) é formada por um somatório dentro de um somatório, devido à integração do Binômio de Newton. O limite superior do somatório interno é função do limite corrente do somatório externo.

Reunindo a solução das duas integrais na equação (IV.6.7) têm-se:

$$P_a(z) = \frac{2\pi \cdot m \cdot a_0}{\xi} \cdot \left\{ b \cdot \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot \left[\frac{(z-l)^{n+1}}{n+1} - \frac{(-l)^{n+1}}{n+1} \right] + \right. \\ \left. + \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot \sum_{j=0}^n (-1)^j \cdot \left[\frac{n!}{j! (n-j)!} \right] \cdot l^j \cdot \frac{z^{n-j+2}}{n-j+2} \right\} \quad (\text{IV.6.21})$$

que é a forma final da expressão para a carga absorvida pelo solo ao redor do fuste, desde a superfície até a profundidade z , onde

$$C_n = \alpha_n + \frac{a_1}{a_0} \beta_n \quad (\text{IV.6.22})$$

Entretanto, a variável de interesse, no presente estudo, é a carga axial atuante no fuste, em função de z , $P(z)$. Essa distribuição é facilmente obtida considerando que a carga axial que atua numa determinada seção transversal, a uma profundidade z , é:

$$P(z) = P_t - P_a(z) \quad (\text{IV.6.23})$$

onde:

P_t - carga aplicada na cabeça da estaca, considerada ao nível da superfície do solo;

$P_a(z)$ - carga absorvida pelo solo, desde a superfície até a profundidade z .

Neste ponto, também faz-se importante ressaltar que as distribuições de $P_a(z)$ e $P(z)$, são dadas em função de a_0 e a_1 , que por sua vez são dependentes do valor de P_b , carga que atinge a base, valor não conhecido a priori. Uma relação que forneça P_b em função somente de variáveis conhecidas será deduzida na próxima seção.

IV.7. DEFINIÇÃO DAS CONSTANTES DE CONTORNO EM TERMOS DAS VARIÁVEIS BÁSICAS.

Nas seções IV.4 e IV.6 foram deduzidas expressões para as distribuições dos deslocamentos verticais, das tensões cisalhantes, e da carga axial ao longo da estaca: equações (IV.4.35), (IV.6.3) e (IV.6.23), respectivamente. Porém estas três expressões são dadas em função dos valores de a_0 e a_1 , definidos pelas equações:

$$a_0 = \frac{(1-\nu) \cdot n \cdot f_c \cdot P_b}{4 \cdot r_0 \cdot m \cdot (b+1)} \quad (\text{IV.4.28}), \text{bis}$$

$$a_1 = - \frac{P_b}{\pi \cdot r_0^2 \cdot E_p} \quad (\text{IV.4.29}), \text{bis}$$

onde P_b é a carga axial que chega à base, valor não conhecido a priori.

Mais precisamente, as distribuições mencionadas são função do valor de a_0 e do valor da relação (a_1/a_0) . Por outro lado, a_0 é definido

como o recalque sofrido pela base da estaca.

Para se explicitar o valor de (a_1/a_0) e a_0 em função de variáveis dadas pela geometria, pelas características de deformação do solo e da estaca, e pelo carregamento externo, pode-se começar relacionando:

$$\frac{a_1}{a_0} = \frac{-4.m.(b+1)}{\pi.r_0.E_p.(1-\nu).n.fc} \quad (IV.7.1)$$

assim a relação a_1/a_0 fica facilmente determinada.

O valor de a_0 pode ser explicitado usando a expressão (IV.6.23) aplicada para $z = l$, ou seja na base.

$$P_b = P(z=l) = P_t - \frac{2\pi.m}{\xi} \cdot a_0 \left[b \cdot \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot \frac{(-1)^{n+1}}{n+1} + \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot \sum_{j=0}^n (-1)^j \left[\frac{n!}{j!(n-j)!} \right] \cdot \frac{l^{n+2}}{(n-j+2)} \right] \quad (IV.7.2)$$

o termo entre colchetes não depende de z , mas sim somente de variáveis já conhecidas. Chamando-o de II:

$$II = \left\{ b \cdot \sum_{n=0}^{10} C_n \frac{(-1)^{n+1}}{n+1} + \sum_{n=0}^{10} C_n \cdot \sum_{j=0}^n (-1)^j \left[\frac{n!}{j!(n-j)!} \right] \cdot \frac{l^{n+2}}{(n-j+2)} \right\} \quad (IV.7.3)$$

com:

$$C_n = \alpha_n - \left[\frac{4.m.(b+1)}{\pi.r_0.E_p.(1-\nu).n.fc} \right] \cdot \beta_n \quad (IV.7.4)$$

a equação (IV.7.2) pode ser reescrita como:

$$P_b = P_t - \frac{2\pi.m}{\xi} \cdot a_0 \cdot II \quad (IV.7.5)$$

em forma compacta. É interessante notar que o segundo termo da equação (IV.7.5) é uma expressão para a carga total absorvida pelo solo ao redor do fuste, desde a superfície até a base, P_s .

$$P_s = \frac{2\pi \cdot m}{\xi} \cdot a_0 \cdot II \quad (IV.7.6)$$

Combinando a equação (IV.7.5) com a equação (IV.4.28) (bis) tem-se;

$$a_0 = \frac{(1-\nu) \cdot n \cdot f_c}{4 \cdot r_0 \cdot m \cdot (b+1)} \cdot \left[P_t - \frac{2\pi \cdot m}{\xi} \cdot a_0 \cdot II \right] \quad (IV.7.7)$$

resolvendo-a para a_0 vem:

$$a_0 = \frac{P_t}{\left[\frac{4 \cdot r_0 \cdot m \cdot (b+1)}{(1-\nu) \cdot n \cdot f_c} + \frac{2\pi \cdot m}{\xi} \cdot II \right]} \quad (IV.7.8)$$

que é a expressão final para a_0 em função das variáveis conhecidas.

Por fim, as equações (IV.7.1) e (IV.7.8) junto com as equações (IV.4.35), (IV.6.3) e (IV.6.23), fornecem as distribuições de deslocamento vertical, tensão cisalhante e carga axial, com a profundidade, respectivamente, em função, somente, das variáveis dadas pela geometria, pelas características de deformação do sistema solo-estaca, e pelo carregamento externo.

A equação (IV.7.3) tem uma importância prática muito grande, pois trata-se de um somatório composto em função de dois parâmetros fixos: a geometria e a deformabilidade do sistema estaca-solo. O valor de II é o parâmetro que representa o modo de transferência de carga total, isto é, permite dizer qual a parcela da carga total aplicada, que é absorvida ao longo de todo o fuste.

Da mesma forma que o valor de P_b pode ser explicitado pela equação (IV.7.5), o valor do recalque na altura da base pode ser descrito pela equação (IV.7.8), uma vez que:

$$w_b = a_0 \quad \text{ou,}$$

$$w_b = \frac{P_t}{\left[\frac{4 \cdot r_o \cdot m \cdot (b+1)}{(1-\nu) \cdot n \cdot f_c} + \frac{2\pi \cdot m}{\xi} \cdot II \right]} \quad (\text{IV.7.9})$$

IV.8. SOLUÇÃO FORMAL PARA PERFIS ESTRATIFICADOS.

IV.8.1. DEFINIÇÃO DAS CONSTANTES DE CONTORNO PARA O CASO DE DOIS MATERIAIS.

Quando o perfil do sub-solo é constituído por dois tipos de solo, desde a superfície até a profundidade final da estaca, com características à deformação muito diferentes entre si, torna-se necessário adaptar as soluções apresentadas nas seções anteriores.

Para considerar a estratificação do perfil de solo, dentro da solução formal já apresentada, pode-se subdividir a estaca em dois segmentos, isto é, em duas estacas, uma diretamente acima da outra. Para cada segmento de estaca, utiliza-se exatamente a mesma abordagem descrita nas seções anteriores com a única preocupação de se reavaliar as condições de contorno relativas à estaca superior.

Inicia-se a análise considerando-se primeiramente a estaca inferior. A distribuição de recalques, de tensão cisalhante e de carga axial é fornecida pelas mesmas equações referentes ao caso não estratificado, usando-se, no entanto, o sub-índice 2 para diferenciar as variáveis pertinentes a estaca inferior, das referentes a estaca superior,

as quais serão descritas por um sub-índice 1.

A estaca inferior funcionará exatamente como se fosse uma estaca comum em um perfil não estratificado. A única diferença é que ela será solicitada pela parcela da carga total (P_t) aplicada na cabeça da estaca superior, que não puder ser absorvida ao longo da fuste, ou seja, pela carga que chega à base da estaca superior. Ou:

$$P_{t,2} = P_{b,1} \quad (\text{IV.8.1})$$

onde:

$P_{t,2}$ - carga axial na cabeça da estaca inferior;

$P_{b,1}$ - carga axial na base da estaca superior.

A resistência à deformação do solo ao redor da segunda estaca será dada por:

$$G_2(z_2) = m_2 \cdot (b_2 + z_2) \quad (\text{IV.8.2})$$

onde:

z_2 - variável que indica a profundidade, contada a partir da cabeça da estaca inferior.

Da equação (IV.4.35), aplicada a estaca inferior, vem:

$$w_2(z_2) = a_{0,2} \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_{n,2} + \frac{a_{1,2}}{a_{0,2}} \cdot \beta_{n,2} \right] (z_2 - l_2)^n \quad (\text{IV.8.3})$$

onde:

$$a_{0,2} = \frac{P_{t,2}}{\left[\frac{4 \cdot r_{0,2} \cdot m_2 \cdot (b_2 + l_2)}{(1-\nu_2) \cdot n_2 \cdot f_{c,2}} + \frac{2\pi \cdot m_2}{\xi_2} \cdot II_2 \right]} \quad (\text{IV.8.4})$$

$$\frac{a_{1,2}}{a_{0,2}} = - \frac{4 \cdot m_2 \cdot (b_2 + l_2)}{\pi \cdot r_{0,2} \cdot E_{p,2} \cdot (1-\nu_2) \cdot n_2 \cdot f_{c,2}} \quad (\text{IV.8.5})$$

$\alpha_{n,2}$ - valores de α_n , calculados de acordo com as equações (IV.4.33), com l_2 , m_2 , b_2 e H_2 ;

$\beta_{n,2}$ - valores de β_n , calculados de acordo com as equações (IV.4.34), com m_2 , b_2 , l_2 e H_2 ;

II_2 - valor de II , equação (IV.7.3), calculado com l_2 , m_2 , b_2 e H_2 ;

l_2 - comprimento da estaca inferior.

Entretanto, o valor de $P_{t,2}$ não é conhecido a priori, como o era para o caso não estratificado. Então, torna-se necessário definir a relação entre a carga aplicada e o deslocamento vertical na cabeça da estaca. A expressão para $P_{t,2}$ em função das variáveis disponíveis considerando-se que:

$$P_{t,2} = P_{b,2} + P_{s,2} \quad (\text{IV.8.6})$$

Da equação (IV.7.6) tem-se o valor de $P_{s,2}$ e da equação (IV.4.28) pode-se explicitar o valor de $P_{b,2}$. O que dá:

$$P_{t,2} = \frac{4 \cdot r_{0,2} \cdot m_2 \cdot (b_2 + l_2)}{(1-\nu_2) \cdot n_2 \cdot f_{c,2}} \cdot a_{0,2} + \frac{2\pi \cdot m_2}{\xi_2} a_{0,2} II_2 \quad (\text{IV.8.7})$$

A expressão para $w_{t,2}$ vem da expressão (IV.8.3) com $z_2 = 0$.

$$w_{t,2} = a_{0,2} \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_{n,2} + \frac{a_{1,2}}{a_{0,2}} \cdot \beta_{n,2} \right] (-l_2)^n \quad (\text{IV.8.8})$$

Desta forma $P_{t,2}/w_{t,2}$, que é a relação de deslocamento para a estaca inferior, pode ser escrita como:

$$\left(\frac{P_t}{w_t} \right)_2 = \frac{\left[\frac{4 \cdot r_{0,2} \cdot m_2 \cdot (b_2 + l_2)}{(1-\nu_2) \cdot n_2 \cdot f_{c2}} + \frac{2\pi \cdot m_2 \cdot II_2}{\xi_2} \right]}{\sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_{n,2} + \frac{a_{1,2}}{a_{0,2}} \beta_{n,2} \right] (-l_2)^n} \quad (\text{IV.8.9})$$

à relação $\left(\frac{P_t}{w_t} \right)_2$ dar-se-á o nome de N_2 .

No que concerne a estaca superior, a mesma abordagem é empregada para se calcular as distribuições de deslocamento vertical, de tensão cisalhante e de carga axial. Contudo as condições de contorno devem ser alteradas, uma vez que a estaca superior está diretamente apoiada sobre a inferior.

As condições de contorno para esta situação são;

$$i) w_1(z_1=l_1) = w_{b,1} = w_{t,2} \quad (\text{IV.8.10})$$

$$ii) \frac{dw_1(z_1=l_1)}{dz_1} = - \frac{P_{b,1}}{\pi \cdot r_{0,1}^2 \cdot E_{p,1}} = - \frac{P_{t,2}}{\pi \cdot r_{0,1}^2 \cdot E_{p,1}} \quad (\text{IV.8.11})$$

uma vez que deve haver compatibilidade entre os deslocamentos verticais e a carga axial no contato entre as duas estacas.

Da mesma forma que para a estaca inferior a resistência à deformação do solo ao longo da estaca superior é dada por:

$$G_1(z_1) = m_1 \cdot (b_1 + z_1) \quad (\text{IV.8.12})$$

onde z_1 - variável que indica a profundidade, contada a partir da cabeça da estaca, ou seja da superfície.

Conforme a solução da equação diferencial da seção IV.4. os valores das condições de contorno são considerados através das duas constantes de contorno a_0 e a_1 . No presente caso, $a_{0,1}$ e $a_{1,1}$ devem ser deduzidas de acordo com (IV.8.10) e (IV.8.11) e expressas em termos das variáveis básicas disponíveis, como deduzido na seção IV.7.

O valor de $a_{0,1}$ pode ser explicitado mais diretamente no caso de uma estaca apoiada sobre outra, considerando-se as equações (IV.8.10) e (IV.8.9), uma vez que:

$$a_{0,1} = w_{b,1} \quad (\text{IV.8.13})$$

$$a_{0,1} = w_{t,2} = P_{t,2} / N_2 \quad (\text{IV.8.14})$$

A relação entre os valores de $a_{1,1}$ e $a_{0,1}$, fica então:

$$\frac{a_{1,1}}{a_{0,1}} = - \frac{N_2}{\pi \cdot r_{0,1}^2 \cdot E_{p,1}} \quad (\text{IV.8.15})$$

A distribuição de recalques para a estaca superior fica:

$$w_1(z_1) = a_{0,1} \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_{n,1} + \frac{a_{1,1}}{a_{0,1}} \cdot \beta_{n,1} \right] \cdot (z_1 - l_1)^n \quad (\text{IV.8.16})$$

com $a_{0,1}$ dado pela expressão (IV.8.14), e $(a_{1,1}/a_{0,1})$ dado pela equação (IV.8.15).

O valor de $w_{t,1}$ vem da equação (IV.8.16) fazendo-se $z_1 = 0$.

O valor de $P_{t,1}$ deve ser avaliado com o uso de:

$$P_{t,1} = P_{b,1} + P_{s,1} \quad (\text{IV.8.17})$$

onde o valor de $P_{s,1}$, vem através da equação (IV.7.6) e o de $P_{b,1}$ das equações (IV.8.1) e (IV.8.9). Assim

$$P_{t,1} = N_2 \cdot w_{t,2} + \frac{2\pi \cdot m_1}{\xi_1} \cdot a_{0,1} \cdot II_1 \quad (IV.8.18)$$

onde:

II_1 - valor de II , equação (IV.7.3), calculando com m_1 , b_1 , l_1 e H_1 .

A relação de deslocamento será dada usando as equações (IV.8.18) e (IV.8.16) com $z_1 = 0$.

$$\left(\frac{P_t}{w_t}\right)_1 = \left[\frac{N_2 \cdot w_{t,2} + \frac{2\pi \cdot m_1}{\xi_1} \cdot a_{0,1} \cdot II_1}{a_{0,1} \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_{n,1} + \frac{a_{1,1}}{a_{0,1}} \beta_{n,1} \right] \cdot (-l_1)^n} \right] \quad (IV.8.19)$$

lembrando da equação (IV.8.14), pode-se simplificar (IV.8.19).

$$\left(\frac{P_t}{w_t}\right)_1 = \left[\frac{N_2 \cdot + \frac{2\pi \cdot m_1}{\xi_1} \cdot II_1}{\sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_{n,1} + \frac{a_{1,1}}{a_{0,1}} \beta_{n,1} \right] \cdot (-l_1)^n} \right] \quad (IV.8.20)$$

e:

$$\left(\frac{P_t}{w_t}\right)_1 = N_1 \quad (IV.8.21)$$

A expressão (IV.8.20) possibilita calcular o recalque na cabeça da estaca superior, ou seja, na superfície, em função do carregamento externo, já que todos fatores à direita da igualdade são conhecidos e numericamente

determináveis.

Para uma análise menos completa, o problema, a esta altura, já estaria resolvido, pois o valor do recalque na cabeça da estaca é a principal variável de interesse neste tipo de análise. No entanto, usando-se as expressões até aqui expostas, pode-se determinar as distribuições de carga, deslocamento vertical e tensão cisalhante para todo o perfil, isto é, desde a superfície até a base da estaca inferior.

Para tal objetivo, o primeiro passo é determinar o valor de $a_{0,1}$ em função dos parâmetros da camada superior. Lembrando que $a_{0,1} = w_{b,1}$ e que $w_{b,1} = w_{t,2}$, e usando a expressão (IV.8.18), vem:

$$a_{0,1} = \frac{P_{t,1}}{N_2 + \frac{2\pi \cdot m_1}{\xi_1} \cdot II_1} \quad (\text{IV.8.22})$$

Com o valor da constante de contorno $a_{0,1}$ determinada, imediatamente todas as distribuições mencionadas ficam disponíveis, pelo emprego das suas respectivas expressões. O deslocamento vertical é dado por (IV.8.16). A distribuição de carga é dada pela equação (IV.6.23) e (IV.6.21), com todas as constantes tomadas em relação a camada superior. Da mesma forma, a distribuição das tensões cisalhantes é dada pela expressão (IV.6.3), ou mais facilmente em função da distribuição dos deslocamentos verticais pela expressão (IV.6.1).

Para a camada inferior, a equação de compatibilidade $P_{t,2} = P_{b,1}$, permite determinar qual a parcela de carga que é transferida à estaca-inferior, através da expressão (IV.8.14).

$$P_{t,2} = a_{0,1} \cdot N_2 \quad (\text{IV.8.23})$$

Com o valor da carga axial atuante na cabeça da estaca inferior, pode-se determinar o valor da sua constante de contorno $a_{0,2}$, através da

equação (IV.8.4).

Da mesma forma que para a estaca superior, estando determinada sua constante de contorno, pode-se obter imediatamente a distribuição de deslocamento vertical através da equação (IV.8.3). A distribuição de carga e tensão cisalhante se obtém de forma análoga à estaca superior.

IV.8.2. GENERALIZAÇÃO DA SOLUÇÃO PARA PERFIS ESTRATIFICADOS.

Na seção IV.8.1. foi descrito o enfoque que se dá, quando há a necessidade de se dividir a estaca em dois segmentos. No caso exposto a divisão em duas partes se deu em virtude da mudança das características de deformação do solo. No entanto, o mesmo procedimento pode ser aplicado, quando as características da estaca variam. Exemplo: variação do módulo de Young ou seção transversal. Consequentemente, a abordagem constitui-se em um excelente instrumento para se aplicar à estacas compostas. Por exemplo: tubulão com estacas metálicas cravadas a partir de sua base.

Na seção anterior foram discutidos dois casos, o de uma estaca flutuante e o de uma estaca apoiada com a sua ponta na cabeça de uma outra estaca subjacente. Foi, também, descrita a forma de se compatibilizar a carga e o deslocamento no ponto de contato entre elas. Com a formulação apresentada para estes dois casos, pode-se extrapolar o procedimento para um número qualquer de divisões que se verifiquem necessárias.

Nesta seção será apresentado um resumo das expressões utilizadas para se descrever o comportamento de uma estaca carregada axialmente em um meio estratificado.

Supondo o perfil do sub-solo como sendo constituído por p camadas, no qual a camada p é a camada que comporta a ponta da estaca, e a camada 1 é a camada superficial.

Usando o índice i para designar uma camada genérica, as variáveis das camadas representam:

l_i - espessura da camada i ;

ν_i - coeficiente de Poisson da camada i ;

z_i - variável que indica a profundidade, contada a partir da interface superior da camada i ;

$$G_i(z_i) = m_i (b_i + l_i) \quad (\text{IV.8.2.1})$$

$G_i(z_i)$ - descrição da variação linear do módulo cisalhante dentro da camada i ;

$E_{p,i}$ - módulo de Young do segmento de estaca dentro da camada i ;

$r_{0,i}$ - raio da seção transversal do segmento de estaca dentro da camada i ;

$$H_i = \frac{-2 \cdot m_i}{E_{p,i} \cdot r_{0,i} \cdot \xi_i} \quad (\text{IV.8.2.2})$$

$\alpha_{n,i}$ - coeficiente da série de potências, dados pelas equações (IV.4.33), calculados com m_i , b_i , l_i e H_i .

$\beta_{n,i}$ - coeficiente da série de potências, dados pelas equações (IV.4.34), calculados com m_i , b_i , l_i e H_i .

$a_{0,i}$ - constante de contorno da camada i ;

$\frac{a_{1,i}}{a_{0,i}}$ - relação entre as constantes de contorno da camada i ;

$$w_i(z_i) = a_{0,i} \sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_{n,i} + \frac{a_{1,i}}{a_{0,i}} \beta_{n,i} \right] \cdot (z_i - l_i)^n \quad (\text{IV.8.2.3})$$

$w_i(z_i)$ - distribuição dos deslocamentos verticais das seções transversais dentro da camada i ;

$$\tau_{0,i}(z_i) = \left[\frac{1}{\xi_i \cdot r_{0,i}} \cdot m_i(b_i + z_i) \right] w_i(z_i) \quad (\text{IV.8.2.4})$$

$\tau_{0,i}(z_i)$ - distribuição das tensões cisalhantes, junto ao fuste, dentro da camada i;

$$P_i(z_i) = P_{t,i} - \frac{2\pi \cdot m_i}{\xi_i} \cdot a_{0,i} \left\{ b_i \cdot \sum_{n=0}^{10} C_{n,i} \left[\frac{(z_i - l_i)^{n+1}}{n+1} - \frac{(-l_i)^{n+1}}{n+1} \right] + \right. \\ \left. + \sum_{n=0}^{10} C_{n,i} \sum_{j=0}^n (-1)^j \left[\frac{n!}{j! (n-j)!} \right] \cdot l_i^j \frac{z_i^{n-j+2}}{(n-j+2)} \right\} \quad (\text{IV.8.2.5})$$

$P_i(z_i)$ - distribuição da carga axial ao longo do fuste, dentro da camada i;

$$C_{n,i} = \alpha_{n,i} + \frac{a_{1,i}}{a_{0,i}} \beta_{n,i} \quad (\text{IV.8.2.6})$$

$P_{t,i}$ e $w_{t,i}$ - carga e recalque no topo da camada i;

$P_{b,i}$ e $w_{b,i}$ - carga e recalque na base da camada i;

As variáveis e expressões listadas acima são válidas para todas as camadas, desde a superfície até a camada p, indistintamente.

Para as camadas genéricas, com exceção da camada da ponta, ainda têm-se;

$$II_i = \left\{ b_i \sum_{n=0}^{10} C_{n,i} \frac{(-l_i)^{n+1}}{n+1} + \sum_{n=0}^{10} C_{n,i} \sum_{j=0}^n (-1)^j \cdot \left[\frac{n!}{j! (n-j)!} \right] \cdot \frac{l_i^{n+2}}{(n-j+2)} \right\} \quad (\text{IV.8.2.7})$$

$$\frac{a_{1,i}}{a_{0,i}} = - \frac{N_{i+1}}{\pi \cdot r_{0,i}^2 \cdot E_{p,i}} \quad (\text{IV.8.2.8})$$

$$N_i = \left\{ \frac{N_{i+1} + \frac{2\pi \cdot m_i}{\xi_i} \cdot II_i}{\sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_{n,i} + \frac{a_{1,i}}{a_{0,i}} \cdot \beta_{n,i} \right] \cdot (-1)_i^n} \right\} \quad (\text{IV.8.2.9})$$

$$P_{t,i} = N_i \cdot a_{0,i-1} \quad (\text{IV.8.2.10})$$

$$a_{0,i} = \frac{P_{t,i}}{\left[N_{i+1} + \frac{2\pi \cdot m_i}{\xi_i} \cdot II_i \right]} \quad (\text{IV.8.2.11})$$

Para a camada p, que abriga a ponta da estaca, as relações acima sofrem modificações devido às novas condições de contorno. Usando o sub-índice p tem-se:

$$II_p = \left\{ b_p \sum_{n=0}^{10} - C_{n,p} \frac{(-1)_p^{n+1}}{n+1} + \sum_{n=0}^{10} C_{n,p} \sum_{j=0}^n (-1)^j \cdot \left[\frac{n!}{j! (n-j)!} \right] \cdot \frac{l_p^{n+2}}{(n-j+2)} \right\} \quad (\text{IV.8.2.12})$$

$$\frac{a_{1,p}}{a_{0,p}} = - \left[\frac{4 \cdot m_p \cdot (b_p + l_p)}{\pi \cdot r_{0,p} \cdot E_{p,p} \cdot (1-\nu_p) \cdot n \cdot f_c} \right] \quad (\text{IV.8.2.13})$$

$$N_p = \left\{ \frac{\frac{4 \cdot r_{0,p} \cdot m_p \cdot (b_p + l_p)}{(1-\nu_p) \cdot n \cdot f_c} + \frac{2\pi \cdot m_p}{\xi_p} \cdot II_p}{\sum_{n=0}^{10} \left[\alpha_{n,p} + \frac{a_{1,p}}{a_{0,p}} \cdot \beta_{n,p} \right] \cdot (-1)_p^n} \right\} \quad (\text{IV.8.2.14})$$

$$P_{t,p} = N_p \cdot a_{0,p-1} \quad (\text{IV.8.2.15})$$

$$a_{0,p} = \frac{P_{t,p}}{\left[\frac{4 \cdot r_{0,p} \cdot m_p \cdot (b+l_p)}{(1-\nu_p) \cdot n \cdot f_c} + \frac{2\pi \cdot m_p}{\xi_p} \cdot II_p \right]} \quad (\text{IV. 8.2.16})$$

onde:

$$n = \frac{r_{0,p}}{r_b} \quad (\text{IV. 8.2.17})$$

r_b - raio da base da estaca;

f_c - fator de correção devido à heterogeneidade abaixo da base da estaca;

II_i - parâmetro de transferência de carga;

$$N_i = \left(\frac{P_{t,i}}{w_{t,i}} \right) \quad (\text{IV. 8.2.18})$$

N_i - relação de deslocamento;

Desta forma, todas as equações e variáveis intervenientes foram listadas.

Para se resolver o problema basta, agora, encadear as expressões em uma marcha de cálculo. O encadeamento das expressões considerando as diversas camadas e suas expressões é fornecido no roteiro abaixo.

Deve-se iniciar o processo através da última camada. São calculados então:

II_p - equação (IV. 8.2.12).

$\frac{a_{1,p}}{a_{0,p}}$ - equação (IV. 8.2.13).

N_p - equação (IV. 8.2.14).

para as camadas genéricas subsequentes superiores, ou seja de $i = p-1$ até $i = 1$, calcula-se:

II_i - equação (IV.8.2.7).

$\frac{a_{1,i}}{a_{0,i}}$ - equação (IV.8.2.8).

N_i - equação (IV.8.2.9).

Quando $i = 1$, ou seja, quando chega-se na camada da superfície, o valor de $P_{t,1}$ é conhecido, pois trata-se do próprio carregamento externo. Portanto:

$$w_{t,1} = \frac{P_{t,1}}{N_1}$$

e

$a_{0,1}$ - pode ser calculado pela expressão (IV.8.2.11).

Para as camadas subsequentes inferiores, isto é de $i = 2$ até $i = p-1$, calcula-se.

$P_{t,i}$ - equação (IV.8.2.10).

$a_{0,i}$ - equação (IV.8.2.11).

Quando $i = p$, ou seja, a camada da ponta da estaca, calcula-se:

$P_{t,p}$ - equação (IV.8.2.15).

$a_{0,p}$ - equação (IV.8.2.16).

terminando assim o processo.

Dispondo-se, ao final do processo de todos os valores da constante de contorno $a_{0,1}$ com $i = 1, \dots, p$, pode-se descrever todo o fenômeno através das equações (IV.8.2.3), (IV.8.2.4) e (IV.8.2.5), que fornecem respectivamente, as distribuições de deslocamento vertical, de tensão cisalhante e de carga axial, para cada camada do perfil.

No apêndice A-1 encontra-se um exemplo numérico para o cálculo do recalque em uma estaca instalada em um perfil de solo heterogêneo.

CAPÍTULO V

IMPLEMENTAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE RECALQUES

V.1. INTRODUÇÃO.

Nos capítulos anteriores foram descritas em detalhes, três metodologias para se calcular a distribuição de deslocamento vertical em estacas carregadas vertical e axialmente em suas cabeças. A abordagem do fenômeno, em cada método, foi discutida, o que permitiu que se fizessem considerações de ordem teórica sobre cada modelo. Também foram definidas as variáveis intervenientes, relativas a cada um dos enfoques. Quando possível, soluções analíticas, para quantificar o fenômeno foram deduzidas.

O presente capítulo tem como objetivo implementar, do ponto de vista prático, a aplicação de cada uma das formulações, para que possam ser avaliadas e possam se transformar em ferramentas úteis ao projeto específico, na área de engenharia de fundações.

Para este fim, serão descritas as considerações de ordem prática que permitem o emprego de cada um dos métodos, incluindo as adaptações necessárias aos perfis do sub-solo, e as correlações usadas para se determinarem certas variáveis intermediárias.

Cada uma das abordagens apresentadas para se prever o comportamento à deformação, envolve um grande número de variáveis básicas e de variáveis intermediárias, provocando uma grande quantidade de cálculos para a sua resolução. Para tratar mais facilmente, com maior velocidade e maior precisão estes cálculos, são desenvolvidas rotinas computacionais próprias para cada caso.

As formulações de cada método são, então, aplicadas à um conjunto

de provas de carga compiladas em um banco de dados. O processamento destas provas de carga, por cada um dos métodos visa aferir a acurácia das metodologias e produzir, quando possível, correlações entre o módulo cisalhante e a resistência de ponta no ensaio do cone, para serem usadas posteriormente em problemas de previsão do comportamento à deformação em estacas, além de propiciar uma comparação entre os resultados fornecidos por cada uma das metodologias. Para alcançar tais objetivos, as variáveis básicas envolvidas no comportamento carga-recalque de uma estaca específica devem ser estabelecidas de acordo com critérios objetivos pré-estabelecidos, válidos para todo o conjunto das provas disponíveis. Sendo assim, são também, desenvolvidas rotinas computacionais para tratar estas variáveis básicas de uma forma padronizada.

As provas de carga estão organizadas em arquivos de computador e, portanto, oferecem facilidades de visualização e rapidez de acesso ao usuário. Além disso, podem, sempre que necessário, serem acessadas pelos programas desenvolvidos para cada método de cálculo apresentado. Este fato, gera uma versatilidade muito grande, pois uma metodologia pode acessar todas as provas de carga do banco, relativas a inúmeras combinações de carregamento, geometria e características de deformação do solo e da estaca. Além da versatilidade, ganha-se muita velocidade de análise, assim como ótima repetibilidade de resultados.

Nas seções seguintes estão descritos os detalhes do banco de dados, dos programas computacionais, dos critérios para considerações das condições específicas de cada prova e da forma de se determinarem possíveis correlações.

V.2. ORGANIZAÇÃO DO BANCO DE DADOS.

O Banco de Dados constituiu-se de um conjunto de arquivos,

agrupados em função do tipo de estaca, onde estão registradas informações relativas às provas de cargas realizadas. Estas informações estão sub-divididas em quatro grupos: origem da prova de carga, dados sobre a estaca, dados a respeito das características geotécnicas do solo e dados da prova de carga propriamente dita.

O primeiro grupo fornece indicação do local onde teve lugar a prova, da empresa ou instituição que a realizou e da identificação individual da prova.

O segundo grupo reúne informações da própria estaca, como suas características geométricas: área da seção transversal, área da base, comprimento total, comprimento em solo, perímetro e tipo da seção transversal. Além da geometria, o tipo de estaca, a referência e a data de instalação, também são relacionados.

O banco de dados classifica as estacas em dez tipos diferentes. São individualizadas as estacas metálicas, pré-moldadas em concreto vibrado, pré-moldadas em concreto centrifugado, tipo franki, tipo strauss, prensada, injetada, escavada de pequeno diâmetro, escavada de grande diâmetro e tubulão. São consideradas estacas de grande diâmetro, aquelas com o diâmetro superior à 60 cm.

O terceiro grupo registra os dados geotécnicos do perfil do solo, fornecidos por uma sondagem: número total de camadas, classificação do solo de cada camada, profundidade final de cada camada, profundidade final da sondagem, e valor de N_{SPT} relativos aos últimos trinta centímetros de penetração, para cada metro de sondagem, além da referência da sondagem.

O banco de dados classifica os solos em quinze diferentes tipos:

1. Areia;
2. Areia siltosa;
3. Areia silto-argilosa;

4. Areia argilosa;
5. Areia argilo-siltosa;
6. Silte;
7. Silte arenoso;
8. Silte areno-argiloso;
9. Silte argiloso;
- 10 Silte argilo-arenoso;
11. Argila;
12. Argila arenosa;
13. Argila areno-siltosa;
14. Argila siltosa;
15. Argila silto-arenosa.

O quarto grupo traz os dados relativos à prova de carga propriamente dita. São relacionados o tipo, a data, a duração, a referência da prova, o valor da relação recalque máximo-diâmetro, o número de pontos da curva carga x recalque, e os valores dos pares ordenados carga-recalque. As unidades são: para carga, toneladas-força (tf) e para recalque, milímetro (mm). O banco de dados só comporta valores de recalque medidos na cabeça da estaca.

O banco de dados é gerenciado por um programa executável, de tamanho reduzido, que oferece opções de se criar, listar na tela, imprimir e modificar um arquivo. A interface com o usuário é bem simples e elucidativa, facilitando qualquer uma das opções acima listadas.

Ao se criar um arquivo no banco de dados, automaticamente é calculado e armazenado o valor da carga de ruptura fornecida pela formulação de Van der Veeen, assim como o valor das constantes A e B. A formulação de Van de Veen consiste em se assumir que a curva carga x recalque de uma estaca pode ser representada por uma expressão exponencial

da forma:

$$P = P_u \cdot [1 - \exp(-A \cdot w + B)] \quad (V.2.1)$$

onde:

P - carga aplicada na cabeça;

w - recalque medido na cabeça;

P_u - carga de ruptura extrapolada;

A e B - coeficientes da exponencial.

Os valores de P_u , A e B são determinados quando se procede a regressão exponencial para a equação (V.2.1), com os valores dos pares ordenados carga-recalque da prova de carga.

Um outro aspecto importante a se destacar é o fato de que os valores de N_{SPT} , arquivados no banco de dados, não sofreram nenhuma correção de energia, ou seja, estão relacionados da forma como foram fornecidos nos boletins de sondagem.

O número de provas de carga relacionados por cada tipo de estaca no banco de dados é dado na tabela V.2.1:

Tabela V.2.1.

i) metálica:	14;
ii) pré-moldada em concreto vibrado:	15;
iii) pré-moldada em concreto centrifugado:	28;
iv) franki:	40;
v) strauss:	23;
vi) injetada;	4;
vii) escavada de pequeno diâmetro	8;
viii) escavada de grande diâmetro	15;
ix) metálica com base franki:	24;

provas cedidas posteriormente.

- x) pré-moldada em concreto vibrado (CPM): 49;
- xi) pré-moldada em concreto centrifugado (SCAC): 45;

O item ix não está de acordo com a classificação prevista pelo banco de dados. Estas provas foram realizadas em estacas franki tubadas, isto é, com o fuste revestido por um cilindro de aço. Nas análises subsequentes elas serão consideradas como do tipo franki, porém com alterações no módulo de elasticidade da estaca em função da espessura do tubo de revestimento de aço. Para os demais tipos de estacas, o valor do módulo de elasticidade longitudinal do material da estaca está relacionado na tabela V.2.2.

Tabela V.2.2.

	E_m (KPa)
i) metálica:	$21 \cdot 10^7$;
ii) pré-moldada em concreto vibrado:	$2,2 \cdot 10^7$;
iii) pré-moldada em concreto centrifugado:	$2,5 \cdot 10^7$;
iv) franki:	$2,2 \cdot 10^7$;
v) strauss:	$2,0 \cdot 10^7$;
vi) injetada;	$3,0 \cdot 10^7$;
vii) escavada de pequeno diâmetro	$2,0 \cdot 10^7$;
viii) escavada de grande diâmetro	$2,0 \cdot 10^7$;
ix) metálica com base franki:	variável;
x) SCAC	$2,5 \cdot 10^7$;
xi) CPM	$2,2 \cdot 10^7$;

V.3. CRITÉRIOS PARA IMPLEMENTAÇÃO DO MÉTODO DE AOKI E LOPES (1975).

V.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.

Conforme exposto no capítulo II, o método proposto por AOKI e LOPES (4) se utiliza de uma discretização das cargas distribuídas que atuam por todo o elemento de fundação. A área lateral da estaca é dividida em $n_1 \cdot n_3$ partes, sendo n_1 o número de sub-divisões no sentido do perímetro e n_3 o número de sub-divisões no sentido do comprimento da estaca. A área da base é discretizada em $n_1 \cdot n_2$ partes, onde n_2 é o número de sub-divisões de base no sentido do raio.

Para se analisarem todas as provas do Banco de Dados deve ser estabelecido um padrão para n_1 , n_2 e n_3 .

Teoricamente, os melhores valores para n_1 , n_2 e n_3 seriam valores finitos muito grandes, o que acarretaria em um número de cálculos muito elevado, sobrecarregando e aumentando de forma impraticável o tempo de processamento em micro-computadores.

Foram realizadas análises empregando para um mesmo exemplo de prova de carga, várias combinações de valores de n_1 , n_2 e n_3 fixo. Tomando os dois primeiros valores como iguais entre si, e iguais a n ; valores de n de 15 e 20 fornecem resultados para o recalque na ponta da estaca com diferença de aproximadamente 0,5%, ou da ordem de milésimos de milímetros, sendo do ponto de vista de engenharia praticamente igual. Quando se tomam os três valores, n_1 , n_2 e n_3 como iguais entre si, e iguais a n , conclui-se que para $n = 6$ e $n = 10$, a variação na valor do recalque calculado na base da estaca é da ordem de menos de 0,1%. Isso leva a crer acreditar que valores de n desta ordem conseguem representar bem as cargas distribuídas que agem em todo o elemento de fundação. Como critério geral, foram adotados os valores de $n_1 = n_2 = n_3 = 10$, para todas as análises,

independente das dimensões das estacas.

Uma outra análise paramétrica foi realizada para verificar a variação do valor do recalque calculado, quando se varia a profundidade do ponto de cálculo do recalque verticalmente. O método fornece valores de recalque calculados quase constantes, quando se considera o ponto de interesse dentro de uma distância de aproximadamente 10% do valor do raio da base, a partir deste limite, o valor do recalque calculado começa a cair lentamente. Esta observação pode ser explicada se imaginarmos uma zona diretamente abaixo da base, que atue como um conjunto, se deslocando verticalmente junto com a base da estaca. Desta forma o ponto em que são calculadas todas as contribuições de recalque, pela formulação de Mindlin, foi fixado em 5% do diâmetro, abaixo da base da estaca.

A carga total de serviço, atuante na cabeça da estaca, foi considerada como a metade do valor da carga de ruptura fornecida pelo método de Van der Veen. Este critério permite que se fique restrito à parte aproximadamente linear da exponencial de Van der Veen.

V.3.2. CORRELAÇÕES UTILIZADAS.

De acordo com o capítulo II, as variáveis básicas do solo que devem ser conhecidas previamente são o módulo cisalhante do solo e o seu coeficiente de Poisson.

O coeficiente de Poisson é uma grandeza elástica que varia teoricamente entre zero e $1/2$. Para o presente trabalho, a sua variação foi restrita ao intervalo $[0,3 ; 0,5]$. Sendo o limite superior para solos incompressíveis, ou submetidos à uma solicitação não-drenada, que oferecem maior resistência à deformação. Em comparação ao módulo cisalhante sua importância é secundária na determinação do recalque em estacas, uma vez que a deformação gerada no solo é eminentemente cisalhante. Como critério

geral foi considerado que o coeficiente de Poisson tem valor 0,3 para solos com N_{SPT} menor que 5, valor de 0,4 para solos com N_{SPT} entre 5 e 10 e valor de 0,5 para solos com N_{SPT} maior que 10.

Apesar do valor do coeficiente de Poisson pode ser expresso, para solos normalmente adensados, como função do coeficiente de empuxo no repouso:

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (V.3.2.1)$$

K_0 - coeficiente de empuxo no repouso;

ν - coeficiente de Poisson;

e que seu valor, portanto, varia com a história de tensões do solo, uma consideração mais precisa do valor de ν não é possível, pois os únicos dados disponíveis a respeito das características do solo, são os valores de N_{SPT} .

Para a determinação dos valores do módulo de elasticidade transversal, foi utilizada correlação do tipo.

$$G = \eta \cdot q_{cone} \quad (V.3.2.2)$$

onde:

$$q_{cone} = K \cdot N_{SPT} \quad (V.3.2.3)$$

q_{cone} - resistência de ponta à penetração no ensaio de cone (CPT);

N_{SPT} - número de golpes, ensaio SPT;

K - correlação entre q_{cone} e N_{SPT} ;

η - correlação entre G e q_{cone} , fator adimensional;

Os valores de K foram estudados por AOKI e VELLOSO (5) e mais recentemente por DANZIGER (12). Para cada tipo de solo, definido pelo banco de dados, foi fixado um valor para K, em (tf/m^2), dados na tabela V.3.2.1.

Tabela V.3.2.1.

	K (tf/m^2)	α (%)
1. Areia;	60	1,4
2. Areia siltosa;	53	2,0
3. Areia silto-argilosa;	53	2,4
4. Areia argilosa;	53	3,0
5. Areia argilo-siltosa;	53	2,8
6. Silte;	48	3,0
7. Silte arenoso;	48	2,2
8. Silte areno-argiloso;	38	2,8
9. Silte argiloso;	30	3,4
10. Silte argilo-arenoso;	38	3,0
11. Argila;	25	6,0
12. Argila arenosa;	48	2,4
13. Argila areno-siltosa;	38	2,8
14. Argila siltosa;	25	4,0
15. Argila silto-arenosa.	38	3,0

Os valores de η apresentados na tabela V.3.2.2, são os valores retro-analisados pelos outros dois métodos descritos no presente trabalho, e estão disponíveis somente em função do tipo de estaca. Onde η_R são os valores oriundos das análises através do método de RANDOLPH (6), e η_p são os valores retro-analisados com a metodologia proposta na presente tese.

Tabela V.3.2.2.

	η_R	η_P	F_2
i) metálica:	1,8	2,6	3,0
ii) pré-moldado em concreto vibrado:	4,4	6,3	1,4
iii) pré-moldado em concreto centrifugado:	1,2	2,4	1,4
iv) franki:	4,7	8,8	2,0
v) strauss:	4,5	6,4	3,8
vi) injetada;	3,1	3,8	1,4
vii) escavada de pequeno diâmetro.	11,0	21,0	1,4
viii) escavada de grande diâmetro	9,7	21,2	4,0
ix) metálica com base franki:	2,0	9,5	3,0
x) SCAC	2,3	4,2	1,4
xi) CPM	2,2	5,2	1,4

Como já foi mencionado no capítulo II, o método de AOKI e LOPES (5) necessita de um conhecimento prévio do modo de transferência de carga, ou seja, conhecer de antemão qual o valor total da carga absorvida pelo fuste, e qual a carga que chega à base. Para desempenhar tal tarefa foi eleito o método de previsão da capacidade de carga em estacas preconizado por AOKI e VELLOSO (5). O método acima mencionado considera que a capacidade de carga do fuste, é dada por:

$$Q_f = \sum_{i=1}^l \left(\frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT,i}}{F_2} \right) \cdot 2\pi \cdot r_0 \quad (V.3.2.4)$$

onde:

α - correlação entre a resistência de ponta e a resistência lateral, no ensaio de cone (CPT);

F_2 - fator de escala e execução, para a resistência lateral;

Os valores de α variam em função do tipo de solo e estão apresentados na tabela V.3.2.1.

O valor da carga total absorvida pelo fuste da estaca, dado pela equação (V.3.2.4), é portanto independente da carga de serviço aplicada na cabeça da estaca. Pode, e em muitos casos é, ser maior que a própria carga de serviço. Nestes casos, deve ser considerado que nenhuma parcela da carga total aplicada alcança a base, e o valor da carga que é absorvida pelo fuste, no método de AOKI e LOPES (4), deve ser tomado igual ao valor da carga de serviço aplicada. No caso em que isto não ocorre, o valor da carga absorvida pelo fuste deve ser tomado igual ao calculado pela expressão (V.3.2.4), sendo o valor da carga que chega à base obtido pela diferença entre a carga aplicada na cabeça e a absorvida pelo fuste.

Os valores do fator de execução e escala, F_2 , são estabelecidos com base nos estudos de LAPROVITERA (13), e estão inclusos na tabela V.3.2.2.

V.3.3. ADAPTAÇÃO DO PERFIL.

Conforme exposto no capítulo II, o método de discretização de AOKI e LOPES (4) prevê uma distribuição linear, com a profundidade, para as tensões atuantes ao longo do fuste da estaca.

Se considerar-se que as tensões cisalhantes transferidas ao solo, pelo fuste, em uma determinada profundidade, são proporcionais a resistência à penetração da ponta do cone, então pode-se admitir o mesmo formato da função de distribuição de penetração do cone, para descrever a distribuição de tensões cisalhantes e, conseqüentemente, a distribuição das cargas concentradas discretizadas ao longo do fuste.

A idéia é usar o coeficiente angular da reta de regressão para valores de q_{cone} , para descrever a distribuição linear das cargas discretizadas, ao longo do fuste. Ou seja, desta forma estimar o valor de

r_3 , que junto com D_1 , D_2 e f_2 , definidos na seção III.3, determinam a aplicação de carga ao solo, ao longo do fuste.

Deve-se ter em mente que, uma distribuição linear para todo o comprimento da estaca é uma aproximação pouco realista. Além disso em muitos casos a regressão linear para valores de q_{cone} pode produzir uma reta com intercepto na superfície menor que zero. Nestes casos, o critério adotado é retirar, um a um, os valores de q_{cone} a partir da superfície, do processo de regressão, até que o intercepto na superfície seja maior ou igual a zero. Isto acontece com perfis de solo que se apresentam com valores de N_{SPT} muito pequenos próximos à superfície, e com valores consideravelmente maiores perto da base. Nestes casos, deve-se usar um valor para D_1 , isto é, profundidade em que começa a transferência de carga, compatível com os valores de q_{cone} retirados do processo de regressão.

Até aqui foram feitas considerações a respeito do solo ao redor do fuste. No entanto, o solo abaixo da base da estaca, desempenha um papel fundamental neste método, já que todos valores de recalque serão calculados com as suas propriedades elásticas. Para determinar as propriedades elásticas dessa região, é preciso primeiro definir a região. De acordo com vários autores como Brown e Gibson (1979), CARRIER e CHRISTIAN (9), RANDOLPH (6) o solo que se situa a profundidades maiores que 3 diâmetros, a contar da base da estaca, tem pouca ou nenhuma influência sobre o comportamento à deformação da estaca. Desta forma, a camada abaixo da base da estaca que é considerada como relevante, tem espessura de três vezes o diâmetro.

O módulo de elasticidade transversal desta região é determinado através de correlação do tipo da equação (V.3.2.2) e (V.3.2.3). São determinados valores de G para cada N_{SPT} desta região, e toma-se a média. Da mesma forma, com o valor do coeficiente de Poisson.

V.3.4. ENCURTAMENTO ELÁSTICO E CAPACIDADE DA RETRO-ANÁLISE.

Na formulação de AOKI e LOPES (4), para se chegar ao valor do recalque na cabeça do elemento de fundação, deve-se somar ao deslocamento estimado para a base, o encurtamento elástico total do fuste. Sendo assim, o encurtamento elástico, devido à compressão axial ao longo do fuste é definido como:

$$\Delta_I = \int_0^I \frac{P(z)}{E \cdot \pi \cdot r_0^2} \cdot dz \quad (\text{V.3.4.1})$$

onde:

Δ_I - encurtamento elástico;

$P(z)$ - carga axial no fuste em função da profundidade, considerando esforço de compressão positivo;

E - módulo de Young da estaca;

z - variável para a profundidade.

Levando em conta, mais uma vez, que o modo de transferência de carga não é resultado do procedimento, mas sim variável de entrada, a variação da carga axial com a profundidade $P(z)$, deve ser avaliada com auxílio do método de AOKI e VELLOSO (5).

Considerando a expressão (V.3.2.4), derivada deste último método, pode-se exprimir $P(z)$ como:

$$P(z) = P_t - \sum_{i=1}^z \left(\frac{\alpha \cdot K \cdot N_{\text{SPT}, i}}{F_2} \right) \cdot 2\pi \cdot r_0 \quad (\text{V.3.4.2})$$

onde:

P_t - carga aplicada na cabeça;

Tendo-se portanto, para cada metro de profundidade, o valor da carga axial atuante no fuste, pode integrar numericamente a expressão para o encurtamento elástico Δ_l , equação (V.3.4.1) .

$$\Delta_l = \sum_{z=0}^z \left[\frac{P_t - \sum_{i=1}^z \left(\frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT,i}}{F_2} \right) \cdot 2\pi \cdot r_0}{E_p \cdot \pi \cdot r_0^2} \right] \quad (V.3.4.3)$$

Deve ser observado da expressão (V.3.4.3) que o valor do encurtamento elástico independe do valor de η utilizado para o cálculo do recalque da base, e que é na grande maioria dos casos, muito superior ao valor do recalque da base.

Em um problema de retro-análise para o valor de η , utiliza-se o valor da razão entre o recalque medido, em uma prova de carga, e o recalque calculado com o método, para se ajustar o valor de η usado a priori. Ou seja, a variação entre o recalque medido e o calculado é tomada como quantitativamente igual à variação que se deve aplicar ao valor de η para se calcular o valor de η retro-analisado.

O raciocínio acima somente é válido quando há proporcionalidade entre as grandezas recalque e η .

Como já foi mencionado acima, o valor do recalque na cabeça é função, majoritariamente, do encurtamento elástico, que por sua vez não é função do valor de η adotado. Ou seja, o recalque calculado na cabeça não é, única ou principalmente, inversamente proporcional ao valor de η usado, e o raciocínio acima não se aplica.

Concluindo, pode-se afirmar que quando só estão disponíveis os valores medidos na cabeça da estaca, a metodologia proposta por AOKI e LOPES (4), não se constitui num bom instrumento para se retro-analisar, ou aferir, parâmetros de deformação do solo.

Isto se deve ao fato de que o recalque calculado na cabeça da

estaca, pelo método em questão, se deve, principalmente, às características de deformação da estaca, e de resistência do solo, e não devido às características de deformação do solo, representadas pelo valor de η . Esta afirmação é válida para o nível de carga em questão no presente trabalho, ou seja, dentro do limite linear da curva carga-recalque.

V.4. CRITÉRIOS PARA IMPLEMENTAÇÃO DO MÉTODO DE RANDOLPH.

V.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.

Conforme descrito no capítulo III, o método de Randolph pode ser resumido pela expressão (III.63). Portanto a respeito das variáveis presentes na referida equação, serão estabelecidos critérios para sua determinação. Estes critérios serão aplicáveis a todos os tipos de estacas e todas as combinações de solos presentes no banco de dados.

O método será aplicado conforme sua apresentação original, RANDOLPH (6), não se aplicando as expressões adicionais, incluídas no presente trabalho pelo autor.

Como nos outros métodos descritos neste trabalho a metodologia em questão só é aplicável quando o comportamento carga-recalque apresentar-se linear. Portanto, os valores de carga que podem ser satisfatoriamente empregados para se avaliar os subseqüentes recalques devem ser, no máximo, iguais à metade do valor último proposto por Van der Veen, para cada prova de carga.

Para o caso do método de Aoki e Lopes foi adotado para a carga atuante na cabeça, ou seja, carga de serviço, a metade do valor último referente à prova de carga. Portanto, por motivo de padronização, o mesmo critério se aplica ao presente método.

O valor do módulo de elasticidade da estaca deve ser calculado de

acordo com o conceito de estaca sólida equivalente, descrito na seção III.6.

V.4.2. CORRELAÇÕES UTILIZADAS.

De acordo com a equação (III.63), as variáveis que caracterizam o comportamento à deformação do solo, são seu módulo cisalhante, G , e seu coeficiente de Poisson, ν .

Para estimar o valor do coeficiente de Poisson em função das características do solo, convencionou-se usar o mesmo tipo de correlação empregada no método de Aoki e Lopes. Isto é, para solos com valores de N_{SPT} .

$$\begin{aligned} N_{SPT} &\leq 5 && ; && \nu = 0,3; \\ 5 < N_{SPT} &\leq 10 && ; && \nu = 0,4; \text{ e} \\ N_{SPT} &> 10 && ; && \nu = 0,5. \end{aligned}$$

O valor do módulo de elasticidade transversal também será determinado da mesma forma que no método anterior, ou seja:

$$G = \eta \cdot q_{cone} \quad (V.4.2.1)$$

$$q_{cone} = K \cdot N_{SPT} \quad (V.4.2.2)$$

onde K é função do tipo de solo e η é dado em função do tipo de estaca.

Os valores de K serão os mesmos da seção V.3.2. Enquanto que os valores de η serão objeto de retro-análise, usando-se como instrumento a formulação de Randolph. O procedimento adotado para a retro-análise será descrito nas seções seguintes.

É interessante ressaltar que o valor de η , correlação entre G e q_{cone} , não independe do tipo de solo em questão, sendo na realidade afetado pela sua mineralogia, granulometria, história de tensões, etc. Entretanto, no presente trabalho, em virtude da escassez de informação relativa ao solo e a medida dos deslocamentos nas provas de carga, não é possível se aferir a variação de η com o tipo de solo. Efetivamente, os valores do ensaio de penetração dinâmica N_{SPT} , e a descrição do deslocamento vertical da cabeça da estaca em uma prova de carga, constitui uma forma muito acanhada de se descrever o fenômeno complexo que é o comportamento à deformação do sistema estaca-solo.

V.4.3. ADAPTAÇÃO DO PERFIL.

A expressão (III.63), foi definida para um perfil homogêneo de solo, isto é, onde as grandezas, módulo transversal, G , e coeficiente de Poisson, ν , são constantes com a profundidade. No entanto, RANDOLPH (14) sugere que se faça ligeiras modificações na expressão (III.63) para que ela seja aplicável a solos com heterogeneidade vertical. Estas modificações consistem em se definir:

$$\rho = \frac{G(z = 1/2)}{G(z = 1)} \quad (\text{V.4.3.1})$$

$$\Omega = \frac{G(z = 1)}{G_b} \quad (\text{V.4.3.2})$$

onde:

- ρ - representa a variação linear de G com z ;
- Ω - representa um aumento do valor de G imediatamente abaixo da base da estaca;
- G_b - valor de G , logo abaixo da base;

$G(z=l)$ - valor de G , junto a base.

Estas duas grandezas devem ser aplicadas na formulação de Randolph, da seguinte forma. O valor de Ω deve ser agrupado à parcela relativa ao recalque apresentado pela base, e o valor de ρ aplicado ao segundo termo do numerador na expressão citada. Resultando:

$$\frac{P_t}{w_t \cdot r_0 \cdot G_1} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu) \cdot n \cdot \Omega} + \frac{2\pi \cdot \rho \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}}{\frac{4}{(1-\nu) \cdot n \cdot \Omega} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l}} \right] \quad (V.4.3.3)$$

$$\mu = \left(\frac{2}{r_0^2 \cdot \xi \cdot \lambda} \right)^{1/2}; \quad (V.4.3.4)$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_1}; \quad (V.4.3.5)$$

$$G_1 = G(z = l) \quad (V.4.3.6)$$

$$\xi = \ln \left[2,5 \cdot \frac{l}{r_0} \cdot (1-\nu) \cdot \rho \right]; \quad (V.4.3.7)$$

$$n = \frac{r_0}{r_b}; \quad (V.4.3.8)$$

A expressão que resume a formulação de Randolph pode, agora, ser aplicada a solos que apresentem uma variação linear do módulo cisalhante com a profundidade, desde a superfície até a base. E também prevê um aumento abrupto de G logo abaixo da base, simulando estacas apoiadas com a ponta em um substrato mais rígido do que aquele que envolve o fuste.

O valor de Ω representa o aumento, ou diminuição mais raramente, da resistência à deformação na região abaixo do fuste como um todo, não sendo capaz de representar qualquer variação com z .

Para determinar, então, o parâmetro Ω , faz-se necessário estipular qual a espessura de camada a que ele se refere. Como já discutido em seções precedentes, a influência da ponta se faz sentir até profundidades em torno de 2 a 3 vezes o seu diâmetro. Portanto, como critério, a espessura da camada abaixo da ponta, a qual Ω se refere, será tomada como três vezes o seu diâmetro. E o valor de G_b na expressão (V.4.3.2) deve ser tomado como a média de G para a referida camada.

O valor de ρ representa a variação linear do módulo cisalhante ao longo de todo o fuste. Supondo que G é diretamente proporcional ao valor de q_{cone} , pode-se assimilar a variação da resistência à deformação cisalhante com a profundidade, como sendo igual a variação da resistência à penetração do cone com z .

Sendo assim, o valor de ρ fica determinado realizando-se uma regressão linear para todos os valores de q_{cone} ao longo de todo o comprimento da estaca. Se a reta de regressão for designada por:

$$q_{\text{cone}}(z) = C_{q,1} \cdot z + C_{q,2} \quad (\text{V.4.3.9})$$

onde:

$C_{q,1}$ - coeficiente angular da reta de regressão;

$C_{q,2}$ - constante da reta de regressão.

Então:

$$\rho = \frac{C_{q,1} \cdot (1) + C_{q,2}}{C_{q,1} \cdot \left(\frac{1}{2}\right) + C_{q,2}} \quad (\text{V.4.3.10})$$

Para os solos reais, muitas vezes, a reta de regressão (V.4.3.9), fornece valores negativos para profundidades pequenas. Nestes casos, deve-se obrigar que a reta de regressão passe pela origem, calculando um

novo valor para $C_{q,1}$, já que $C_{q,2}$ passa a ser nulo.

V.4.4. IMPLEMENTAÇÃO DA RETRO-ANÁLISE.

Ao contrário do método de Aoki e Lopes, no método de Randolph o valor do recalque na cabeça da estaca é estritamente inversamente proporcional ao valor do módulo cisalhante. Para tal conclusão, basta uma rápida análise na expressão (V.4.3.3). Todos os parâmetros do lado direito da igualdade assumem valores fixos para uma determinada prova de carga, assim como r_0 e P_t , portanto $(w_t \cdot G_1) = \text{constante}$.

De acordo com a discussão apresentada na seção V.3.4, pode-se concluir que o presente método, ao contrário do método de Aoki e Lopes, se constitui numa boa ferramenta para se retro-analisar valores de η .

Para se definir o processo de retro-análise algumas considerações são necessárias a respeito da expressão (V.4.3.3). O objetivo da retro-análise é explicitar o valor de G_1 , fornecendo-se as demais variáveis, provenientes de uma prova de carga. No entanto, não se dispondo do valor de G_1 a priori, os valores de λ e μ ficam indisponíveis, pois ambos são função do valor de G_1 . Sendo assim, há a necessidade de se recorrer a um processo iterativo.

RANDOLPH (6) sugere que, quando só se dispõe de medidas do recalque na cabeça da estaca, deve-se usar uma simplificação da expressão (V.4.3.3) como base para o processo iterativo. Ele diz que a segunda parcela do denominador apresenta valores bem menores que a unidade, e portanto pode ser desconsiderada. Da mesma forma, a primeira parcela do numerador também é, comparativamente com a segunda, muito menor, apresentando um efeito compensador não utilizá-la. Assim tem-se:

$$\frac{P_t}{G_1 \cdot r_0 \cdot w_t} \cong \frac{2\pi}{\xi} \cdot \rho \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{\text{tgh}(\mu \cdot l)}{\mu \cdot l} \quad (\text{V.4.4.1})$$

que segundo o próprio Randolph conduz a uma sobre-estimativa em torno de 10% no valor do recalque.

Os valores não disponíveis são G_1 (variável básica que se quer determinar), λ e μ . O processo inicia-se arbitrando um valor $\lambda = 1000$, típico em estacas correntes. Pode-se então calcular μ pela equação (V.4.3.4). Com os primeiros valores de μ e λ , pode-se calcular o primeiro valor para G_1 , através da expressão simplificada (V.4.4.1). Através da expressão (V.4.3.5), calcula-se o segundo valor para λ e com a expressão (V.4.3.4) o segundo valor para μ . O que leva através da expressão simplificada o segundo valor para G_1 . Prosseguindo assim sucessivamente até os valores de G_1 , λ e μ convergirem. Ao final do processo têm-se os valores para λ e μ , e a formulação completa pode ser então aplicada para se calcular o valor de G_1 retro-analisado.

O valor de η , será então determinado por

$$\eta = \left(\frac{G}{q_{\text{cone}}} \right)_{z=1} \quad (\text{V.4.4.2})$$

ou para qualquer outro valor de z , uma vez que a relação entre G e q_{cone} foi assumida, por hipótese, como linear e passando pela origem.

Com o valor de G_1 determinado, e usando-se a expressão (V.4.3.3), o valor de w_t , recalque na cabeça, pode ser calculado e comparado com o valor medido na prova de carga. Esta comparação tem como objetivo aferir o erro introduzido pelo emprego da formulação simplificada (V.4.4.1). Efetivamente, os resultados das análises comprovam que a razão entre o recalque medido e o calculado com valor de η retro-analisado é sempre muito próxima da unidade, sendo poucos os casos em que o erro supera os 10%.

Como resultado das análises, tem-se um valor para η e um valor para o recalque na cabeça, isto é o método se presta tanto para o cálculo direto de recalques, como para retro-análises.

V.4.5. CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS.

Muito frequentemente, as provas de carga são realizadas em estacas que possuem um comprimento livre considerável, ou seja, a sua cabeça encontra-se a uma altura não desprezível em relação à superfície do terreno. Nestes casos, ocorre um encurtamento elástico ao longo da estaca, desde a sua cabeça até a superfície. Na realidade este comprimento livre está submetido à uma compressão simples, uma vez que não há solo ao seu redor para absorver parte da carga a que ela está submetida. O recalque medido na cabeça da estaca, em uma prova de carga, inclui esta componente. Sendo assim, deve-se diminuir do valor do recalque medido na cabeça o valor correspondente à compressão elástica, uma vez que os métodos de cálculo de recalque em estacas fornecem o valor do recalque na superfície do terreno.

O valor do encurtamento elástico do comprimento livre, pode ser facilmente determinado por:

$$\Delta_w = \frac{P_t \cdot \Delta_l}{E_p \cdot \pi \cdot r_o^2} \quad (V.4.5.1)$$

onde:

Δ_l - comprimento livre da estaca.

Em algumas provas de carga verifica-se que o comprimento em solo da estaca somado à espessura da camada subjacente à base que determina o valor para G_b , supera a profundidade máxima da sondagem. Nestes casos, têm-se duas escolhas. A primeira é considerar que o perfil do solo continuará apresentando o mesmo valor de N_{SPT} da profundidade final, para profundidades maiores. A outra alternativa é considerar o limite da sondagem como sendo o impenetrável para a sondagem à percussão. Nos casos

em que o valor de N_{SPT} último é muito grande, seria preferível usar a segunda alternativa. No entanto, se estes valores altos forem extrapolados até o fim da camada responsável pela determinação de G_b , a média para G_b será muito pouco afetada, e o recalque na cabeça da estaca será pouco afetado. Por outro lado, na maioria dos casos em que a zona de influência é mais profunda que o limite de sondagem, o valor último de N_{SPT} não é elevado de forma que se leve a pensar, que ali estaria o impenetrável. Considerando-se as duas situações, tomou-se como critério geral, extrapolar o último valor de N_{SPT} até o fim da camada subjacente.

V.5. IMPLEMENTAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO.

V.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.

A descrição do método proposto encontra-se no capítulo IV, o qual compreende toda a formulação, desde as hipóteses básicas, passando pela solução matemática, e chegando ao roteiro para aplicação a perfis de solos estratificados, linearmente heterogêneos com a profundidade e com variação de resistência linear abaixo da base da estaca. Este roteiro encontra-se inteiramente descrito na seção IV.8.2. Portanto as expressões, deduções e definições, contidas na seção IV.8.2, serão os instrumentos para a implementação do método proposto.

Como nos outros dois métodos já estudados, o método proposto também é limitado à parte elástica da curva carga x recalque. Por motivo de padronização, também será adotada para o valor da carga de serviço a metade do valor último previsto para cada prova de carga, pela extrapolação de Van der Veen.

O encadeamento das expressões para se calcular as distribuições de recalque, tensão cisalhante e carga axial para todo o perfil da estaca é o

preconizado pelo roteiro explicitado ao final da seção IV.8.2.

A formulação do método proposto permite subdividir o perfil de solo pelo número de camadas que se julgar necessário para melhor descrever as características geotécnicas. Esta subdivisão será melhor explicada adiante.

Para se representar o elemento de fundação, utiliza-se o conceito de "Estaca Sólida Equivalente", da mesma forma como usado nos dois métodos precedentes. Os valores tomados para os módulos de elasticidade dos materiais constituintes dos elementos de fundação são aqueles tabelados na seção V.2.

V.5.2. CORRELAÇÕES UTILIZADAS.

Para o processo de análise de recalques, cargas e tensões, baseado no método proposto, os valores do módulo cisalhante e do coeficiente de Poisson devem estar previamente disponíveis.

Para se chegar ao valor de G , adotou-se o mesmo procedimento usado na seção V.4.2, isto é, considerando que G pode ser correlacionado com o valor da resistência à penetração do cone, através do parâmetro η . Por sua vez, o valor da resistência de ponta do cone, é estimado correlacionando-o com o valor da resistência à penetração no ensaio dinâmico padrão, N_{SPT} , através do parâmetro K . Onde K depende do tipo de solo que se considera. Os valores de K , para uso neste método, devem ser os mesmos adotados nos outros dois métodos.

No que se refere à determinação do valor do coeficiente de Poisson, para implementação do método proposto, são feitas considerações ligeiramente diferentes daquelas realizadas nos dois métodos anteriores. De acordo com POULOS (15), deve-se separar os solos reais em dois grupos, para correlacionar o valor do coeficiente de Poisson com o valor de N_{SPT} .

Baseando-se nas observações de Poulos, chegou-se ao seguinte critério: para areias:

$$\begin{aligned} \nu &= 0,2 & ; & \quad \text{para } N_{\text{SPT}} \leq 10; \\ \nu &= 0,3 & ; & \quad \text{para } 10 < N_{\text{SPT}} \leq 20; \\ \nu &= 0,4 & ; & \quad \text{para } N_{\text{SPT}} > 20; \end{aligned}$$

e para argilas:

$$\begin{aligned} \nu &= 0,3 & ; & \quad \text{para } N_{\text{SPT}} \leq 9; \\ \nu &= 0,4 & ; & \quad \text{para } N_{\text{SPT}} > 9; \end{aligned}$$

Na realidade, Poulos não faz referência à variação de ν com N_{SPT} , mas sim, fornece a faixa de variação de ν para areias silicosas e argilas sob condições drenadas.

De acordo com a classificação dos solos utilizados pelo banco de dados, descrita na seção V.2., considerar-se-ão areias aqueles solos com numeração de 1 à 7, mais o solo de número 10, enquanto os demais serão tomados como assumindo o comportamento de argilas.

V.5.3. ADAPTAÇÃO DO PERFIL.

A principal característica da análise através do método Proposto é a sua capacidade de aceitar várias distribuições lineares para o valor de G ao longo da profundidade. Ou seja, considerar o perfil como composto por várias camadas, cada uma delas, com a sua própria variação linear para G dentro da sua espessura. Um ponto importante a se destacar é que, para duas camadas adjacentes, o valor de G no limite inferior da camada superior e o valor de G no limite superior da camada inferior, não precisam ser iguais.

Isto é, não é necessária a continuidade do módulo cisalhante nas interfaces das camadas. Este fato traz muitas vantagens para se descrever com mais precisão o comportamento real do solo.

De acordo com a formulação deduzida na seção IV.8.2, o valor dos recalques, das cargas e das tensões cisalhantes previstas pelo método independem do número de camadas que a estaca atravessa, sendo função exclusiva das características de deformação do solo e da estaca, da geometria do problema e do carregamento externo. Isto implica em se dizer que, pode-se subdividir um perfil de solo, em quantas camadas se desejar, que o valor do recalque, e das outras variáveis de interesse, não se alterará. Para exemplificar, considere-se um perfil homogêneo com valor do módulo cisalhante constante com a profundidade. Calcula-se para este caso o valor da distribuição de recalques, cargas e tensões, para todo o comprimento da estaca. Alternativamente, divida-se o perfil anterior em, por exemplo, 30 (trinta) camadas, não se alterando de nenhuma forma os valores de G , ao longo de todo perfil. Calcula-se para este segundo caso, as distribuições de recalques cargas e tensões para todo o perfil. Comparando-se os resultados do caso homogêneo com o caso pseudo-estratificado, verifica-se que não há diferença entre os valores. Ou melhor, como se utilizam métodos computacionais, existe uma pequena variação, decorrente exclusivamente de erros inerentes a processos numéricos, como erro de arredondamento e erro de truncamento. O mesmo procedimento pode ser aplicado a um solo de Gibson, no qual o módulo cisalhante cresce linearmente com a profundidade. Na figura V.5.3. encontra-se plotada a variação dos recalques com a profundidade, para um perfil de solo com $\rho = 0,5$. Neste gráfico estão plotados as distribuições de recalque para seis situações de sub-divisão do perfil, ou seja, para o caso não estratificado, isto é, uma camada, e para duas, três, quatro, cinco e dez sub-divisões, ou camadas, ao longo do mesmo perfil. Os pontos

para cada uma das situações encontram-se superpostos, como se pode notar através das legendas, não havendo qualquer diferença, do ponto de vista prático ou teórico, entre as distribuições de recalque.

Portanto, quando um solo apresentar-se muito estratificado, pode-se, sem problemas, subdividi-lo em quantas camadas forem necessárias para uma melhor descrição do perfil.

Teoricamente pode-se, sem erros, sub-dividir um perfil em quantas camadas se desejar, pois suas distribuições lineares de G internas às camadas são expressões analíticas. Entretanto, em termos práticos, a espessura mínima de uma camada deve ser de um metro, pois os valores de N_{SPT} só estão disponíveis de metro em metro.

Os critérios usados nas análises para se determinar o número de camadas e os seus limites inferiores e superiores, dependem de dois fatores. O primeiro é o tipo de solo presente no perfil, e o segundo é a representatividade da regressão linear realizada para cada camada.

A priori, um perfil de sub-solo será constituída de tantas camadas, quantas forem os tipos de solos presentes. No entanto, se dentro de uma camada a regressão linear prever valores negativos para G , esta camada deverá ser subdividida, em uma altura tal, que as duas novas regressões lineares só forneçam valores positivos, para cada uma das camadas resultantes.

Por outro lado, se o projetista concluir que, apesar da reta de regressão não prever valores negativos para uma camada, o coeficiente de correlação apresentar-se muito baixo, ele pode, a qualquer momento, dividir esta camada para que as duas retas de regressão resultantes tenham mais representatividade do que a única anterior.

Camadas em um perfil com menos de um metro de espessura que não contenham nenhum valor de N_{SPT} em seu interior devem ser desprezadas e incorporadas por camadas adjacentes.

Ao final deste processo, o perfil do sub-solo, ao longo do fuste, estará definido com um número determinado de camadas, definidas pelas suas profundidades de início e fim e seus valores do módulo transversal relativos ao início e fim da camada, além do coeficiente de poisson médio da camada.

Em contraste com os métodos anteriores, o método proposto considera uma variação com a profundidade do módulo cisalhante da região abaixo da base da estaca. Esta variação é expressada pelo fator f_c nas expressões da seção IV.8.2. O valor de f_c deve ser determinado de acordo com a seção IV.3.6.

A região abaixo do fuste que deve ser considerada para a determinação de f_c , é da mesma forma que nos métodos anteriores, definida por uma espessura igual a três vezes o diâmetro da base.

Nos casos em que a profundidade atingida por esta camada de interesse for superior à profundidade máxima de sondagem, pode-se considerar duas hipóteses. A de que o solo permanece apresentando as mesmas características do limite da sondagem, representado pelo último valor de N_{SPT} , ou que a profundidade máxima de sondagem representa o impenetrável à sondagem. Nos casos em que o último valor de N_{SPT} , for comparativamente maior que os seus adjacentes, deve-se considerar que o perfil de sondagem termina no impenetrável. Neste caso, tanto o valor de R , definido pela equação (IV.2.3.2), como o de f_r , equação (IV.3.5.5), levarão em consideração a presença de uma base rígida. Por outro lado, quando não se detectar uma tendência de crescimento acentuado dos valores de N_{SPT} , deve-se considerar que o perfil permanece com as características do último ponto de ensaio, além do limite da sondagem.

V.5.4. CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS.

Estacas que apresentam comprimento livre, isto é, comprimento da estaca que se situa acima da superfície do terreno, devem ter seus valores de recalque, medidos nas provas de carga, corrigidos, considerando o encurtamento elástico que ocorre sob a ação da carga de serviço, desde a cabeça até o nível do solo.

Como já foi mencionado, o método possibilita o cálculo dos valores de recalque, carga axial e tensão cisalhante na interface estaca-solo, para qualquer profundidade que se queira. Nas análises realizadas com o método proposto, os valores das variáveis acima citadas foram sempre calculados para profundidades inteiras, independentemente das espessuras, inteiras ou fracionárias, das camadas que constituem o perfil de solo. A frequência da determinação das variáveis de interesse foi tomada como sendo igual à frequência dos valores de N_{SPT} , ou seja, de metro em metro. Entretanto em estacas curtas, torna-se interessante duplicar a frequência.

V.5.5. RETRO-ANÁLISE.

Ao se analisar a expressão (IV.8.2.3) pode-se concluir que todos os seus termos dependem do valor do módulo cisalhante, pois $\alpha_{n,1}$ e $\beta_{n,1}$ assim como $a_{0,i}$ são função de G . Nestas condições, conforme discutido na seção V.4.4, é possível realizar uma retro-análise para os valores de η , tendo-se os valores de recalque medidos na cabeça da estaca.

Devido à apresentação da solução em forma de séries de potência, a explicitação do valor do módulo cisalhante torna-se inviável.

A retro-análise para os valores de η consiste em se determinar qual o valor de η que conduz o recalque calculado pela proposição, a se igualar ao recalque medido na prova de carga.

Tendo em vista a inviabilidade de se isolar o módulo transversal na expressão para o recalque, além da complexidade relativa a qualquer espécie de cálculo iterativo, optou-se por usar o método das tentativas para se retro-analisar valores para η .

O método das tentativas consiste em se calcular o recalque na cabeça da estaca com um valor pré-determinado de η , e comparar os resultados. Se o recalque calculado for maior que o recalque medido, significa que se subestimou o valor da resistência do solo, ou seja η de entrada é menor que o η real, referente ao perfil da prova de carga. Desta forma, calcula-se novamente o recalque com um valor superior para η e compara-se novamente o resultado com o medido, se o valor calculado for inferior ao medido, houve uma superestimação de η . Procede-se, assim sucessivamente até que o valor do recalque medido seja suficientemente igual ao calculado. Nestas condições tem-se o valor de η retro-analisado, para uma determinada prova de carga.

Como já mencionado anteriormente, o valor de η não independe do tipo de solo em questão, como tem sido considerado até aqui. O que acontece é que não há dados referentes as características do solo, e referentes a medição das deformações na estaca, suficientes para se aferir esta dependência.

Considerando que o método proposto fornece a distribuição de carga axial ao longo do fuste da estaca, pode-se estabelecer quais as camadas, ou seja, quais os tipos de solos que absorvem a maior parte da carga, em um determinado perfil. Em outras palavras, pode-se determinar qual a influência relativa de um determinado tipo de solo no recalque total medido em uma prova de carga.

Seguindo este raciocínio, numa determinada prova de carga que fornece um valor η_* , a partir da retro-análise de sua prova de carga, pode-se considerar que este valor é uma combinação linear de todos os

supostos valores η_1 , relativos a cada tipo de solo em particular, que existem no seu perfil. Sendo os coeficientes da combinação linear, a influência relativa de cada um dos tipos de solo do perfil, determinada através da distribuição de carga axial ao longo de todas camadas, prevista pelo método proposto.

Considerando que o banco de dados classifica os solos em 15 tipos, poder-se-iam, colocar lado a lado 15 combinações lineares provenientes de 15 provas de carga diferentes. Ter-se-ia, assim, um sistema de equações lineares a 15 incógnitas, que seriam os valores de η_1 relativos a cada um dos 15 tipos de solos.

Resolvendo o citado sistema de equações lineares, os valores de η_1 para cada tipo de solo estariam determinados. Para um outro conjunto de 15 provas de carga, seria realizado o mesmo procedimento e novos valores para η_1 seriam encontrados. Prosseguindo da mesma forma para todas as provas de carga disponíveis, ter-se-ia um conjunto para cada η_1 . Aplicando um tratamento estatístico para estes valores, chegar-se-ia a um valor médio para η_1 referente a cada tipo de solo.

Tal enfoque foi aplicado a alguns tipos de estacas e o resultado foi inconclusivo. O que aconteceu foi que os valores resultantes da resolução do sistema de equações lineares, na maioria das vezes eram absurdos, sendo muitas vezes menores que zero ou exageradamente grandes. Sendo assim, não foi possível determinar, individualmente para cada tipo de solo, um coeficiente de correlação entre o módulo de elasticidade transversal e a resistência à penetração da ponta do cone.

CAPÍTULO VI

RESULTADOS DAS RETRO-ANÁLISES

VI.1. INTRODUÇÃO.

Vesic (1975) salienta que a determinação de um valor representativo para o módulo de elasticidade do solo ao longo de uma estaca, através de uma bateria de ensaios triaxiais ou de ensaios de adensamento, constitui-se numa tarefa que envolve grande subjetividade, e que na maioria das vezes, o custo de se realizar um número de ensaios, necessários para uma análise realista, é proibitivo. Portanto, é normalmente, preferível se determinar os módulos de elasticidade do solo através de correlações empíricas baseadas em ensaios de penetração de campo ou de expansão.

Poulos (15) chama a atenção para o fato de que o uso de correlação para a determinação de parâmetros como o módulo de elasticidade e a resistência do fuste, além de ser imprescindível para a utilização de métodos da segunda categoria, é muitas vezes necessário para a implementação de determinados métodos pertencentes à terceira categoria. Poulos (15) ainda afirma que, ensaios triaxiais convencionais ou ensaios oedométricos, geralmente, não são um bom instrumento para se medir o módulo cisalhante, pois não reproduzem a trajetória de tensões que os elementos de solo ao redor da estaca seguem, e que a maneira mais confiável de determinar o módulo de elasticidade do solo é através de retro-análises de provas de carga.

De acordo com o acima exposto e com os critérios apresentados no capítulo V, para a metodologia de Randolph e a metodologia Proposta, foram

realizadas retro-análises para determinar os valores da correlação entre o módulo cisalhante e o valor da resistência de ponta no ensaio do cone, isto é η , para todas as provas do banco de dados.

Nas retro-análises nenhum outro tipo de parâmetro foi usado além daqueles descritos no capítulo anterior. Sendo assim, o efeito do nível da água, da saturação do solo, da tensão efetiva sobrejacente, da densidade relativa dos grãos, da razão de sobreadensamento, do ângulo de atrito interno e da coesão de solo, dos efeitos de instalação, da poro-pressão e sua dissipação, do tipo de solo, da eficiência de energia no ensaio de N_{SPT} , da variação dos parâmetros de deformação em função do nível de tensões, do tempo, da história de tensões, e do creep, não foram levados em consideração, pelo menos de forma explícita, para produzir valores de η retro-analisados.

Desta forma, as retro-análises fornecem valores de correlação η que, devido ao grande número de provas analisadas, englobam por si só, todas as variações dos parâmetros geotécnicos, citados acima, e além disso, refletem os procedimentos comumente usados na prática corrente para a execução dos vários tipos de fundação profunda, já que seus valores são relativos a cada tipo de estaca analisada.

Os valores assim retro-analisados poderão ser usados em conjunto com os métodos de cálculo de recalque apresentados até aqui, não se necessitando nada além do ensaio SPT e da classificação do solo, de acordo com o capítulo V. Sendo assim, coerente com os objetivos deste trabalho, que é propiciar formas simples para se avaliar o comportamento à deformação do solo para o uso corrente na engenharia de fundações.

De acordo com a classificação dos tipos de estaca prevista pelo banco de dados, tabela V.3.2.2., e com as procedências das provas de carga, são usadas abreviaturas para designar cada tipo de estaca ao longo desta e das próximas seções; que estão relacionadas a seguir:

i) metálica	, METÁLICA;
ii) pré-moldada em concreto vibrado	, PREMIVBR;
iii) pré-moldada em concreto centrifugado	, PREMCENT;
iv) franki	, FRANKI;
v) strauss	, STRAUSS;
vi) injetada	, INJETADA;
vii) escavadas de pequeno diâmetro	, ESCPEQ;
viii) escavadas de grande diâmetro	, ESCGDE;
ix) metálicas com base franki	, METBASFR;
x) estacas SCAC	, SCAC;
xi) estacas CPM	, CPM;
xii) estacas pré-moldadas protendidas	, PRO;

VI.2.1. RESULTADOS DA RETRO-ANÁLISE PELO MÉTODO DE RANDOLPH.

A retro-análise foi implementada de acordo com a metodologia descrita no capítulo III, juntamente com os critérios expostos na seção V.4., chegando-se, para cada prova de carga de um determinado tipo de estaca, a um valor individual para η .

Porém, dentro de cada conjunto de η por estaca, existem valores que são claramente discrepantes em relação à média. Estes valores são tomados como devidos a má qualidade das informações de sondagem ou da prova de carga. Para efeito da determinação de um valor médio, único, representativo para um tipo de estaca, foi realizada uma pequena análise estatística.

Para os valores de η foi assumida uma distribuição normal de probabilidade. Foram calculadas a média da amostra e seu desvio padrão. Os valores considerados expúrios são aqueles menores que a média menos 1,96 vezes o desvio padrão e os maiores que a média mais 1,96 vezes o desvio

padrão. Os valores expúrios são expurgados e realiza-se uma nova análise, retirando-se os novos valores expúrios, que porventura ainda existam. Este procedimento é repetido tantas vezes quantas as necessárias, para que todos os valores restantes fiquem dentro da faixa estipulada. Esta análise foi denominada de análise simples para efeito deste trabalho.

As tabelas VI.2.1.1 à VI.2.1.12 fornecem os valores individuais retro-analisados, para cada tipo de estaca. Os valores expurgados são listados, assim como os valores aproveitados. A média e os desvios padrão finais também são apresentados.

A tabela VI.2.1.13. fornece um resumo da análise simples dos valores de η retro-analisados pelo método de Randolph, relacionando o número total de provas, o número de provas excluídas, a média e o desvio padrão finais, para cada tipo de estaca.

VI.2.2. RESULTADOS DA RETRO-ANÁLISE PELO MÉTODO PROPOSTO.

A análise simples é repetida para os valores individuais de η retro-analisados pelo método Proposto. No entanto, uma consideração adicional é feita. Com os valores médios de η para a análise simples são calculados os recalques e comparados com os medidos para todas as provas de carga. As provas que apresentarem um erro maior que 50%, para mais ou para menos, são descartadas. Desta forma, com os valores de η que passarem pela análise simples e que não forem descartados na análise de dispersão, são calculadas as novas médias e os desvios padrões para cada tipo de estaca.

As tabelas VI.2.2.1 à VI.2.2.12 fornecem os valores individuais retro-analisados, para cada tipo de estaca. Os valores expurgados são discriminados assim como os valores aproveitados. A média e o desvio padrão finais também são apresentados.

A tabela VI.2.2.13 resume a análise realizada, chamada de

Composta, para os valores de η retro-analisados pelo método Proposto, relacionando o número total de provas, o número de provas desconsideradas, a média e o desvio padrão para cada tipo de estaca.

VI.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS.

Os critérios estabelecidos no capítulo V, para a adaptação dos perfis geotécnicos e para a determinação do valor de K e do coeficiente de Poisson, serviram como padrão para as retro-análises através do método de Randolph e da metodologia proposta. Ou seja, as retro-análises, por cada um dos métodos, foram realizadas de forma padronizada para todas as provas de carga do banco de dados, evitando influências externas aos métodos. Dessa forma, os valores de η calculados para cada estaca, puderam ser mais realisticamente agrupados e analisados.

Em virtude da não inclusão, nos modelos dos métodos, de variáveis para apresentar diretamente o nível de tensão efetiva, a história de tensões, os efeitos de instalação, a saturação do solo, a densidade relativa, o índice de vazios, a coesão, o ângulo de atrito interno, a pororessão, a reologia do solo, e da qualidade, nem sempre confiável, das provas de carga disponíveis, os valores de η retro-analisados apresentam muita dispersão.

Apesar da dispersão registrada, os valores médios propostos para η , no presente trabalho, estão em acordo com os valores de correlação entre o módulo de Young do solo e a resistência da ponta no ensaio do cone, publicados por POULOS (15) e propostos por Poulos (1988), Milovic & Stevanovic (1982) e Holeyman (1985).

Quanto aos valores retro-analisados pelo método de Randolph e pelo método Proposto, deve-se concluir que os valores médios de η listados nas tabelas resumo, tabela VI.2.1.13 e tabela VI.2.2.13, respectivamente, devem

ser usados em conjunto com as suas metodologias descritas ao longo deste trabalho, como um método de cálculo de recalques apropriado para uso corrente na engenharia de fundações. Eles não só representam a correlação entre o módulo cisalhante e a resistência de ponta do cone, mas também trazem implícitos consigo efeitos de instalação e de escala relativos às estacas das quais foram determinados.

Analisando em mais detalhe as referidas tabelas, percebe-se que os valores de η previstos para o uso na proposição de Randolph são menores que os previstos para o uso conjugado com o método Proposto.

O número de provas expurgadas na retro-análise pelo método Proposto é superior ao método de Randolph, em virtude do uso da análise estatística composta para o primeiro método, e não porque ele produza por si próprio mais dispersão que o método de Randolph.

O valor de η para estacas tipo Franki e o valor de η para estacas metálicas com base Franki, definidas para uso no método de Randolph são bem diferentes entre si, ocorrendo o contrário com os definidos pelo método Proposto; o que leva a concluir que o método Proposto considera a base alargada de uma forma mais satisfatória que o de Randolph.

Os valores de η definidos pelo método Proposto são ligeiramente mais homogêneos do que os definidos pelo método de Randolph, o que indicaria uma menor influência do tipo de estaca nos valores de η .

Os dois métodos levam a η majorados quando se tratam de estacas escavadas, explicitando assim o efeito de instalação característico.

Apesar das diferenças entre os valores de η retro-analisados através do método de Randolph e da metodologia proposta, o que seria de se esperar, elas não constituem uma boa maneira de se avaliar comparativamente o desempenho destes dois métodos.

O valor do módulo de Young do fuste é um parâmetro determinante do comportamento à deformação em estacas e o seus valores, para os diferentes

tipos de estacas, utilizados nas retro-análises encontram-se relacionados na tabela V.2.2. Para avaliar a influência do módulo de Young nos valores de η , foram realizadas novas retro-análises alterando-se o seu valor para as estacas pré-moldadas vibradas, pré-moldadas centrifugadas, franki, escavadas de pequeno diâmetro, escavadas de grande diâmetro, SCAC e CPM. Os novos valores do módulo de Young encontram-se relacionados na tabela VI.2.1.14. assim como os novos valores para a média e o desvio padrão de η . Observa-se que quando se aumenta o módulo de Young os valores de η retro-analisados diminuem.

Os valores de η retro-analisados devem ser usados em conjunto com os coeficientes K e com os valores de N_{SPT} , quando se deseja calcular os módulos cisalhantes de maneira expedita, rápida e prática. No entanto, nos casos em houver disponibilidade de descrições geotécnicas mais pormenorizadas, deve-se utilizar formas precisas para a determinação do valor de G, aliadas à sensibilidade do projetista.

CAPÍTULO VII

AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS PARA CÁLCULO DE RECALQUES

VII. INTRODUÇÃO.

Neste capítulo serão apresentados os resultados das previsões dos recalques para todas as estacas do banco de dados, através dos três métodos discutidos.

Além das provas constantes do banco de dados, provas de carga realizadas no Japão e na China apresentadas na ocasião do XII ICSMFE, sob a coordenação da JSSMFE, são submetidas ao procedimentos para cálculo de recalques, relativos aos métodos apresentados neste trabalho.

Resultados de análises paramétricas através do método Proposto também são apresentados e analisados.

VII.1. MÉTODO DE AOKI E LOPES.

Para cada tipo de estaca foram confeccionadas tabelas para resumir os valores relativos a cada previsão de recalques usando o método de Aoki e Lopes. Estas tabelas contém o número do arquivo da prova de carga, o valor do recalque medido na cabeça, o valor do recalque calculado pelo método, a razão entre a parcela do recalque devido à compressão elástica do fuste e o recalque total calculado na cabeça, o desvio entre o recalque medido e o calculado e a razão entre o recalque medido e o calculado. Os valores da média, do desvio padrão, do máximo e do mínimo também são fornecidos.

Para cada tipo de estaca foi realizada uma análise de dispersão

para os valores da razão entre o recalque medido e calculado. Aqueles valores que forem maiores que 2,0 ou menores que 0,5 são descartados, confeccionando-se uma nova tabela somente com as provas de carga aproveitadas. Da mesma forma, os valores de média, de desvio padrão, de máximo e mínimo, para a nova tabela são fornecidos.

Foram realizadas duas análises com o método de Aoki e Lopes, uma com o valor de η médio retro-analisado pelo método de Randolph, e outra com o valor de η médio retro-analisado com o método Proposto.

No caso do uso de η médio para Randolph, as tabelas estão numeradas de tabela VII.1.1 a tabela VII.1.12, para cada tipo de estaca. Na tabela VII.1.13, encontra-se um resumo das anteriores, relacionando, para cada tipo de estaca, o número de provas totais, o número de provas dispersas, isto é, desconsideradas na segunda parte das tabelas anteriores, as médias e os desvios padrões para a razão entre o recalque medido e calculado, considerando-se todas as provas e para o caso da não consideração das dispersas.

No caso do uso de η médio para o método Proposto as tabelas estão numeradas de tabela VII.1.14 à tabela VII.1.25. E têm as mesmas características das supra-citadas. Da mesma forma ocorre com o resumo, tabelado sob a designação tabela VII.1.26.

Além das tabelas descritas acima, os dados resultantes do emprego dos métodos de cálculo de recalques para cada tipo de estacas podem ser apresentados sob a forma de gráficos de dispersão, para que se tenha uma visualização melhor da dispersão que o método produz, quando aplicado a um grande número de estacas através de critérios genéricos fixos.

Para cada tipo de estaca foram construídos gráficos de dispersão para recalque calculado e medido através do método Aoki - Lopes. Estes gráficos encontram-se disponíveis a partir do gráfico VII.1.1 até o gráfico VII.1.12.

Cada gráfico encontra-se sub-dividido em quatro sub-gráficos. Os gráficos com índice (a) e (b) representam os resultados para a análise através do uso dos valores de η provenientes da retro-análise pelo método de Randolph, enquanto que os com índices (c) e (d) com o uso de η retro-analisado pelo método Proposto. Nos gráficos com índice (a) e (c) estão plotados os pontos referentes a todas as provas de carga para um tipo de estaca arquivadas no banco de dados. Nos gráficos (b) e (d) foram excluídos os pontos referentes as razões recalque medido e calculado maiores que 2 e menores que 0,5; ou seja, não são plotados os valores dispersos.

VII.2. MÉTODO DE RANDOLPH.

Da mesma forma que na seção anterior, foram construídas tabelas para agrupar somente os resultados finais da previsão de recalques através do método de Randolph, para cada tipo de estaca.

As variáveis de interesse são o número do arquivo da prova de carga, os valores do recalque medido relativo a superfície do terreno, os valores do recalque calculado com η de Randolph, na profundidade zero, os desvio entre recalque medido e calculado, e a razão entre o recalque medido e calculado. Para cada uma destas variáveis são fornecidos a média, o desvio padrão, o máximo e o mínimo.

A primeira parte da tabela lista todas as provas de carga de um tipo de estaca, sem exceção, enquanto que na segunda as provas que apresentaram um erro maior que 50%, para mais ou para menos, na primeira parte, são desconsideradas.

Para a segunda parte da tabela também é realizada uma pequena análise estatística, e os novos valores da média, do desvio padrão, do máximo e do mínimo, são apresentados.

A primeira parte da tabela têm como função mostrar a variação global apresentadas por todas as provas contidas no banco, sem se avaliar se elas se encontram incompletas, se são de má qualidade, imprecisas ou vagas; portanto gerando ampla dispersão. Na segunda parte, estes valores duvidosos estão excluídos e pode-se avaliar melhor a dispersão inerente ao próprio método, e não às causas externas.

Estas tabelas estão apresentadas em sequência, a começar da tabela VII.2.1 até tabela VII.2.12.

A tabela VII.2.13 fornece um resumo do conjunto das tabelas acima citadas, listando as médias e desvios padrões da relação entre recalque medido e calculado para cada tipo de estaca. Além disso ela apresenta uma outra informação muito importante, que é o número de provas que foram expurgadas, comparado com o número total de provas para cada tipo de estaca. Estes dados são tão importantes quanto a média e o desvio padrão, para representar a dispersão global das previsões para um determinado tipo de estaca.

Uma outra forma de se apresentar o comportamento dispersivo, é se utilizar recursos gráficos. Notadamente, a forma gráfica facilita uma análise qualitativa e rápida dos resultados, proporcionando uma boa visão das previsões determinadas pelo método.

Gráficos de dispersão foram construídos para se avaliar a performance do método de Randolph, e encontram-se designados em sequência por gráfico VII.2.1 à gráfico VII.2.12.

VII.3. MÉTODO PROPOSTO.

Para se avaliar a performance do método de previsão de recalques, cargas axiais e tensões cisalhantes ao longo de toda a estaca, através do método Proposto neste trabalho, teve-se que ficar restrito a aferição do

valor do recalque calculado para a profundidade zero, em virtude da indisponibilidade de medições mais detalhadas.

A forma de se apresentar os resultados da previsão de recalques realizada através do método Proposto, é idêntica a forma usada na seção anterior.

As tabelas que relacionam o número do arquivo, o valor do recalque medido na prova de carga, o valor calculado pelo método, o desvio entre eles, e a razão entre eles, encontram-se em sequência designadas por tabela VII.3.1 à tabela VII.3.12. A tabela resumo que inclui o número de provas expurgadas pela análise de dispersão, é a tabela VII.3.13.

No que concerne aos gráficos de dispersão, foram apresentadas duas situações. A primeira utilizando-se os valores de η médios retro-analisados pelo método Proposto submetidos a análise estatística simples, e a segunda com os valores relativos a análise estatística composta. Conforme definido na capítulo VI, a análise simples se refere ao uso da teoria de distribuição de probabilidade normal isoladamente, enquanto que a composta conjuga a análise normal com a análise de dispersão.

Os gráficos de dispersão estão numerados em sequência desde o gráfico VII.3.1 até o gráfico VII.3.12. Os gráficos com índice (a) e (b) são relativos à análise simples, enquanto que os com índice (c) e (d) são relativos à análise composta. Aqueles com índice (b) e (d), não incluem os valores referentes às provas expurgadas.

VII.4. PROVAS DE CARGA DO XII ICSMFE.

Na "Discussion Session 14" do XII Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado no Rio de Janeiro em agosto de 1989, foram apresentadas provas de carga, muito bem implementadas e documentadas, pela Sociedade Japonesa de Mecânica dos Solos

e Engenharia de Fundações.

Na realidade as sondagens e os dados relativos à estaca e à cravação, haviam sido distribuídos previamente para que os participantes pudessem realizar suas previsões e remetê-las a tempo para o congresso. Um dos métodos usados para a previsão, foi o de Aoki e Lopes, que dentre os outros métodos usados, foi o que proporcionou os melhores resultados quando aferidos posteriormente com os resultados das instrumentações.

No presente trabalho, estas estacas foram objeto de previsão de recalques, para se avaliar o desempenho dos métodos abordados nesta tese. O método de Randolph não participou das previsões realizadas durante o XII ICSMFE, assim como também não, o método Proposto, uma vez que ele é posterior a este congresso.

As previsões foram realizadas pelos três métodos apresentados neste trabalho e os seus resultados encontram-se relacionados a partir da tabela VII.4.1 até a tabela VII.4.4.

O método Aoki e Lopes foi implementado com valores de η determinado pelo método de Randolph e pelo método Proposto.

As estacas são ao todo sete, sendo três constituídas de cilindros de aço, duas pré-moldadas de concreto com seção transversal circular vazada, e duas pré-moldadas protendidas com seção retangular vazada, que neste trabalho são designadas pelos números 1 à 7, respectivamente.

Após uma análise superficial, resolveu-se tomar o valor de η correspondente aos retro-analisados pelo método Proposto, relativos à estaca METÁLICA, para as três primeiras provas, à estaca SCAC, para as duas estacas de concreto circulares, e à estaca PREMCENT para as protendidas.

Através do método Proposto foram calculadas as distribuições de carga axial e recalque, a cada meio metro, com a profundidade. Estas distribuições estão apresentadas sob a forma de gráficos e estão listadas em sequência começando com o gráfico VII.4.1 e terminando com o gráfico

VII.4.14.

Deve-se ressaltar aqui, que se poderia construir um gráfico de carga axial e um de recalque com a profundidade, para todas as provas do banco de dados. No entanto estas sete provas são apresentadas como um exemplo do potencial do método Proposto.

VII.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS.

Quanto aos resultados dos métodos de cálculo de recalques discutidos neste trabalho, aplicados às provas pertencentes ao banco de dados e às provas publicadas no XII ICSMFE, são tecidos alguns comentários e conclusões nos próximos parágrafos. Um pequeno estudo paramétrico realizado com o objetivo de melhor aferir a superioridade do método Proposto em relação ao método de Randolph, também é apresentado.

No que concerne ao método de Aoki-Lopes podem ser tiradas as seguintes conclusões. Através da análise das tabelas VII.1.11 à VII.1.26, pode-se concluir que a parcela do recalque total calculado na cabeça, que é devido ao encurtamento elástico do fuste é muito grande, estando na faixa de 85 à 95%, caindo para em torno de 70% para estacas com base alargada. Isto se deve ao fato de que, nestas estacas, o valor da carga axial que chega à base é relativamente superior às outras, provocando um maior recalque da base e consequentemente diminuindo a contribuição relativa do encurtamento elástico. Estes valores são relativos ao nível de carga analisado no presente estudo, ou seja, restrito à parte linear do diagrama carga x recalque.

Nota-se também que nas previsões que usam os valores η Proposto, comparativamente maiores que os valores de η para Randolph, a percentagem relativa ao encurtamento elástico tende a ser maior que quando se usam estes últimos. O valor do encurtamento elástico independe de η , mas o

recalque calculado na base é inversamente proporcional ao valor de η usado. Como os valores de η para Randolph são menores que os para o método Proposto, o recalque na base será maior para o primeiro método do que para o segundo, diminuindo assim a relação entre o recalque elástico e o recalque total calculado na cabeça.

Quando se usam os valores de η para Randolph, percebe-se um ligeiro acréscimo de provas dispersas, ou seja expurgadas, quando se compara com o uso de η Proposto.

Por outro lado, os recalques calculados com η para Randolph e com η Proposto são extremamente parecidos, apesar da diferença significativa em η . Isto se deve ao fato do método Aoki - Lopes calcular os recalques no topo, dentro da faixa linear do diagrama carga-recalque, majoritariamente devido ao encurtamento elástico para o nível de tensões analisado.

Comparando o método Proposto com o método de Randolph, observa-se que, nas análises de dispersão o número de provas dispersas é sensivelmente menor no método Proposto, o leva a concluir que este é mais versátil que o de Randolph.

Quando se tomam as médias das relações entre recalque medido e calculado, para o conjunto total das provas de carga de um mesmo tipo de estaca, percebe-se que elas são melhores, ou seja mais próximas da unidade para o método Proposto do que para o método de Randolph. Fato que corrobora a conclusão do parágrafo anterior.

Considerando-se os desvios padrões da relação recalque medido e calculado, para o conjunto total das provas de carga para cada tipo de estaca, constata-se que são muito menores no caso do método Proposto, do que para o método de Randolph, levando a concluir mais uma vez que a versatilidade do método Proposto é superior.

Quando se avaliam as relações recalque medido e calculado para o caso em que já foram expurgadas as provas de má qualidade, percebe-se que

apesar da amostra ser maior que no caso do método de Randolph, em virtude do menor número de expurgos, o método Proposto apresenta a mesma ótima média que o método de Randolph, ou seja, próxima da unidade. O mesmo se dá a respeito dos desvios padrões, que são muito parecidos, mesmo que a amostra relativa ao método Proposto seja maior. Levando-se em consideração que para amostras pequenas, uma amostra menor, ou seja, já expurgada, tende a apresentar desvios padrões bem menores que uma amostra maior, menos expurgada, pode-se concluir que o método Proposto produz resultados mais acurados, com menor dispersão, que o de Randolph.

Quando se analisam as provas de carga japonesas através do método Aoki - Lopes, para previsão de recalques usando valores de η retro-analisados pelo método de Randolph e pelo método Proposto, observa-se que os valores calculados para cada um dos dois valores de η são extremamente próximos entre si para as estacas que apresentam uma relação entre o encurtamento elástico e o recalque total muito próximas de 1. Naquelas estacas em que a percentagem de encurtamento elástico está entre 50% e 75%, o método Aoki - Lopes fornece resultados ligeiramente melhores para o caso da adoção de η retro-analisado pelo método Proposto.

Aplicando o método de Randolph às provas japonesas, chega-se a previsões de recalque muito boas, sendo a pior delas com um erro de aproximadamente 25% para menos, (tabela VII.4.3).

Quando se usa o método Proposto para o cálculo de recalques para as estacas japonesas, a previsão é ótima, fornecendo relações entre recalque medido e calculado excepcionais, (tabela VII.4.4).

A comparação da performance do método Proposto e do método de Randolph aplicados às estacas japonesas levam a interessantes observações. As estacas 1, 2, 3 e 4 têm seus recalques previstos de uma forma mais acurada pelo método Proposto, do que pelo método de Randolph. Já as estacas 5, 6 e 7, têm previsão de recalque muito parecidas pelos dois métodos.

Analisando-se os perfis de sondagem das referidas estacas observa-se que o que há de comum entre os perfis das estacas 5, 6 e 7, é que apesar de se apresentarem estratificados e com distribuição linear para N_{SPT} com a profundidade, os valores de N_{SPT} são sempre crescentes com a profundidade, e não há diferença significativa entre os valores de N_{SPT} nas interfaces das camadas, ou seja, não há descontinuidade de resistência entre as camadas. Por outro lado os perfis, das estacas 1, 2 e 3 apresentam decréscimo de resistência com a profundidade para certas camadas e descontinuidade significativa de valores de resistência entre camadas. A estaca 4 apresenta melhores previsões através do método Proposto, apesar de apresentar um perfil não muito errático.

As observações acima levam a se concluir que perfis muito erráticos, apresentando camadas com resistência muito superior às suas adjacentes, e camadas com decréscimo de resistência com a profundidade, podem ser tratados através do método Proposto para cálculo de recalques com resultados extremamente realísticos.

As observações e conclusões até aqui enumeradas dão uma boa idéia da aplicabilidade dos três métodos em questão, no entanto uma comparação direta entre o desempenho do método de Randolph e do método Proposto fica prejudicada em virtude da falta de controle sobre as variáveis intervenientes, quando se aplicam os métodos aos casos reais. Para superar esta dificuldade, foi realizado um estudo paramétrico para determinar a influência da variação do módulo cisalhante do solo ao longo de seu perfil, nos valores de recalque previstos por estes dois métodos e nas distribuições de recalque, de tensão cisalhante junto ao fuste e de carga axial na estaca prevista pelo método Proposto.

Lembrando que a solução original de Randolph foi deduzida admitindo-se como hipótese que o módulo cisalhante permanece constante com a profundidade, e que a consideração da variação de G foi incorporada

posteriormente ao método através do parâmetro ρ , foi realizada uma análise paramétrica para se verificar o erro introduzido quando se usa a referida solução para valores de ρ diferentes da unidade. A solução por série de potências para o recalque ao longo da estaca, por sua vez, constitui-se numa solução fechada que foi tomada como padrão para se calcular o desvio introduzido pela solução aproximada de Randolph.

O estudo paramétrico encontra-se resumido nas tabelas VII.5.1 e VII.5.2. Foram calculados os recalques na cabeça de uma estaca padrão para valores de ρ variando de 0,5 à 4, sendo os valores menores que 1 relativos à módulos cisalhantes crescentes com a profundidade, e os maiores que 1 relativos à situações em que resistência à deformação diminui com a profundidade. Pode-se notar que, com exceção de quatro valores de ρ , os recalques calculados pela aproximação de Randolph são menores que os da solução formal fechada, fornecida pelo método Proposto, ou seja, são contra a segurança. É interessante ressaltar que, o desvio decorrente da solução de Randolph é contra a segurança nos dois extremos, isto é, tanto para um solo de Gibson, como para um perfil com G decrescente com a profundidade, sendo nulo para um perfil em que G é constante, como seria de se esperar. O valor do módulo de Young da estaca desempenha um papel fundamental no cálculo de recalques, para avaliar sua influência no erro decorrente da formulação de Randolph, realizou-se o estudo paramétrico para duas estacas com mesma geometria, mesmo carregamento, mesmas características de deformação do solo, porém com módulos de Young da estaca diferentes. No gráfico VII.5.1, estão plotados os desvios percentuais em função do parâmetro de heterogeneidade ρ , para as duas estacas. Um ponto interessante a se ressaltar é que, para estacas mais rígidas o erro é maior para perfis com G decrescente com a profundidade, enquanto que para estacas mais compressíveis o erro é maior para perfis com G crescentes com a profundidade. Outra observação importante, é que o valor de ρ igual a 0,5

representa um solo de Gibson, situação extremamente comum em solos reais, para o qual o desvio calculado pode chegar à 25% para o caso de estacas mais compressíveis (tabela VII.5.2). Por outro lado, valores de ρ iguais à 4 também são comumente encontrados em camadas particulares de perfis estratificados, nestes casos, o valor do desvio pode chegar à 27% para estacas menos compressíveis (tabela VII.5.1). Através dos valores constantes das referidas tabelas, pode-se concluir que o erro introduzido pela aproximação de Randolph é bastante significativo e contra a segurança, podendo alcançar valores da ordem de 25%.

Um outro estudo paramétrico foi realizado para se avaliar o efeito de estratificação nas distribuições de recalque, carga na estaca e tensão cisalhante junto ao fuste previstas pelo método Proposto, além de se comparar o valor do recalque na cabeça com os resultados previstos pelo método de Randolph. Esta análise paramétrica está resumida na (tabela VII.5.3), onde para uma determinada geometria da estaca, para o mesmo tipo de solo e para o mesmo carregamento, faz-se variar o perfil do solo, definido pelos valores de N_{SPT} em seis situações diferentes conforme mostrado no gráfico VII.5.2. O carregamento de 2.000 KN representa, para cada determinado perfil, um valor entre um terço e a metade da carga última de ruptura calculada pelo método Aoki & Velloso. Para o módulo de Young da estaca foram considerados dois valores, $2,5 \cdot 10^7$ KPa e $1,0 \cdot 10^7$ KPa, para descrever situações de estacas menos e mais compressíveis, respectivamente.

Em virtude do método de Randolph não pode ser aplicado em perfis estratificados, foi procedida uma regressão linear com os valores de N_{SPT} para os quatro últimos perfis, afim de representá-los por uma única e melhor reta para possibilitar a sua implementação.

Observando-se a (tabela VII.5.3) pode-se notar que o método de Randolph consegue representar melhor os perfis 1 e 4. Quanto ao perfil 1, isto se explica em virtude do parâmetro ρ ter sido deduzido especificamente

para esta situação. Já o perfil 4, dentre aqueles que apresentam estratificação, é o que mais condições tem de ser representado por uma única reta. Analisando os resultados para o perfil 3, conclui-se que uma descontinuidade acentuada no módulo cisalhante do solo faz com que o método de Randolph não consiga prever satisfatoriamente o recalque na cabeça de estaca. A mesma conclusão se aplica ao perfil 2, ou seja, perfis em que o módulo cisalhante decresce com a profundidade. O erro introduzido pela solução de Randolph para perfis do tipo 2 e 3 é da ordem de 15% para estacas menos compressíveis e de 25% para as mais compressíveis. O perfil 6, caso em que há uma descontinuidade acentuada, além do descréscimo do módulo cisalhante com a profundidade, constitui-se na pior situação para a aplicabilidade do método de Randolph, sendo o erro, neste caso, da ordem de 40%. O perfil 5 é um caso intermediário entre o perfil 6 e o perfil 1, e o erro cometido também o é, situando-se por volta de 18%.

No que concerne à distribuições de recalque, de tensão cisalhante e de carga axial previstas pelo método Proposto, pode-se fazer algumas considerações através da análise dos gráficos VII.5.3. à VII.5.5, que trazem a variação com a profundidade do recalque, da força axial na estaca e da tensão cisalhante junto ao fuste, respectivamente. Nestas figuras estão plotados num mesmo gráfico, para efeito de comparação, as distribuições referentes a cada um dos perfis estudados, para o caso do módulo de elasticidade da estaca igual a 1.10^7 KPa.

Analisando as distribuições de recalque pode-se concluir que eles realmente variam com a profundidade, sendo de duas a três vezes maiores na cabeça do que na base da estaca. Os perfis que possuem módulos cisalhantes maiores próximos à superfície são aqueles que apresentam as menores variações de recalques ao longo da profundidade, enquanto aqueles que tem módulos maiores na parte inferior apresentam as maiores variações de recalque.

No que tange às cargas axiais, gráfico VII.5.4, percebe-se que as suas distribuições são bem mais influenciadas pela variação do módulo cisalhante do solo do que os recalques. Um aspecto importante a ressaltar é a pequena percentagem da carga aplicada na cabeça que chega à base. Isto se deve ao fato de se estar solicitando, aproximadamente, um terço ou a metade da carga última de ruptura da estaca. Como não poderia deixar de ser, os perfis que apresentam maior área no diagrama $P \times z$, são aqueles que apresentam maior relação entre o recalque da base e o da cabeça.

Neste ponto das observações convém chamar a atenção para a continuidade das funções recalque e carga axial com a profundidade, ou seja, a compatibilidade de recalques e cargas em qualquer seção da estaca, mesmo nas interfaces das camadas, fenômeno realístico que foi assegurado no modelo quando da dedução do algoritmo para a consideração de um número qualquer de camadas.

Analisando as tensões cisalhantes mobilizadas junto ao fuste com a profundidade, gráfico VII.5.5, observa-se que elas são extremamente suscetíveis a variação, e principalmente descontinuidade, do módulo cisalhante do solo. Através de uma rápida análise conclui-se que, mesmo que a variação de recalques com a profundidade seja suave, a variação das tensões cisalhantes pode ser muito acentuada, apresentando, inclusive, descontinuidades significativas nas interfaces das camadas.

A capacidade do método Proposto de determinar a distribuição das tensões cisalhantes ao longo das camadas propicia um grande esclarecimento a respeito do comportamento do solo ao redor de uma estaca verticalmente carregada. Esta particularidade constitui-se num grande potencial para o desenvolvimento futuro do método, pois poderá permitir a consideração a posteriori, de fatores como efeitos de instalação, nível de tensão efetiva e história de tensões.

Com o objetivo de exemplificar a aplicação prática do método

Proposto foram construídos dois gráficos (gráficos VII.5.6 e VII.5.7), relativas às estacas japonesas 1 e 6, respectivamente, que resumem as distribuições de recalque, carga e tensão cisalhante, além dos perfis de sondagem de SPT. Os valores do recalque na cabeça calculados usando a formulação de Randolph também estão incluídos nestas figuras. Os valores medidos do recalque da cabeça das estacas encontram-se relacionados na tabela VII.4.4, e para as estacas 1 e 6 os valores da relação entre o recalque medido e recalque calculado pelo método Proposto são, respectivamente, 0,99 e 1,00.

Um outro ponto que se faz interessante comentar é que dentre os métodos usados na "Discussion Session 14" do XII ICSMFE para prever os recalques, o que teve melhor desempenho foi o método de Aoki e Lopes. Para a estaca 4, o método de Aoki e Lopes, conforme implementado por Aoki naquela ocasião, previu um recalque de 11 mm para uma carga de 100 tf. Sendo o recalque correspondente medido de 6 mm, a relação entre o recalque medido e o calculado ficou em 0,54. O mesmo método, porém agora implementado pelo autor, e usando os valores de η retro-analisados através do método Proposto, previu um recalque de 8,4 mm para uma carga de 117,5 tf. O recalque correspondente medido foi de 6,2 mm levando a uma relação entre o recalque medido e o calculado de 0,74, melhor, portanto, que a previsão por ocasião do XII ICSMFE.

Para a mesma estaca a relação prevista pelo método de Randolph, que não foi apresentado no referido congresso, foi de 1,24, isto é subestimou o valor do recalque. O método Proposto, por sua vez, previa uma relação de 1,07, ou seja, conseguiu uma aproximação bem melhor que os outros dois métodos acima referidos.

CAPÍTULO VIII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

VIII.1. CONCLUSÕES.

Para o cálculo de recalques em estacas submetidas a um carregamento vertical e axial foram utilizados métodos baseados na teoria da elasticidade em lugar de se usar um enfoque através de funções de transferência de carga.

Análises teóricas, como as realizadas através de estudos paramétricos no capítulo VII, mostram que a capacidade de se variar apenas algumas das variáveis envolvidas no fenômeno de forma controlada para se avaliar a sua influência na determinação final dos recalques, cargas e tensões cisalhantes, levam a um grande ganho na compreensão da mecânica da interação da estaca e do solo, e dos fatores que a influenciam mais diretamente.

Os módulos de elasticidade transversal do solo a serem usados junto com as teorias simplificadas, ou seja, com aproximação puramente elástica, são os módulos secantes relativos a níveis de carregamento da ordem de $1/3$ à $1/2$ da capacidade de carga última. Para estes níveis de carregamento o comportamento não linear do solo não tem importância significativa no recalque da estaca.

Para a maioria dos problemas práticos que envolvem carregamentos no níveis acima descritos, e estacas com geometria convencional, não há grandes justificativas para o emprego de métodos muito sofisticados como aqueles pertencentes à terceira categoria de análise, sendo a segunda categoria capaz de fornecer bases adequadas para o projeto.

Apesar das simplificações das teorias, particularmente daquelas que se utilizam de um enfoque elástico, utilizadas neste trabalho, conclui-se que elas produzem resultados consistentes com as observações de campo. Tal observação também é realizada por Poulos (15), quando se refere a segunda categoria de análise.

No que se refere aos métodos representativos da terceira categoria de análise, Poulos (15) ainda afirma que, se os parâmetros do solo não forem de boa qualidade, nem sempre os resultados da terceira categoria serão superiores aos da segunda categoria de análise.

Um outro aspecto muito importante é que, para a maioria dos métodos conhecidos, o uso de correlações se faz necessária, de uma forma mais ou menos ostensiva, de acordo com a sofisticação do método. Desta forma, o maior desafio para a aplicação dos métodos de cálculo de recalques, continua sendo a satisfatória quantificação geotécnica local.

O método idealizado por Aoki e Lopes, para a determinação dos recalques devido ao carregamento de estacas, em qualquer parte do interior de um semi-espaco infinito, particularmente na cabeça das estacas, baseia-se nas observações de Vesic (1975). Este método considera, para efeitos práticos que o recalque apresentado pela base de uma estaca, pode ser separado em duas componentes, uma proveniente da ação das cargas transmitidas pelo fuste e outra devida às cargas transmitidas pela própria base. Cada uma destas duas parcelas, pode ser avaliada através do uso da solução de Mindlin para recalques verticais, empregando-se uma discretização das cargas do fuste e da base, em forma de cargas concentradas, prevista por fórmulas desenvolvidas pelos autores. A aplicação do método requer o conhecimento a priori, do modo de transferência de carga da estaca. Para tanto considera que a mobilização da resistência total do fuste, calculada por qualquer método apto para tal, se dá antes da mobilização de qualquer parcela da resistência da ponta. Esta hipótese é corroborada por observações experimentais de Vesic. Por outro

lado, Poulos (15) também não se refere a resistência do fuste mobilizada para um determinado nível de carregamento, mas sim, simplesmente, a resistência do fuste. O recalque na cabeça da estaca é, então, calculado como a soma do recalque determinado para a base com o encurtamento a que se submete o fuste para o relativo carregamento. Em virtude, desta última consideração, o método de Aoki e Lopes, quando só estão disponíveis medidas de deslocamentos na cabeça das estacas, não pode ser empregado para retro-análises.

A metodologia preconizada por Randolph, ao contrário do método acima descrito, apresenta-se sob a forma de expressão analítica, o que por si só, é um ponto ao seu favor, em virtude da simplificação de cálculos propiciada. A principal característica deste método é a separação e consideração independente do solo ao redor do fuste e do solo abaixo da base da estaca. A solução de Randolph foi deduzida para um perfil em que o módulo cisalhante é constante ao longo de todo comprimento do fuste. No entanto, em seguida, considerando que a heterogeneidade linear é um fenômeno extremamente comum em solos reais, é feita uma adaptação diretamente na solução original para considerar este fenômeno. A expressão resultante, por ser uma aproximação, continua sendo analiticamente simples e prática. Como decorrência direta, os cálculos necessários se mostram pouco complexos, possibilitando a sua implementação manual. A simplicidade da solução analítica também traz uma outra vantagem, que é facilidade da implementação de retro-análises. Além das expressões originais, desenvolvidas por Randolph, são apresentadas novas soluções de grande interesse, desenvolvidas pelo autor. Algumas falhas nas expressões originais, são também apontadas e corrigidas.

No que se refere ao método Proposto pelo autor, pode-se dizer que ele também considera o solo através da separação das reações oferecidas pelo solo ao redor do fuste e abaixo da base. O cálculo da reação da base considera que o módulo cisalhante varia linearmente abaixo da base da

estaca. Entretanto, a principal características da metodologia proposta é consideração através de uma solução analítica fechada da variação linear do módulo cisalhante do solo ao longo do fuste da estaca. Este ponto traz um avanço muito grande, pois em estacas o comportamento à deformação, como também à resistência, é devido principalmente à região do fuste para qualquer nível de cargas e em especial para os níveis de carregamento que provocam uma resposta quase elástica na curva carga-recalque. Outra característica extremamente importante do método é a sua capacidade de aplicação à perfis estratificados de qualquer ordem, ou seja, não havendo a necessidade de escolha de uma distribuição linear única, representativa das várias camadas. Além destas duas características extremamente importantes, há uma terceira particularidade de grande utilidade, que é a capacidade de fornecer as distribuições de recalque, carga e tensão cisalhante junto ao fuste com a profundidade ao longo do comprimento da estaca. Esta particularidade é uma característica dos métodos de análise da terceira categoria, apesar do método se enquadrar na segunda categoria de análise, utilizando uma simplificação da teoria e dados de entrada baseados em correlações. Devido a consideração da variação linear do módulo cisalhante, as soluções analíticas para os recalques e tensões cisalhantes apresentam-se sob a forma de séries de potências generalizadas, enquanto que a distribuição de carga axial é dada através de uma série dupla de potências, em virtude da integração da solução para o recalque. As funções de recalque e carga axial, como não poderiam deixar de ser, apresentam continuidade para todo o comprimento da estaca, mesmo nas interfaces das camadas. Esta forma de apresentação traz certa dificuldade para o processo de retro-análise, levando a se implementá-la através da técnica de aproximações sucessivas. O cálculo manual também fica dificultado em função da representação das soluções através de séries, mas não inviabilizado. Ainda pode-se concluir que, a solução de Randolph trata-se de um caso particular da solução Proposta, de fato, para um perfil em camada única e

homogênea as duas soluções são absolutamente iguais.

Segundo Poulos (15) a solução de Randolph para recalques em um perfil homogêneo apresenta ótima concordância com a sua solução baseada no Método dos Elementos de Contorno. Considerando-se a última frase do parágrafo anterior, pode-se sem problemas estender esta conclusão para a metodologia Proposta. Esta observação leva a se concluir que a separação das regiões do fuste e da base não introduz erros significativos do ponto de vista prático.

No que concerne às correlações necessárias para a implementação dos métodos das categorias de análise dois e três, Poulos (15) afirma que a forma mais confiável de se determinar correlações para o módulo de elasticidade e para a resistência do solo ao longo do fuste é através de retro-análises de prova de carga em estacas.

Os valores retro-analisados pelos métodos de Randolph e pelo método Proposto, para correlacionar o módulo cisalhante do solo com a resistência de ponta no ensaio do cone, apresentam uma dispersão considerável em decorrência da não consideração direta, nos modelos, de certas variáveis intervenientes no fenômeno, e da qualidade, as vezes duvidosa das provas de carga analisadas. Sendo assim, os valores de η trazem embutidos fatores como efeitos de instalação, do nível de tensões, de história de tensões, etc. Apesar da dispersão observada nos valores de η , as médias propostas no presente trabalho, estão de acordo com as correlações publicadas por Milovic & Stevanovic (1982), Holeyman (1985) e Poulos (1988).

Os valores de η devem ser usados em conjunto com os valores do módulo de Young da estaca e com os valores de k , adotados neste trabalho, aplicados aos valores de N_{SPT} , para determinar de maneira expedita, rápida e prática o módulo cisalhante. No entanto, quando houver disponibilidade de caracterização geotécnica mais detalhada, devem ser usadas formas mais adequadas para se determinar G e ν , levando-se em conta também a

experiência do projetista.

A aferição da influência do valor do módulo de Young da estaca em η foi realizada através do método de Randolph por este ser de mais fácil implementação. Como conclusão pode-se dizer que os valores de η retro-analisados são inversamente proporcionais aos valores de E_p adotados.

Os valores de η retro-analisados pelo método Proposto são maiores, mais homogêneos e menos afetados pelo tipo de estaca do que aqueles determinados através do método de Randolph.

Cabe ressaltar que os valores de η não são independentes do tipo de solo, pelo contrário, mas, em virtude da pequena quantidade de informações geotécnicas e da pobre descrição do desempenho das provas de carga, não foi possível determinar esta dependência no presente trabalho.

Após estas observações a respeito dos valores de η , ou seja, a correlação entre o módulo cisalhante do solo e a resistência da ponta no ensaio do cone, pode dizer que, apesar da comparação entre os valores de η retro-analisados por Randolph e pelo método Proposto dar uma idéia das diferenças existentes entre os dois métodos, esta não é a melhor forma de compará-los.

Devido a característica do método Proposto de considerar uma variação linear qualquer do módulo cisalhante com a profundidade e da particularidade de aceitar um número qualquer de camadas para um perfil estratificado, pode-se afirmar que a sua capacidade de representar a heterogeneidade vertical, inerente aos solos naturais, é muito superior a do método de Randolph e a do método de Poulos (1980), se aproximando, neste aspecto, da capacidade dos métodos da terceira categoria de análise.

Através de análises paramétricas é possível quantificar o erro introduzido pela aproximação de Randolph para solos linearmente heterogêneos. Para tal, pode-se usar a solução Proposta como padrão, uma vez que ela é uma solução analítica fechada. A análise paramétrica consiste em se fazer variar o valor de ρ , que indica a inclinação da distribuição

linear de G com a profundidade, mantendo-se todas as demais variáveis fixas. Para um solo de Gibson o erro pode alcançar 25% para estacas mais compressíveis, enquanto fica por volta de 5% para estacas mais rígidas. Para um perfil com decréscimo de resistência à deformação com a profundidade (p. ex. $\rho = 4$), estacas mais rígidas apresentam maior erro, por volta de 27%, enquanto as mais compressíveis apresentam um erro em torno de 13%. É importante ressaltar que estes erros são contra a segurança, isto é, os recalques calculados pela aproximação de Randolph são menores que os calculados pela solução fechada do método Proposto.

Um outro estudo paramétrico foi realizado para avaliar o efeito da estratificação nas distribuições de recalque, carga na estaca, e tensão cisalhante junto ao fuste previstas pelo método Proposto, além de se comparar o recalque na cabeça com os resultados previstos pelo método de Randolph. A solução de Randolph apresenta o menor erro para os perfis 1 e 4, na faixa de 1% à -4% para estacas mais rígidas e na faixa de 11% à -7% para estacas mais compressíveis. O maior erro ocorre para o perfil 6, por volta de 40%, que é o caso em que há grande descontinuidade e distribuição decrescente com profundidade para a variação do módulo cisalhante. Após estas conclusões pode-se dizer que para perfis não muito erráticos e que não apresentem diminuição da resistência com a profundidade, a formulação de Randolph produz erros que podem ser tolerados, porém em caso contrário os erros passam a ser muito grandes, prejudicando sua aplicabilidade.

De acordo com o mesmo estudo paramétrico, conclui-se que a distribuição dos recalques com a profundidade realmente varia, sendo o recalque na cabeça de duas a três vezes o recalque na base. Já a distribuição de carga axial varia bem mais do que os recalques. A percentagem da carga aplicada na cabeça que chega à base é muito pequena devido ao nível de carregamento aplicado, da ordem de $1/3$ à $1/2$ da carga de ruptura. Para a distribuição de tensão cisalhante junto ao fuste, observa-se que ela é extremamente suscetível à variação do módulo

cisalhante, apresentando, inclusive, descontinuidades. A determinação da variação da tensão cisalhante com a profundidade permite uma maior compreensão dos detalhes do fenômeno de transferência de carga e poderá permitir, no futuro, um aperfeiçoamento do método Proposto.

A avaliação da aplicação dos três métodos às provas do banco de dados e às provas japonesas, permite dizer que o desempenho do método Aoki e Lopes é bom, especialmente quando se usam os valores de η retro-analisados pelo método Proposto, e que o desempenho do método de Randolph é muito bom, enquanto que o desempenho do método Proposto nesta tese é excelente.

Durante o XII ICSMFE o método Aoki e Lopes foi eleito o mais preciso e versátil, no entanto, o mesmo método usado para a mesma estaca, usando o mesmo valor para módulo de Young do fuste, porém com o valor de η determinado neste trabalho, forneceu resultados de melhor qualidade do que na ocasião do congresso. Os dois outros métodos, particularmente o Proposto, se mostraram ainda melhores para a previsão de recalques.

Como exemplo de apresentação dos dados de saída do método Proposto foram constituídos dois gráficos, referentes as estacas japonesas 1 e 6. Pode-se notar, nestes gráficos, o ótimo relacionamento entre os valores de recalque, carga e tensão cisalhante em função dos valores de N_{SPT} fornecidos pelo método Proposto.

VIII.2. SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS.

Todas as discussões e considerações do presente trabalho foram relativas à parte elástica da curva carga x recalque, ficando de lado as deformações plásticas que podem ocorrer junto à base da estaca, quando se aproxima a carga de ruptura. Um estudo no sentido de avaliar e incorporar ao método, este tipo de deformação seria muito útil, pois assim poder-se-ia prever a totalidade da curva carga x recalque.

Um ponto interessante e esclarecedor, seria a aferição dos resultados fornecidos pelo método Proposto, para situações de heterogeneidade bem complexas, com descontinuidade e decréscimo de resistência com a profundidade, através de formulações baseadas no Método dos Elementos Finitos.

A aplicação dos métodos apresentados para um maior número de provas de carga, conjugada com a consideração de deformações plásticas, podem levar a valores melhores para η .

A correção da energia no ensaio SPT, junto com algumas considerações adicionais quanto ao método de instalação, pode levar a valores de η que possam caracterizar a deformabilidade intrínseca do solo, independente do tipo de estaca considerada.

A ampliação do método proposto para a consideração do recalque em grupos de estacas, seria muito proveitosa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. - Pile foundation analysis and design; New York, John Wiley, 1980.
- (2) RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. - Analysis of deformation of vertically loaded piles. Journal of Geotechnical Engineering A.S.C.E. 104, 1978, No. GT12, pp. 1465-1488.
- (3) MINDLIN, R.D. - Force at a point in the interior of a semi infinite solid. Physics 7, 1936, pp. 195-202.
- (4) AOKI, N. & LOPES, F.R. - Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity. Proc., V PanAmCSMFE, Buenos Aires, 1975, Vol. 1, pp. 377-386.
- (5) AOKI N. & VELLOSO, D.A. - An aproximate method to estimate the bearing capacity of piles. Proc., V PanAmCSMFE, Buenos Aires, 1975, Vol. 1, pp. 367-376.
- (6) RANDOLPH, M.F. - A theoretical study of the performance of piles. Ph.D. thesis, University of Cambridge, London, 1977, pp. 39-69.
- (7) TIMOSHENKO, S.P. & GOODIER, J.N. - Theory of Elasticity. 3rd. ed., New York, McGraw-Hill, 1970.
- (8) ROMANEL, C. - Estudo sobre recalques de fundações superficiais em solo linearmente heterogêneo pela teoria da elasticidade linear. Tese de Mestrado, PUC - RJ, Rio de Janeiro, 1981.
- (9) CARRIER III, W.D. & CHRISTIAN, J.T. - Analysis of a inhomogeneous elastic half-space. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 99, No. SM3, 1973, pp. 301-306.
- (10) KREIDER, D. et alli - Introdução à análise linear, tradução de Genésio Lima dos Reis. 1ª ed., Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, 1972.
- (11) KUDRIÁVTZEV, L.D. - Curso de análisis matemático, traduzido por V. Fernandez, 1ª ed., MIR, Mockba, 1983.

- (12) DANZIGER, B.R. - Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1982, Tese de Mestrado.
- (13) LAPROVITERA, H. - Reavaliação de método semi-empírico de previsão de capacidade de carga em estacas a partir de banco de dados. Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, 1988, Tese de Mestrado.
- (14) RANDOLPH, M.F. - Theoretical methods for deep foundations. Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas. Anais, Vol. 1, seção 1, 1985, pp. 1-53.
- (15) POULOS, H.G. - Pile behaviour - theory and application. Rankine Lecture, Géotechnique 39. 1989, pp. 356-405.
- (16) WINTERKORN, H.F. & FANG, H.Y. - Foundation Engineering HandBook. New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1975, pp. 556-600.
- (17) VESIC, A.S. - Principles of Pile Foundation Design. Boston Society of Civil Engineers, 1975.

APÊNDICE A-1

Exemplo numérico para o cálculo de recalques em um perfil de solo com heterogeneidade e estratificação em 3 camadas.

Para a resolução do problema devem ser empregadas as definições e expressões listadas na seção IV.8.2., assim como as expressões para α_n e β_n contidas na seção IV.4.

A representação esquemática do problema encontra-se na figura A-1.1.

Para iniciar o procedimento de cálculo, deve-se começar pela camada que contém a ponta, isto é, a 3ª camada.

Solução:

a) camada da ponta:

$$G_{\text{sup},3} = 28.217,2 \text{ KPa}$$

$$G_{\text{inf},3} = 38.478,0 \text{ KPa}$$

$$l_3 = 10 \text{ m}$$

$$\nu_3 = 0,4$$

$$f_{c,3} = 1$$

i) relação entre constantes de contorno:

$$\frac{a_{1,3}}{a_{0,3}} = \left[\frac{4 \cdot m_3 \cdot (b_3 + l_3)}{\pi \cdot r_0 \cdot E_p \cdot (1 - \nu_3) \cdot n_3 \cdot f_{c,3}} \right]$$

$$\frac{a_{1,3}}{a_{0,3}} = - 2,721762 \cdot 10^{-2} \text{ m}^{-1}$$

ii) parâmetro de transferência de carga:

$$II_3 = b_3 \sum_{n=0}^{10} (-1)^n C_{n,3} \frac{(-l_3)^{n+1}}{n+1} + \sum_{n=0}^{10} C_{n,3} \sum_{j=0}^{10} (-1)^j \frac{n!}{j! (n-j)!} \frac{l_3^{n+2}}{(n-j+2)}$$

$$II_3 = 461,024 \text{ m}^2$$

iii) relação entre carga na cabeça e recalque na base:

$$\frac{P_{t,3}}{w_{b,3}} = \frac{4 \cdot r_0 \cdot m_3 \cdot (b_3 + l_3)}{(1-\nu_3) n_3 \cdot f_{c,3}} + \frac{2\pi \cdot m_3}{\xi_3} \cdot II_3$$

$$\frac{P_{t,3}}{w_{b,3}} = 687.581,994 \text{ KN/m}$$

iv) relação entre recalque na cabeça e na base

$$\frac{w_{t,3}}{w_{b,3}} = \sum_{n=0}^{10} \left(\alpha_{n,3} + \frac{a_{1,3}}{a_{0,3}} \beta_{n,3} \right) \cdot (-l_3)^n$$

$$\frac{w_{t,3}}{w_{b,3}} = 2,254669$$

v) relação de deslocamento N_3 :

$$\frac{P_{t,3}}{w_{b,3}} = \frac{\left(\frac{P_{t,3}}{w_{b,3}} \right)}{\left(\frac{w_{t,3}}{w_{b,3}} \right)} = 304.959,173 \text{ KN/m}$$

$$N_3 = \frac{P_{t,3}}{w_{t,3}} = 304.959,173 \text{ KN/m}$$

b) segunda camada:

$$G_{\text{sup},2} = 4.880 \text{ KPa}$$

$$G_{\text{inf},2} = 10.890 \text{ KPa}$$

$$l_2 = 15 \text{ m}$$

$$\nu_2 = 0,35$$

i) relação entre constantes de contorno:

$$\frac{a_{1,2}}{a_{0,2}} = - \left[\frac{N_3}{\pi \cdot r_0^2 \cdot E_p} \right]$$

$$\frac{a_{1,2}}{a_{0,2}} = - 0,1078573 \text{ m}^{-1}$$

ii) parâmetro de transferência de carga:

$$II_2 = b_2 \sum_{n=0}^{10} (-1)^n C_{n,2} \frac{(-l_2)^{n+1}}{n+1} + \sum_{n=0}^{10} C_{n,2} \sum_{j=0}^{10} (-1)^j \frac{n!}{j! (n-j)!} \frac{l_2^{n+2}}{(n-j+2)}$$

$$II_2 = 553,404 \text{ m}^2$$

iii) relação entre carga na cabeça e recalque na base:

$$\frac{P_{t,2}}{w_{b,2}} = N_3 + \frac{2\pi \cdot m_2}{\xi_2} \cdot II_2$$

$$\frac{P_{t,2}}{w_{b,2}} = 599.265,823 \text{ KN/m}$$

iv) relação entre recalque na cabeça e na base:

$$\frac{w_{t,2}}{w_{b,2}} = \sum_{n=0}^{10} \left(\alpha_{n,2} + \frac{a_{1,2}}{a_{0,2}} \beta_{n,2} \right) \cdot (-1_2)^n$$

$$\frac{w_{t,2}}{w_{b,2}} = 3,348566$$

v) relação de deslocamento:

$$\frac{P_{t,2}}{w_{t,2}} = \frac{\left(\frac{P_{t,2}}{w_{b,2}} \right)}{\left(\frac{w_{t,2}}{w_{b,2}} \right)} = 178.961,926 \text{ KN/m}$$

$$N_2 = \frac{P_{t,2}}{w_{t,2}} = 178.961,926 \text{ KN/m}$$

c) primeira camada:

$$G_{\text{sup},1} = 5.808 \text{ KPa}$$

$$G_{\text{inf},1} = 6.969,5 \text{ KPa}$$

$$l_1 = 10 \text{ m}$$

$$\nu_1 = 0,4$$

i) relação entre constantes de contorno:

$$\frac{a_{1,1}}{a_{0,1}} = - \left[\frac{N_2}{\pi \cdot r_0^2 \cdot E_p} \right]$$

$$\frac{a_{1,1}}{a_{0,1}} = - 0,06329487 \text{ m}^{-1}$$

ii) parâmetro de transferência de carga:

$$II_1 = b_1 \sum_{n=0}^{10} (-1)^n C_{n,1} \frac{(-l_1)^{n+1}}{n+1} + \sum_{n=0}^{10} C_{n,1} \sum_{j=0}^{10} (-1)^j \frac{n!}{j! (n-j)!} \frac{l_1^{n+2}}{(n-j+2)}$$

$$II_1 = 160,4119 \text{ m}^2$$

iii) relação entre carga na cabeça e recalque na base:

$$\frac{P_{t,1}}{w_{b,1}} = N_2 + \frac{2\pi \cdot m_1}{\xi_1} \cdot II_1$$

$$\frac{P_{t,1}}{w_{b,1}} = 227.374,9049 \text{ KN/m}$$

iv) relação entre recalque na cabeça e na base:

$$\frac{w_{t,2}}{w_{b,2}} = \sum_{n=0}^{10} \left(\alpha_{n,1} + \frac{a_{1,1}}{a_{0,1}} \beta_{n,1} \right) \cdot (-l_1)^n$$

$$\frac{w_{t,2}}{w_{b,2}} = 1,358396$$

v) relação de deslocamento:

$$\frac{P_{t,1}}{w_{t,1}} = \frac{\left(\frac{P_{t,1}}{w_{b,1}} \right)}{\left(\frac{w_{t,1}}{w_{b,1}} \right)} = 167.384,9 \text{ KN/m}$$

$$N_1 = 167.384,9 \text{ KN/m}$$

Terminando assim a cadeia ascendente.

O valor de $P_{t,1}$ representa a carga aplicada na cabeça da estaca, valor conhecido que possibilita determinar o recalque correspondente:

$$w_{t,1} = \frac{P_{t,1}}{N_1} = \frac{1.000}{167.384,9} = 5,974256 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

que é o recalque na cabeça da estaca, incógnita de maior interesse. Sendo assim, o processo poderia se encerrar neste ponto, no entanto, pode-se ainda determinar os valores de P e w nas interfaces das três camadas. Para tanto, inicia-se uma marcha de cálculo no sentido descentende:

d) primeira camada:

$$a_{0,1} = \frac{P_{t,1}}{N_2 + \frac{2\pi \cdot m_1}{\xi_1} \cdot II_1}$$

$$a_{0,1} = w_{b,1} = 4,398021 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

e) segunda camada:

i) carga na cabeça:

$$w_{t,2} = w_{b,1}$$

$$P_{t,2} = N_2 \cdot w_{t,2}$$

$$P_{t,2} = 787,0787 \text{ KN}$$

ii) constante de contorno:

$$a_{0,2} = \frac{P_{t,2}}{N_3 + \frac{2\pi \cdot m_2^2}{\xi_2} \cdot II_2}$$

$$a_{0,2} = w_{b,2} = 1,313404 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

f) camada da ponta:

i) carga na cabeça:

$$w_{t,3} = w_{b,2}$$

$$P_{t,3} = N_3 \cdot w_{t,3}$$

$$P_{t,3} = 400,5348 \text{ KN}$$

ii) constante de contorno:

$$a_{0,3} = \frac{P_{t,3}}{\frac{4 \cdot r_0 \cdot m_3 \cdot (b_3 + l_3)}{(1-\nu_3) \cdot n \cdot f_c} + \frac{2\pi \cdot m_3^2}{\xi_3} \cdot II_3}$$

$$a_{0,3} = w_{b,3} = 5,825265 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

terminando, assim, a marcha de cálculo descentende, estando os valores de P e w determinados nas interfaces. Desde que todos os valores de $a_{0,1}$ estão, agora, explicitados, as distribuições de w , P e τ_0 , para cada uma das estacas, podem ser descritas pelas expressões:

$$w_i(z_i) = a_{0,i} \cdot \left\{ \sum_{n=0}^{10} \left(\alpha_{n,i} + \frac{a_{1,i}}{a_{0,i}} \beta_{n,i} \right) \cdot (z_i - l_i)^n \right\}$$

$$P_i(z_i) = P_{t,i} - \frac{2\pi \cdot m_i}{\xi_i} \cdot a_{0,i} \left\{ b_i \sum_{n=0}^{10} C_{n,i} \left[\frac{(z_i - l_i)^{n+1}}{n+1} - \frac{(-l_i)^{n+1}}{n+1} \right] + \right.$$

$$\left. + \sum_{n=0}^{10} C_{n,i} \sum_{j=0}^n (-1)^j \left[\frac{n!}{j! (n-j)!} \right] \cdot l_i^j \cdot \frac{z_i^{n-j+2}}{(n-j+2)} \right\}$$

$$\tau_{0,i}(z_i) = \frac{1}{\xi_i r_0} m_i \cdot (b_i + z_i) \cdot w_i(z_i)$$

TABELAS

TABELA IV.3.1 - Valores de φ em função de ν e R .

$R \setminus \nu$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0,001	0,150	0,160	0,170	0,180	0,220	0,380
0,002	0,150	0,160	0,170	0,180	0,220	0,380
0,003	0,152	0,160	0,170	0,185	0,220	0,380
0,004	0,156	0,162	0,173	0,190	0,230	0,380
0,005	0,158	0,162	0,174	0,193	0,235	0,385
0,006	0,161	0,170	0,176	0,195	0,240	0,385
0,007	0,164	0,173	0,179	0,197	0,240	0,390
0,008	0,165	0,176	0,181	0,200	0,250	0,390
0,009	0,168	0,179	0,184	0,205	0,250	0,395
0,01	0,170	0,180	0,190	0,210	0,250	0,400
0,02	0,195	0,212	0,215	0,235	0,280	0,402
0,03	0,210	0,220	0,240	0,255	0,300	0,440
0,04	0,225	0,238	0,250	0,270	0,310	0,455
0,05	0,240	0,250	0,263	0,285	0,320	0,470
0,06	0,250	0,258	0,275	0,295	0,335	0,480
0,07	0,260	0,268	0,290	0,305	0,340	0,490
0,08	0,265	0,272	0,295	0,315	0,350	0,495
0,09	0,270	0,280	0,300	0,320	0,360	0,500
0,1	0,280	0,290	0,310	0,330	0,370	0,510
0,2	0,333	0,345	0,360	0,385	0,420	0,560
0,3	0,365	0,380	0,400	0,425	0,470	0,600
0,4	0,390	0,410	0,430	0,455	0,500	0,630
0,5	0,410	0,430	0,450	0,480	0,520	0,660
0,6	0,425	0,445	0,470	0,500	0,540	0,580
0,7	0,440	0,460	0,482	0,520	0,550	0,900
0,8	0,450	0,470	0,495	0,530	0,570	0,730
0,9	0,460	0,480	0,510	0,545	0,580	0,750
1	0,470	0,490	0,520	0,560	0,590	0,770
2	0,520	0,520	0,580	0,630	0,680	0,900
3	0,542	0,542	0,615	0,670	0,740	0,980
4	0,560	0,560	0,640	0,700	0,790	1,040
5	0,570	0,570	0,660	0,720	0,830	1,080
6	0,582	0,582	0,670	0,735	0,960	1,120
7	0,595	0,595	0,685	0,750	0,890	1,160
8	0,600	0,600	0,690	0,760	0,910	1,190
9	0,605	0,605	0,700	0,765	0,940	1,210
10	0,610	0,610	0,710	0,780	0,960	1,240

TABELA VI.2.1.1 - Estaca METÁLICA. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
2	3,14
3	1,72
4	3,09
5	2,26
6	1,46
7	2,14
8	1,02
9	3,12
11	1,16
12	0,57
13	0,71
Média	1,85
Desvio Padrão	0,97

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
14	0,08
1	4,75
10	32,10

TABELA VI.2.1.2 - Estaca PREMIVBR. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	12,31
2	2,76
3	3,61
4	1,09
5	11,88
6	3,75
7	11,50
8	2,72
10	2,13
11	0,98
12	1,63
13	0,81
14	4,77
15	1,65
Média	4,40
Desvio Padrão	4,22

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
9	0,39

TABELA VI.2.1.3 - Estaca PREMCENT. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
2	0,86
3	1,56
6	1,27
7	1,32
9	1,58
10	0,79
11	1,66
12	1,41
13	1,71
14	1,53
15	0,60
16	0,70
21	1,61
22	0,39
23	1,00
24	0,88
25	1,55
26	1,69
27	0,93
28	0,60
Média	1,18
Desvio Padrão	0,43

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
1	3,14
4	16,18
5	2,70
8	2,28
17	3,23
18	4,74
19	3,35
20	2,83

TABELA VI.2.1.4 - Estaca FRANKI. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	8,16
5	3,63
6	1,26
7	4,26
8	3,32
9	4,72
10	6,63
11	4,53
12	8,37
13	2,25
14	3,21
18	2,79
19	6,39
20	3,10
22	8,28
26	3,82
27	3,03
28	2,75
29	4,65
30	2,83
31	4,86
32	7,42
33	8,96
34	6,82
35	3,49
37	2,21
39	5,48
Média	4,71
Desvio Padrão	2,18

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
38	0,65
2	11,37
3	25,17
4	38,75
15	15,69
16	10,31
17	17,69
21	34,48
23	16,48
24	13,75
25	29,58
36	12,01
40	12,81

TABELA VI.2.1.5 - Estaca STRAUSS. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	1,10
2	4,91
3	0,66
5	3,23
7	3,90
9	10,73
11	5,64
12	9,00
13	9,41
14	0,21
15	11,98
16	1,72
17	5,22
18	9,54
19	0,32
20	0,35
21	1,50
22	2,19
Média	4,53
Desvio Padrão	3,98

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
6	0,09
4	366,65
8	27,92
10	13,78
23	25,00

TABELA VI.2.1.6 - Estaca INJETADA. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	1,55
2	5,11
3	3,22
4	2,56
Média	3,11
Desvio Padrão	1,50

TABELA VI.2.1.7 - Estaca ESCPEQ. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	0,73
2	5,42
3	25,72
4	11,38
5	14,71
6	1,13
7	1,34
8	27,74
Média	11,02
Desvio Padrão	10,94

TABELA VI.2.1.8 - Estaca ESCGDE. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	15,95
3	3,78
5	11,44
6	2,91
8	19,36
9	16,51
11	20,37
12	6,49
13	3,61
14	2,58
15	3,56
Média	9,69
Desvio Padrão	7,16

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
2	0,44
4	149,13
7	37,86
10	58,13

TABELA VI.2.1.9 - Estaca METBASFR. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	1,19
2	2,57
3	4,51
4	3,48
6	2,93
9	1,66
10	3,84
12	2,39
13	0,32
14	0,86
15	1,51
16	4,21
17	0,62
18	0,80
19	1,33
20	1,13
22	1,61
23	2,29
24	0,85
Média	2,00
Desvio Padrão	1,28

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
5	7,15
7	6,00
8	7,49
11	6,76
21	44,15

TABELA VI.2.1.10 - Estaca PRO. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	3,35
2	0,95
Média	2,15
Desvio Padrão	1,70

TABELA VI.2.1.11 - Estaca SCAC. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	3,74
6	2,35
7	2,66
10	2,52
11	2,76
14	2,40
16	2,73
18	2,79
19	0,80
20	1,97
23	2,38
26	1,48
27	1,80
28	0,99
29	1,65
30	1,20
32	0,87
33	3,13
34	1,98
35	2,15
36	2,07
37	2,56
38	3,67
39	3,01
44	2,61
Média	2,25
Desvio Padrão	0,79

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
2	6,64
3	12,77
4	7,50
5	21,05
8	440,72
9	5,72
12	4,56
13	7,74
15	12,05
17	12,25
21	6,25
22	13,01
24	0,18
25	0,16
31	6,44
40	5,26
41	23,36
42	16,27
43	4,62
45	4,30

TABELA VI.2.1.12 - Estaca CPM. Valores individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	4,34
2	4,58
4	4,59
8	0,95
9	5,11
12	3,27
13	0,98
14	4,34
15	0,98
16	0,60
17	0,85
18	4,36
19	1,62
20	2,84
21	2,34
22	1,67
24	2,90
25	1,57
26	0,97
30	2,59
31	1,41
32	1,93
37	3,29
40	1,03
42	2,29
44	0,30
45	3,50
48	0,20
49	0,82
Média	2,22
Desvio Padrão	1,50

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
3	10,22
5	26,96
6	12,02
7	8,36
10	14,10
11	29,19
23	7,99
27	6,57
28	6,24
29	19,27
33	10,32
34	14,64
35	68,97
36	7,08
38	12,74
39	6,04
41	8,53
43	7,93
47	15,60

TABELA VI.2.1.13 - Resumo da análise simples realizada com os η individuais retro-analisados pelo método de Randolph.

Estaca	Nº total de provas	Nº de provas expurgadas	η	
			μ	σ
METÁLICA	14	3	1,85	0,97
PREMVIBR	15	1	4,40	4,22
PREMCENT	28	8	1,18	0,43
FRANKI	40	14	4,71	2,18
STRAUSS	23	5	4,53	3,98
INJETADA	4	0	3,11	1,50
ESCPEQ	8	0	11,02	10,94
ESCGDE	15	4	9,67	7,16
METBASFR	24	5	2,00	1,28
PRO	2	0	2,15	1,70
SCAC	45	20	2,25	0,79
CPM	49	19	2,22	1,50

TABELA VI.2.1.14 - Estudo da influência do valor do módulo de elasticidade da estaca nos valores retro-analisados de η , utilizando o método de Randolph.

Estaca	No. total de provas	No. pr. exp.	η		Em (KPa)
			μ	σ	
PREMVIBR	15	1	4,04	3,81	$2,5 \cdot 10^7$
PREMCENT	28	8	1,07	0,39	$3,0 \cdot 10^7$
FRANKI	40	13	4,44	2,03	$2,5 \cdot 10^7$
ESCPEQ	8	0	9,25	9,01	$2,5 \cdot 10^7$
ESCGDE	15	4	8,32	5,99	$2,5 \cdot 10^7$
SCAC	45	16	2,00	0,94	$3,0 \cdot 10^7$
CPM	49	20	1,99	1,34	$2,5 \cdot 10^7$

TABELA VI.2.2.1 - Estaca METÁLICA. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
2	3,7
3	2,6
4	3,8
5	2,5
6	2,1
7	3,6
9	3,9
10	3,0
11	1,7
12	1,0
13	1,3
Média	2,65
Desvio Padrão	1,04

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
8	1
14	0,1
1	8,5

TABELA VI.2.2.2 - Estaca PREMIVBR. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
2	3,07
3	5,30
6	5,43
7	13,40
8	5,70
10	1,87
12	13,00
14	5,32
15	10,40
Média	6,35
Desvio Padrão	4,53

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
4	1,17
9	0,47
11	1,08
1	56,00
5	52,30
13	0,01

TABELA VI.2.2.3 - Estaca PREMCENT. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
2	1,04
3	2,42
5	3,10
6	1,68
7	2,30
10	0,90
11	1,95
12	2,00
13	2,50
15	0,87
16	1,40
17	4,55
19	3,55
21	4,35
22	2,15
24	2,25
25	1,64
26	2,85
27	4,60
28	2,37
Média	2,42
Desvio Padrão	1,13

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
1	13,60
4	45,00
8	18,60
9	15,00
14	20,50
18	7,32
20	12,10
23	6,66

TABELA VI.2.2.4 - Estaca FRANKI. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	6,85
2	13,50
7	10,20
8	11,50
9	9,90
10	10,30
11	5,75
13	4,65
14	4,45
18	3,68
19	8,15
22	7,70
26	14,60
27	8,85
28	7,70
29	10,10
30	6,20
31	10,00
32	14,80
33	11,50
34	8,40
37	2,40
39	6,90
40	14,40
Média	8,85
Desvio Padrão	3,46

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
5	3,13
6	2,50
20	2,95
38	0,69
3	24,80
4	70,50
12	17,00
15	23,70
16	280,00
17	18,00
21	36,00
23	46,00
24	20,00
25	160,00
35	130,00
36	28,30

TABELA VI.2.2.5 - Estaca STRAUSS. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	1,32
3	1,55
5	5,50
7	4,70
9	12,80
11	6,20
12	10,50
15	14,50
16	3,06
17	8,70
18	8,20
21	1,92
22	4,90
Média	6,45
Desvio Padrão	4,27

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
2	14,70
6	0,13
14	0,26
19	0,35
20	0,38
4	2200,00
8	61,8
10	17,3
13	47,5
23	29,2

TABELA VI.2.2.6 - Estaca INJETADA. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	2,32
3	6,40
4	2,80
Média	3,84
Desvio Padrão	2,23

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
2	29,00

TABELA VI.2.2.7 - Estaca ESCPEQ. Valores individuais retro-analisados pelo método Randolph.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
2	7,92
3	41,00
4	13,00
5	15,90
8	27,30
Média	21,02
Desvio Padrão	13,24

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
1	0,87
6	1,17
7	1,36

TABELA VI.2.2.8 - Estaca ESCGDE. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	18,50
2	0,61
3	5,20
5	49,00
6	4,40
7	67,00
8	25,00
9	63,00
12	8,40
13	4,90
14	3,60
15	4,80
Média	21,20
Desvio Padrão	25,51

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
4	880
10	132
11	105

TABELA VI.2.2.9 - Estaca METBASFR. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
2	4,70
3	12,50
4	8,80
5	18,00
6	7,40
7	20,00
9	3,80
10	7,50
11	16,00
12	3,90
14	7,00
15	6,15
16	11,50
17	7,00
18	3,00
19	4,20
20	19,00
22	16,00
23	11,50
24	2,70
Média	9,53
Desvio Padrão	5,67

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
1	2,40
13	0,95
8	28,50
21	51,00

TABELA VI.2.2.10 - Estaca PRO. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	9,0
2	1,2
Média	5,10
Desvio Padrão	5,52

TABELA VI.2.2.11 - Estaca SCAC. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	4,00
2	6,20
6	2,62
7	2,66
8	5,20
10	2,87
11	3,38
12	4,76
14	2,75
16	3,50
19	1,50
20	2,34
21	7,00
23	2,38
27	4,44
28	5,60
30	3,95
32	3,30
33	5,26
34	5,00
36	6,30
37	6,20
40	5,05
44	3,85
45	4,90
Média	4,20
Desvio Padrão	1,46

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
24	0,265
25	0,25
3	12,50
4	10,20
5	26,00
9	7,50
13	9,00
15	19,80
17	23,00
18	9,70
22	18,80
26	9,70
29	8,50
31	84,00
35	8,20
38	12,10
39	10,50
41	25,00
42	51,00
43	19,30

TABELA VI.2.2.12 - Estaca CPM. Valores individuais retro-analisados pelo método Proposto.

VALORES FINAIS	
N ^o	η
1	5,02
2	5,25
4	5,50
7	9,20
9	6,00
10	7,50
12	5,95
13	5,00
14	5,00
16	1,22
18	5,30
19	2,52
20	5,00
21	4,50
22	2,50
25	5,50
26	2,55
27	9,00
30	6,00
32	6,00
36	9,00
37	7,00
39	7,80
40	3,00
41	6,20
42	2,57
44	6,00
45	5,50
46	4,50
49	1,10
Média	5,24
Desvio Padrão	2,13

VALORES EXPURGADOS	
N ^o	η
8	1,67
15	1,12
17	1,15
3	11,00
5	28,10
6	13,00
11	30,00
23	12,70
24	18,00
28	19,00
29	30,00
31	15,00
33	26,00
34	20,00
35	98,00
38	12,00
43	19,00
47	26,50
48	0,67

TABELA VI.2.2.13 - Resumo da análise composta realizada com os η individuais retro-analisados pelo método Proposto.

Estaca	Nº total de provas	Nº de provas expurgadas	η	
			μ	σ
METÁLICA	14	3	2,65	1,04
PREMVIBR	15	5	6,35	4,53
PREMCENT	28	10	2,42	1,13
FRANKI	40	16	8,85	3,46
STRAUSS	23	10	6,45	4,27
INJETADA	4	1	3,84	2,23
ESCPEQ	8	3	21,02	13,24
ESCGDE	15	3	21,20	24,51
METBASFR	24	4	9,53	5,67
PRO	2	0	5,10	5,51
SCAC	45	20	4,20	1,46
CPM	49	19	5,24	2,13

METALICA ETA= 1.8

0						0					
1.8	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	1.8	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0022	0.0112	0.13	-0.0091	0.19	3	0.0049	0.0042	1.00	0.0008	1.19
2	0.0022	0.0007	0.99	0.0014	2.90	4	0.0037	0.0023	0.99	0.0015	1.64
3	0.0049	0.0042	1.00	0.0008	1.19	6	0.0076	0.0053	1.00	0.0023	1.42
4	0.0037	0.0023	0.99	0.0015	1.64	9	0.0060	0.0032	0.99	0.0028	1.87
5	0.0027	0.0013	0.99	0.0015	2.17	10	0.0003	0.0005	0.98	-0.0002	0.52
6	0.0076	0.0053	1.00	0.0023	1.42						
7	0.0219	0.1268	0.30	-0.1049	0.17	MEDIA=	0.0045	0.0031	0.99	0.0014	1.33
8	0.0106	0.0029	0.99	0.0077	3.71	DV.PAD=	0.0025	0.0016	0.01	0.0011	0.46
9	0.0060	0.0032	0.99	0.0028	1.87	MAXIMO=	0.0076	0.0053	1.00	0.0028	1.87
10	0.0003	0.0005	0.98	-0.0002	0.52	MINIMO=	0.0003	0.0005	0.98	-0.0002	0.52
11	0.0016	0.0003	0.99	0.0013	5.31						
12	0.0030	0.0009	0.99	0.0021	3.41						
13	0.0015	0.0002	0.99	0.0013	6.83						
14	0.0118	0.0002	0.95	0.0117	64.10						
MEDIA=	0.0057	0.0114	0.88	-0.0057	6.82						
DV.PAD=	0.0056	0.0321	0.27	0.0278	15.99						
MAXIMO=	0.0219	0.1268	1.00	0.0117	64.10						
MINIMO=	0.0003	0.0002	0.13	-0.1049	0.17						

TABELA VII.1.1

PREM VIBR ETA= 4.4

0							0						
4.4	Weed	Hcalc	% Enc.	dif	%		4.4	Weed	Hcalc	% Enc.	dif	%	
1	0.0021	0.0031	0.96	-0.0010	0.69		1	0.0021	0.0031	0.96	-0.0010	0.69	
2	0.0029	0.0008	0.83	0.0021	3.70		3	0.0025	0.0014	0.96	0.0011	1.83	
3	0.0025	0.0014	0.96	0.0011	1.83		5	0.0009	0.0009	0.99	0.0000	1.00	
4	0.0050	0.0009	0.97	0.0041	5.61		6	0.0033	0.0020	1.00	0.0013	1.64	
5	0.0009	0.0009	0.99	0.0000	1.00		7	0.0010	0.0006	0.87	0.0005	1.78	
6	0.0033	0.0020	1.00	0.0013	1.64		8	0.0292	0.0275	0.93	0.0018	1.06	
7	0.0010	0.0006	0.87	0.0005	1.78		9	0.0473	0.0820	0.26	-0.0346	0.58	
8	0.0292	0.0275	0.93	0.0018	1.06		12	0.0029	0.0026	1.00	0.0003	1.12	
9	0.0473	0.0820	0.26	-0.0346	0.58		13	1.1495	0.9779	0.36	0.1716	1.18	
10	0.0031	0.0008	0.96	0.0022	3.71		15	0.0067	0.0054	0.99	0.0013	1.24	
11	0.0048	0.0009	0.97	0.0040	5.49								
12	0.0029	0.0026	1.00	0.0003	1.12		MEDIA=	0.1245	0.1103	0.83	0.0142	1.21	
13	1.1495	0.9779	0.36	0.1716	1.18		DV.PAD=	0.3420	0.2902	0.26	0.0535	0.41	
14	0.0040	0.0013	0.58	0.0027	3.16		MAXIMO=	1.1495	0.9779	1.00	0.1716	1.83	
15	0.0067	0.0054	0.99	0.0013	1.24		MINIMO=	0.0009	0.0006	0.26	-0.0346	0.58	
MEDIA=	0.0844	0.0739	0.84	0.0105	2.25								
DV.PAD=	0.2849	0.2425	0.23	0.0440	1.62								
MAXIMO=	1.1495	0.9779	1.00	0.1716	5.61								
MINIMO=	0.0009	0.0006	0.26	-0.0346	0.58								

PREMCENT						ETA= 1.2						
0						0						
1.2	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	1.2	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	
1	0.0050	0.0097	0.97	-0.0047	0.51	1	0.0050	0.0097	0.97	-0.0047	0.51	
2	0.0339	0.0321	0.78	0.0018	1.06	2	0.0339	0.0321	0.78	0.0018	1.06	
3	0.0200	0.0366	0.54	-0.0166	0.55	3	0.0200	0.0366	0.54	-0.0166	0.55	
4	0.0018	0.0175	0.16	-0.0157	0.10	5	0.0054	0.0040	0.98	0.0014	1.34	
5	0.0054	0.0040	0.98	0.0014	1.34	6	0.0061	0.0035	1.00	0.0026	1.73	
6	0.0061	0.0035	1.00	0.0026	1.73	7	0.0113	0.0148	0.99	-0.0035	0.76	
7	0.0113	0.0148	0.99	-0.0035	0.76	8	0.0066	0.0130	0.96	-0.0064	0.51	
8	0.0066	0.0130	0.96	-0.0064	0.51	9	0.0063	0.0108	0.99	-0.0046	0.58	
9	0.0063	0.0108	0.99	-0.0046	0.58	10	0.0205	0.0277	0.43	-0.0072	0.74	
10	0.0205	0.0277	0.43	-0.0072	0.74	11	0.0070	0.0040	0.97	0.0030	1.76	
11	0.0070	0.0040	0.97	0.0030	1.76	12	0.0076	0.0040	1.00	0.0036	1.89	
12	0.0076	0.0040	1.00	0.0036	1.89	13	0.0108	0.0097	0.99	0.0011	1.11	
13	0.0108	0.0097	0.99	0.0011	1.11	14	0.0067	0.0113	0.99	-0.0046	0.59	
14	0.0067	0.0113	0.99	-0.0046	0.59	15	0.0283	0.0153	0.99	0.0130	1.85	
15	0.0283	0.0153	0.99	0.0130	1.85	16	0.0110	0.0093	0.97	0.0017	1.18	
16	0.0110	0.0093	0.97	0.0017	1.18	17	0.0068	0.0104	0.81	-0.0036	0.66	
17	0.0068	0.0104	0.81	-0.0036	0.66	19	0.0090	0.0120	0.97	-0.0030	0.75	
18	0.0087	0.0588	0.16	-0.0501	0.15	20	0.0088	0.0175	0.99	-0.0087	0.50	
19	0.0090	0.0120	0.97	-0.0030	0.75	21	0.0095	0.0143	0.99	-0.0048	0.66	
20	0.0088	0.0175	0.99	-0.0087	0.50	22	0.0216	0.0282	1.00	-0.0066	0.77	
21	0.0095	0.0143	0.99	-0.0048	0.66	23	0.0098	0.0170	0.94	-0.0072	0.58	
22	0.0216	0.0282	1.00	-0.0066	0.77	24	0.0153	0.0140	0.98	0.0013	1.09	
23	0.0098	0.0170	0.94	-0.0072	0.58	25	0.0095	0.0072	0.90	0.0023	1.32	
24	0.0153	0.0140	0.98	0.0013	1.09	26	0.0089	0.0078	0.98	0.0011	1.14	
25	0.0095	0.0072	0.90	0.0023	1.32	28	0.0263	0.0369	0.97	-0.0106	0.71	
26	0.0089	0.0078	0.98	0.0011	1.14		MEDIA=	0.0125	0.0148	0.92	-0.0024	0.97
27	0.0276	0.0588	0.72	-0.0312	0.47		DV.PAD=	0.0078	0.0097	0.14	0.0058	0.44
28	0.0263	0.0369	0.97	-0.0106	0.71		MAXIMO=	0.0339	0.0369	1.00	0.0130	1.89
							MINIMO=	0.0050	0.0035	0.43	-0.0166	0.50
MEDIA=	0.0125	0.0181	0.86	-0.0056	0.90							
DV.PAD=	0.0082	0.0145	0.24	0.0117	0.48							
MAXIMO=	0.0339	0.0588	1.00	0.0130	1.89							
MINIMO=	0.0018	0.0035	0.16	-0.0501	0.10							

TABELA VII.1.3

FRANKI ETA= 4.7

0						0					
4.7	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	4.7	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0013	0.0017	0.11	-0.0004	0.77	1	0.0013	0.0017	0.11	-0.0004	0.77
2	0.0024	0.0031	0.45	-0.0008	0.75	2	0.0024	0.0031	0.45	-0.0008	0.75
3	0.0015	0.0071	0.11	-0.0056	0.21	4	0.0003	0.0004	0.93	0.0000	0.88
4	0.0003	0.0004	0.93	0.0000	0.88	5	0.0048	0.0029	0.34	0.0018	1.63
5	0.0048	0.0029	0.34	0.0018	1.63	6	0.0166	0.0142	0.44	0.0025	1.17
6	0.0166	0.0142	0.44	0.0025	1.17	7	0.0059	0.0063	0.73	-0.0004	0.94
7	0.0059	0.0063	0.73	-0.0004	0.94	8	0.0074	0.0077	0.88	-0.0003	0.96
8	0.0074	0.0077	0.88	-0.0003	0.96	9	0.0081	0.0107	0.44	-0.0026	0.76
9	0.0081	0.0107	0.44	-0.0026	0.76	10	0.0027	0.0036	0.74	-0.0009	0.74
10	0.0027	0.0036	0.74	-0.0009	0.74	11	0.0037	0.0027	0.95	0.0010	1.35
11	0.0037	0.0027	0.95	0.0010	1.35	12	0.0017	0.0018	0.99	-0.0001	0.97
12	0.0017	0.0018	0.99	-0.0001	0.97	13	0.0101	0.0103	0.72	-0.0002	0.98
13	0.0101	0.0103	0.72	-0.0002	0.98	14	0.0087	0.0082	0.66	0.0005	1.06
14	0.0087	0.0082	0.66	0.0005	1.06	16	0.0020	0.0028	0.97	-0.0007	0.73
15	0.0011	0.0022	0.28	-0.0012	0.48	17	0.0034	0.0065	0.64	-0.0030	0.53
16	0.0020	0.0028	0.97	-0.0007	0.73	18	0.0078	0.0057	0.51	0.0020	1.36
17	0.0034	0.0065	0.64	-0.0030	0.53	19	0.0030	0.0017	0.94	0.0014	1.82
18	0.0078	0.0057	0.51	0.0020	1.36	20	0.0056	0.0031	0.29	0.0025	1.81
19	0.0030	0.0017	0.94	0.0014	1.82	24	0.0025	0.0038	0.57	-0.0013	0.65
20	0.0056	0.0031	0.29	0.0025	1.81	26	0.0086	0.0111	0.58	-0.0025	0.77
21	0.0011	0.0040	0.20	-0.0029	0.28	27	0.0083	0.0081	0.65	0.0002	1.02
22	0.0029	0.0061	0.20	-0.0032	0.48	28	0.0105	0.0097	0.64	0.0008	1.08
23	0.0035	0.0115	0.45	-0.0080	0.31	29	0.0086	0.0102	0.52	-0.0016	0.84
24	0.0025	0.0038	0.57	-0.0013	0.65	30	0.0085	0.0075	0.76	0.0010	1.13
25	0.0018	0.0076	0.39	-0.0058	0.24	31	0.0080	0.0092	0.59	-0.0012	0.87
26	0.0086	0.0111	0.58	-0.0025	0.77	32	0.0092	0.0097	0.59	-0.0005	0.95
27	0.0083	0.0081	0.65	0.0002	1.02	33	0.0034	0.0059	0.46	-0.0025	0.57
28	0.0105	0.0097	0.64	0.0008	1.08	34	0.0050	0.0078	0.49	-0.0028	0.64
29	0.0086	0.0102	0.52	-0.0016	0.84	35	0.0015	0.0024	0.97	-0.0009	0.64
30	0.0085	0.0075	0.76	0.0010	1.13	36	0.0010	0.0013	0.97	-0.0003	0.76
31	0.0080	0.0092	0.59	-0.0012	0.87	39	0.0026	0.0030	0.70	-0.0004	0.86
32	0.0092	0.0097	0.59	-0.0005	0.95	40	0.0011	0.0008	0.90	0.0003	1.39
33	0.0034	0.0059	0.46	-0.0025	0.57						
34	0.0050	0.0078	0.49	-0.0028	0.64	MEDIA=	0.0054	0.0057	0.66	-0.0003	0.98
35	0.0015	0.0024	0.97	-0.0009	0.64	DV.PAD=	0.0037	0.0036	0.22	0.0015	0.33
36	0.0010	0.0013	0.97	-0.0003	0.76	MAXIMO=	0.0166	0.0142	0.99	0.0025	1.82
37	0.0020	0.0006	0.95	0.0014	3.21	MINIMO=	0.0003	0.0004	0.11	-0.0030	0.53
38	0.0114	0.0029	0.33	0.0085	3.93						
39	0.0026	0.0030	0.70	-0.0004	0.86						
40	0.0011	0.0008	0.90	0.0003	1.39						
MEDIA=	0.0050	0.0057	0.60	-0.0007	1.01						
DV.PAD=	0.0037	0.0036	0.26	0.0026	0.70						
MAXIMO=	0.0166	0.0142	0.99	0.0085	3.93						
MINIMO=	0.0000	0.0000	0.00	-0.0080	0.00						

STRAUSS ETA= 4.5

0						0					
4.5	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	4.5	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0030	0.0010	0.99	0.0020	3.00	2	0.0013	0.0014	0.47	-0.0001	0.90
2	0.0013	0.0014	0.47	-0.0001	0.90	5	0.0013	0.0007	0.68	0.0006	1.76
3	0.0028	0.0008	0.97	0.0020	3.39	7	0.0016	0.0008	0.97	0.0007	1.85
4	0.0000	0.0003	0.98	-0.0003	0.10	8	0.0006	0.0008	0.95	-0.0002	0.72
5	0.0013	0.0007	0.68	0.0006	1.76	10	0.0008	0.0010	0.95	-0.0003	0.75
6	0.0147	0.0011	0.90	0.0136	13.08	11	0.0029	0.0046	0.38	-0.0018	0.62
7	0.0016	0.0008	0.97	0.0007	1.85	12	0.0017	0.0029	0.44	-0.0012	0.58
8	0.0006	0.0008	0.95	-0.0002	0.72	13	0.0007	0.0012	0.82	-0.0005	0.58
9	0.0011	0.0022	0.63	-0.0011	0.50	17	0.0024	0.0034	0.64	-0.0010	0.70
10	0.0008	0.0010	0.95	-0.0003	0.75	18	0.0011	0.0009	0.74	0.0002	1.21
11	0.0029	0.0046	0.38	-0.0018	0.62	22	0.0014	0.0008	0.99	0.0006	1.71
12	0.0017	0.0029	0.44	-0.0012	0.58	23	0.0006	0.0008	0.97	-0.0002	0.72
13	0.0007	0.0012	0.82	-0.0005	0.58						
14	0.0057	0.0006	0.99	0.0051	9.27						
15	0.0010	0.0024	0.37	-0.0013	0.44						
16	0.0024	0.0012	0.71	0.0012	2.01	MEDIA=	0.0013	0.0016	0.75	-0.0003	1.01
17	0.0024	0.0034	0.64	-0.0010	0.70	DV.PAD=	0.0007	0.0012	0.22	0.0007	0.47
18	0.0011	0.0009	0.74	0.0002	1.21	MAXIMO=	0.0029	0.0046	0.99	0.0007	1.85
19	0.0069	0.0003	0.88	0.0066	24.15	MINIMO=	0.0006	0.0007	0.38	-0.0018	0.58
20	0.0105	0.0007	0.85	0.0098	14.48						
21	0.0030	0.0013	0.99	0.0017	2.27						
22	0.0014	0.0008	0.99	0.0006	1.71						
23	0.0006	0.0008	0.97	-0.0002	0.72						
MEDIA=	0.0029	0.0014	0.79	0.0016	3.69						
DV.PAD=	0.0034	0.0010	0.21	0.0037	5.83						
MAXIMO=	0.0147	0.0046	0.99	0.0136	24.15						
MINIMO=	0.0000	0.0003	0.37	-0.0018	0.10						

TABELA VII.1.5

INJETADA ETA= 3.1

0					
	3.1 Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0050	0.0024	1.00	0.0027	2.12
2	0.0031	0.0047	1.00	-0.0016	0.66
3	0.0040	0.0042	1.00	-0.0002	0.96
4	0.0053	0.0047	1.00	0.0005	1.11
MEDIA=	0.0043	0.0040	1.00	0.0004	1.21
DV.PAD=	0.0009	0.0010	0.00	0.0015	0.55
MAXIMO=	0.0053	0.0047	1.00	0.0027	2.12
MINIMO=	0.0031	0.0024	1.00	-0.0016	0.66

0					
	3.1 Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
2	0.0031	0.0047	1.00	-0.0016	0.66
3	0.0040	0.0042	1.00	-0.0002	0.96
4	0.0053	0.0047	1.00	0.0005	1.11
MEDIA=	0.0041	0.0045	1.00	-0.0004	0.91
DV.PAD=	0.0009	0.0003	0.00	0.0009	0.19
MAXIMO=	0.0053	0.0047	1.00	0.0005	1.11
MINIMO=	0.0031	0.0042	1.00	-0.0016	0.66

TABELA VII.1.6

ESCPEBO ETA= 11

0					
11	Wmed	Wcalc	% Enc. El	dif	%
1	0.0015	0.0002	0.9936	0.0013	9.54
2	0.0008	0.0004	0.9944	0.0004	1.88
3	0.0007	0.0017	0.9952	-0.0010	0.44
4	0.0010	0.0013	0.9877	-0.0003	0.78
5	0.0008	0.0007	0.8789	0.0001	1.07
6	0.0165	0.0116	0.8740	0.0049	1.42
7	0.0019	0.0007	0.9848	0.0013	2.91
8	0.0008	0.0030	0.4736	-0.0022	0.28
MEDIA=					
	0.0030	0.0024	0.8978	0.0006	2.29
DV.PAD=					
	0.0051	0.0036	0.1675	0.0020	2.85
MAXIMO=					
	0.0165	0.0116	0.9952	0.0049	9.54
MINIMO=					
	0.0007	0.0002	0.4736	-0.0022	0.28

0					
11	Wmed	Wcalc	% Enc. El	dif	%
2	0.0008	0.0004	0.9944	0.0004	1.88
4	0.0010	0.0013	0.9877	-0.0003	0.78
5	0.0008	0.0007	0.8789	0.0001	1.07
6	0.0165	0.0116	0.8740	0.0049	1.42
MEDIA=					
	0.0048	0.0035	0.9337	0.0013	1.29
DV.PAD=					
	0.0068	0.0047	0.0574	0.0021	0.41
MAXIMO=					
	0.0165	0.0116	0.9944	0.0049	1.88
MINIMO=					
	0.0008	0.0004	0.8740	-0.0003	0.78

TABELA VII.1.7

ESC6DE0 ETA= 9.7

0					
9.7	Wmed	Wcalc	% Enc. El	dif	%
1	0.0025	0.0031	0.9690	-0.0006	0.81
2	0.0270	0.0021	0.5971	0.0249	12.90
3	0.0046	0.0026	0.9632	0.0020	1.75
4	0.0004	0.0023	0.9578	-0.0020	0.15
5	0.0030	0.0052	0.9822	-0.0021	0.59
6	0.0027	0.0009	0.5731	0.0018	3.09
7	0.0006	0.0010	0.9479	-0.0004	0.57
8	0.0008	0.0011	0.6542	-0.0002	0.77
9	0.0022	0.0031	0.9763	-0.0009	0.70
10	0.0005	0.0014	0.9735	-0.0009	0.33
11	0.0029	0.0052	0.9625	-0.0023	0.56
12	0.0017	0.0010	0.9772	0.0007	1.71
13	0.0048	0.0037	0.6679	0.0010	1.28
14	0.0033	0.0016	0.9840	0.0017	2.07
15	0.0044	0.0028	0.9869	0.0016	1.57
MEDIA=	0.0041	0.0025	0.8782	0.0016	1.92
DV.PAD=	0.0063	0.0014	0.1555	0.0064	3.03
MAXIMO=	0.0270	0.0052	0.9869	0.0249	12.90
MINIMO=	0.0004	0.0009	0.5731	-0.0023	0.15

0					
9.7	Wmed	Wcalc	% Enc. El	dif	%
1	0.0025	0.0031	0.9690	-0.0006	0.81
3	0.0046	0.0026	0.9632	0.0020	1.75
5	0.0030	0.0052	0.9822	-0.0021	0.59
7	0.0006	0.0010	0.9479	-0.0004	0.57
8	0.0008	0.0011	0.6542	-0.0002	0.77
9	0.0022	0.0031	0.9763	-0.0009	0.70
11	0.0029	0.0052	0.9625	-0.0023	0.56
12	0.0017	0.0010	0.9772	0.0007	1.71
13	0.0048	0.0037	0.6679	0.0010	1.28
15	0.0044	0.0028	0.9869	0.0016	1.57
MEDIA=	0.0027	0.0029	0.9087	-0.0001	1.03
DV.PAD=	0.0014	0.0015	0.1243	0.0014	0.47
MAXIMO=	0.0048	0.0052	0.9869	0.0020	1.75
MINIMO=	0.0006	0.0010	0.6542	-0.0023	0.56

PROGEN ETA= 2.1

0					
2.1	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0043	0.0054	0.66	-0.0011	0.80
2	0.0024	0.0003	0.98	0.0021	8.05

0					
2.1	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0043	0.0054	0.66	-0.0011	0.80

TABELA VII.1.10

SCACGEN ETA= 2.3											
0						0					
2.3	Wced	Wcalc	% Enc.	dif	%	2.3	Wced	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0027	0.0009	0.97	0.0018	2.91	3	0.0020	0.0022	0.92	-0.0001	0.94
2	0.0016	0.0006	0.94	0.0010	2.53	4	0.0029	0.0031	0.99	-0.0002	0.95
3	0.0020	0.0022	0.92	-0.0001	0.94	9	0.0023	0.0016	0.99	0.0008	1.48
4	0.0029	0.0031	0.99	-0.0002	0.95	13	0.0018	0.0011	0.85	0.0007	1.64
5	0.0029	0.0160	0.26	-0.0131	0.18	15	0.0014	0.0028	0.50	-0.0014	0.51
6	0.0009	0.0001	0.91	0.0008	13.30	17	0.0025	0.0039	0.95	-0.0014	0.64
7	0.0016	0.0005	0.94	0.0011	3.27	19	0.0495	0.0829	0.72	-0.0334	0.60
8	0.0002	0.0007	0.99	-0.0005	0.27	22	0.0030	0.0055	0.96	-0.0026	0.54
9	0.0023	0.0016	0.99	0.0008	1.48	27	0.0204	0.0339	0.98	-0.0135	0.60
10	0.0034	0.0012	0.96	0.0022	2.92	28	0.0215	0.0353	1.00	-0.0137	0.61
11	0.0020	0.0005	0.99	0.0016	4.34	29	0.0109	0.0160	0.99	-0.0051	0.68
12	0.0015	0.0005	0.94	0.0010	2.99	30	0.0221	0.0326	0.93	-0.0105	0.68
13	0.0018	0.0011	0.85	0.0007	1.64	32	0.0257	0.0428	0.91	-0.0171	0.60
14	0.0019	0.0007	0.94	0.0012	2.73	33	0.0083	0.0098	0.99	-0.0015	0.85
15	0.0014	0.0028	0.50	-0.0014	0.51	34	0.0127	0.0155	0.99	-0.0028	0.82
16	0.0020	0.0008	0.95	0.0012	2.58	35	0.0106	0.0182	0.99	-0.0076	0.58
17	0.0025	0.0039	0.95	-0.0014	0.64	36	0.0076	0.0111	0.99	-0.0035	0.68
18	0.0004	0.0001	0.99	0.0003	3.55	37	0.0085	0.0146	1.00	-0.0061	0.58
19	0.0495	0.0829	0.72	-0.0334	0.60	38	0.0084	0.0171	0.99	-0.0087	0.49
20	0.0026	0.0009	0.95	0.0017	2.99	39	0.0070	0.0143	0.96	-0.0073	0.49
21	0.0116	0.1698	0.09	-0.1583	0.07	40	0.0072	0.0134	0.83	-0.0062	0.54
22	0.0030	0.0055	0.96	-0.0026	0.54	44	0.0051	0.0027	0.94	0.0024	1.88
23	0.0138	0.0315	0.41	-0.0177	0.44	45	0.0037	0.0027	0.97	0.0010	1.36
25	0.0271	0.0053	0.99	0.0218	5.13						
26	0.0146	0.0317	1.00	-0.0171	0.46	MEDIA=	0.0106	0.0166	0.93	-0.0060	0.81
27	0.0204	0.0339	0.98	-0.0135	0.60	DV.PAD=	0.0108	0.0184	0.11	0.0078	0.39
28	0.0215	0.0353	1.00	-0.0137	0.61	MAXIMO=	0.0495	0.0829	1.00	0.0024	1.88
29	0.0109	0.0160	0.99	-0.0051	0.68	MINIMO=	0.0014	0.0011	0.50	-0.0334	0.49
30	0.0221	0.0326	0.93	-0.0105	0.68						
31	0.0132	0.0708	0.33	-0.0576	0.19						
32	0.0257	0.0428	0.91	-0.0171	0.60						
33	0.0083	0.0098	0.99	-0.0015	0.85						
34	0.0127	0.0155	0.99	-0.0028	0.82						
35	0.0106	0.0182	0.99	-0.0076	0.58						
36	0.0076	0.0111	0.99	-0.0035	0.68						
37	0.0085	0.0146	1.00	-0.0061	0.58						
38	0.0084	0.0171	0.99	-0.0087	0.49						
39	0.0070	0.0143	0.96	-0.0073	0.49						
40	0.0072	0.0134	0.83	-0.0062	0.54						
41	0.0028	0.0425	0.05	-0.0397	0.07						
42	0.0038	0.0163	0.73	-0.0125	0.23						
43	0.0084	0.0178	0.99	-0.0094	0.47						
44	0.0051	0.0027	0.94	0.0024	1.88						
45	0.0037	0.0027	0.97	0.0010	1.36						
MEDIA=											
DV.PAD=											
MAXIMO=											
MINIMO=											

CPHGEN ETA= 2.2

0						0					
2.2	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	2.2	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0025	0.0007	0.96	0.0018	3.42	5	0.0007	0.0004	0.97	0.0003	1.80
2	0.0021	0.0005	0.82	0.0016	4.34	6	0.0022	0.0016	0.89	0.0006	1.40
3	0.0013	0.0006	0.93	0.0007	2.08	12	0.0095	0.0133	0.14	-0.0038	0.71
4	0.0020	0.0005	0.97	0.0015	3.99	19	0.0055	0.0033	0.88	0.0023	1.69
5	0.0007	0.0004	0.97	0.0003	1.80	20	0.0035	0.0019	0.92	0.0016	1.82
6	0.0022	0.0016	0.89	0.0006	1.40	22	0.0144	0.0162	0.32	-0.0018	0.89
7	0.0013	0.0003	0.91	0.0009	3.71	24	0.0022	0.0019	0.98	0.0003	1.14
8	0.0078	0.0038	0.55	0.0040	2.05	25	0.0024	0.0016	0.97	0.0008	1.49
9	0.0021	0.0006	0.84	0.0015	3.71	27	0.0026	0.0017	0.84	0.0009	1.50
10	0.0089	0.3280	0.01	-0.3192	0.03	28	0.0019	0.0016	0.96	0.0004	1.23
11	0.0026	0.0086	0.21	-0.0060	0.30	29	0.0015	0.0017	0.81	-0.0001	0.92
12	0.0095	0.0133	0.14	-0.0038	0.71	31	0.0019	0.0016	0.97	0.0003	1.21
13	0.0042	0.0014	0.97	0.0028	3.11	32	0.0028	0.0020	0.95	0.0008	1.39
14	0.0113	0.0405	0.07	-0.0292	0.28	33	0.0017	0.0016	0.95	0.0001	1.09
15	0.0096	0.0014	0.86	0.0082	6.72	34	0.0024	0.0016	0.96	0.0007	1.46
16	0.0052	0.0023	0.76	0.0029	2.26	39	0.0027	0.0021	0.32	0.0006	1.29
17	0.0223	0.0041	0.77	0.0183	5.51	41	0.0044	0.0031	0.54	0.0012	1.39
18	0.0072	0.0165	0.20	-0.0093	0.44	49	0.0007	0.0010	0.04	-0.0003	0.66
19	0.0055	0.0033	0.88	0.0023	1.69						
20	0.0035	0.0019	0.92	0.0016	1.82						
21	0.0026	0.0007	0.93	0.0020	4.06						
22	0.0144	0.0162	0.32	-0.0018	0.89						
23	0.0061	0.0421	0.06	-0.0360	0.14						
24	0.0022	0.0019	0.98	0.0003	1.14						
25	0.0024	0.0016	0.97	0.0008	1.49						
26	0.0049	0.0021	0.96	0.0028	2.31						
27	0.0026	0.0017	0.84	0.0009	1.50						
28	0.0019	0.0016	0.96	0.0004	1.23						
29	0.0015	0.0017	0.81	-0.0001	0.92						
30	0.0022	0.0009	0.95	0.0012	2.27						
31	0.0019	0.0016	0.97	0.0003	1.21						
32	0.0028	0.0020	0.95	0.0008	1.39						
33	0.0017	0.0016	0.95	0.0001	1.09						
34	0.0024	0.0016	0.96	0.0007	1.46						
35	0.0005	0.0056	0.10	-0.0051	0.09						
36	0.0013	0.0004	0.93	0.0009	3.44						
37	0.0023	0.0011	1.00	0.0013	2.19						
38	0.0016	0.0006	0.93	0.0010	2.65						
39	0.0027	0.0021	0.32	0.0006	1.29						
40	0.0021	0.0008	0.99	0.0013	2.50						
41	0.0044	0.0031	0.54	0.0012	1.39						
42	0.0004	0.0000	0.91	0.0004	14.19						
43	0.0001	0.0000	0.78	0.0001	4.97						
44	0.0001	0.0000	0.98	0.0001	6.30						
45	0.0001	0.0000	0.98	0.0001	6.43						
46	0.0002	0.0008	0.02	-0.0005	0.29						
47	0.0002	0.0000	0.62	0.0001	4.31						
48	0.0007	0.0002	0.99	0.0005	3.53						
49	0.0007	0.0010	0.04	-0.0003	0.66						
MEDIA=											
DV.PAD=											
MAXIMO=											
MINIMO=											
MEDIA=											
DV.PAD=											
MAXIMO=											
MINIMO=											

TABELA VII.1.12

TABELA VII.1.13 - Resumo da predição de recalques através do método de Aoki
 - Lopes com valores de η dados pela TABELA VI.2.1.13.
 (Valores para Randolph).

Estaca	Nº total de provas	Nº de provas dispersas	Wmed/Wcalc			
			sem expurgo		com expurgo	
			μ	σ	μ	σ
METÁLICA	14	9	6,82	15,99	1,33	0,46
PREMVIBR	15	5	2,25	1,62	1,21	0,41
PREMCENT	28	3	0,90	0,48	0,97	0,44
FRANKI	40	8	1,01	0,70	0,98	0,33
STRAUSS	23	11	3,69	5,83	1,01	0,47
INJETADA	4	0	1,21	0,55	--	--
ESCPEQ	8	4	2,29	2,85	1,29	0,41
ESCGDE	15	5	1,92	3,03	1,03	0,47
METBASFR	24	9	0,71	0,44	0,96	0,36
PRO	2	1	4,42	5,12	0,80	--
SCAC	45	21	1,60	2,17	0,81	0,39
CPM	49	31	2,55	2,40	1,28	0,33

METALICA ETA= 2.65

0						0					
2.65	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	2.65	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0022	0.0081	0.18	-0.0059	0.27	3	0.0049	0.0041	1.00	0.0008	1.19
2	0.0022	0.0007	1.00	0.0014	2.91	4	0.0037	0.0023	0.99	0.0015	1.65
3	0.0049	0.0041	1.00	0.0008	1.19	6	0.0076	0.0053	1.00	0.0023	1.42
4	0.0037	0.0023	0.99	0.0015	1.65	9	0.0060	0.0032	0.99	0.0028	1.87
5	0.0027	0.0012	0.99	0.0015	2.17	10	0.0003	0.0005	0.99	-0.0002	0.53
6	0.0076	0.0053	1.00	0.0023	1.42						
7	0.0219	0.0982	0.38	-0.0764	0.22	MEDIA=	0.0045	0.0031	0.99	0.0014	1.33
8	0.0106	0.0028	1.00	0.0077	3.72	DV.PAD=	0.0025	0.0016	0.00	0.0011	0.46
9	0.0060	0.0032	0.99	0.0028	1.87	MAXIMO=	0.0076	0.0053	1.00	0.0028	1.87
10	0.0003	0.0005	0.99	-0.0002	0.53	MINIMO=	0.0003	0.0005	0.99	-0.0002	0.53
11	0.0010	0.0003	0.99	0.0007	3.33						
12	0.0030	0.0009	1.00	0.0021	3.42						
13	0.0015	0.0002	0.99	0.0013	6.85						
14	0.0118	0.0002	0.96	0.0117	65.22						
MEDIA=	0.0057	0.0092	0.89	-0.0035	6.77						
DV.PAD=	0.0056	0.0248	0.25	0.0206	16.30						
MAXIMO=	0.0219	0.0982	1.00	0.0117	65.22						
MINIMO=	0.0003	0.0002	0.18	-0.0764	0.22						

PREMIBR ETA= 6.3

0							0						
6.3	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%		6.3	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	
1	0.0021	0.0031	0.97	-0.0009	0.69		1	0.0021	0.0031	0.97	-0.0009	0.69	
2	0.0029	0.0007	0.87	0.0021	3.90		3	0.0025	0.0014	0.97	0.0012	1.85	
3	0.0025	0.0014	0.97	0.0012	1.85		5	0.0009	0.0009	1.00	0.0000	1.00	
4	0.0050	0.0009	0.98	0.0041	5.67		6	0.0033	0.0020	1.00	0.0013	1.64	
5	0.0009	0.0009	1.00	0.0000	1.00		7	0.0010	0.0006	0.90	0.0005	1.86	
6	0.0033	0.0020	1.00	0.0013	1.64		8	0.0292	0.0269	0.95	0.0024	1.09	
7	0.0010	0.0006	0.90	0.0005	1.86		9	0.0473	0.0638	0.34	-0.0165	0.74	
8	0.0292	0.0269	0.95	0.0024	1.09		12	0.0029	0.0026	1.00	0.0003	1.12	
9	0.0473	0.0638	0.34	-0.0165	0.74		13	1.1495	0.7895	0.45	0.3600	1.46	
10	0.0031	0.0008	0.97	0.0023	3.75		15	0.0067	0.0054	0.99	0.0013	1.24	
11	0.0048	0.0009	0.98	0.0040	5.53								
12	0.0029	0.0026	1.00	0.0003	1.12		MEDIA=	0.1245	0.0896	0.86	0.0349	1.27	
13	1.1495	0.7895	0.45	0.3600	1.46		DV.PAD=	0.3420	0.2341	0.23	0.1085	0.40	
14	0.0040	0.0011	0.66	0.0029	3.62		MAXIMO=	1.1495	0.7895	1.00	0.3600	1.86	
15	0.0067	0.0054	0.99	0.0013	1.24		MINIMO=	0.0009	0.0006	0.34	-0.0165	0.69	
MEDIA=	0.0844	0.0600	0.87	0.0243	2.34								
DV.PAD=	0.2849	0.1956	0.20	0.0898	1.64								
MAXIMO=	1.1495	0.7895	1.00	0.3600	5.67								
MINIMO=	0.0009	0.0006	0.34	-0.0165	0.69								

TABELA VII.1.15

PREMCENT ETA= 2.4

0						0					
2.4	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	2.4	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0050	0.0096	0.98	-0.0046	0.52	1	0.0050	0.0096	0.98	-0.0046	0.52
2	0.0339	0.0285	0.87	0.0054	1.19	2	0.0339	0.0285	0.87	0.0054	1.19
3	0.0200	0.0282	0.70	-0.0081	0.71	3	0.0200	0.0282	0.70	-0.0081	0.71
4	0.0018	0.0102	0.28	-0.0084	0.17	5	0.0054	0.0040	0.99	0.0014	1.36
5	0.0054	0.0040	0.99	0.0014	1.36	6	0.0061	0.0035	1.00	0.0026	1.74
6	0.0061	0.0035	1.00	0.0026	1.74	7	0.0113	0.0148	1.00	-0.0035	0.77
7	0.0113	0.0148	1.00	-0.0035	0.77	8	0.0066	0.0128	0.98	-0.0062	0.52
8	0.0066	0.0128	0.98	-0.0062	0.52	9	0.0063	0.0108	1.00	-0.0045	0.58
9	0.0063	0.0108	1.00	-0.0045	0.58	10	0.0205	0.0198	0.60	0.0007	1.04
10	0.0205	0.0198	0.60	0.0007	1.04	11	0.0070	0.0039	0.99	0.0031	1.78
11	0.0070	0.0039	0.99	0.0031	1.78	12	0.0076	0.0040	1.00	0.0036	1.89
12	0.0076	0.0040	1.00	0.0036	1.89	13	0.0108	0.0097	1.00	0.0011	1.12
13	0.0108	0.0097	1.00	0.0011	1.12	14	0.0067	0.0113	1.00	-0.0046	0.60
14	0.0067	0.0113	1.00	-0.0046	0.60	15	0.0283	0.0152	0.99	0.0131	1.86
15	0.0283	0.0152	0.99	0.0131	1.86	16	0.0110	0.0092	0.98	0.0018	1.20
16	0.0110	0.0092	0.98	0.0018	1.20	17	0.0068	0.0094	0.89	-0.0026	0.73
17	0.0068	0.0094	0.89	-0.0026	0.73	19	0.0090	0.0118	0.98	-0.0028	0.76
18	0.0087	0.0343	0.28	-0.0256	0.25	20	0.0088	0.0174	0.99	-0.0086	0.51
19	0.0090	0.0118	0.98	-0.0028	0.76	21	0.0095	0.0142	1.00	-0.0048	0.67
20	0.0088	0.0174	0.99	-0.0086	0.51	22	0.0216	0.0281	1.00	-0.0065	0.77
21	0.0095	0.0142	1.00	-0.0048	0.67	23	0.0098	0.0165	0.97	-0.0067	0.59
22	0.0216	0.0281	1.00	-0.0065	0.77	24	0.0153	0.0139	0.99	0.0014	1.10
23	0.0098	0.0165	0.97	-0.0067	0.59	25	0.0095	0.0069	0.95	0.0027	1.39
24	0.0153	0.0139	0.99	0.0014	1.10	26	0.0089	0.0077	0.99	0.0012	1.15
25	0.0095	0.0069	0.95	0.0027	1.39	27	0.0276	0.0505	0.84	-0.0228	0.55
26	0.0089	0.0077	0.99	0.0012	1.15	28	0.0263	0.0365	0.99	-0.0102	0.72
27	0.0276	0.0505	0.84	-0.0228	0.55						
28	0.0263	0.0365	0.99	-0.0102	0.72						
						MEDIA=	0.0131	0.0153	0.95	-0.0022	0.99
						DV.PAD=	0.0082	0.0109	0.10	0.0066	0.44
						MAXIMO=	0.0339	0.0505	1.00	0.0131	1.89
						MINIMO=	0.0050	0.0035	0.60	-0.0228	0.51
MEDIA=	0.0125	0.0158	0.90	-0.0033	0.94						
DV.PAD=	0.0082	0.0111	0.19	0.0077	0.47						
MAXIMO=	0.0339	0.0505	1.00	0.0131	1.89						
MINIMO=	0.0018	0.0035	0.28	-0.0256	0.17						

FRANKI ETA= 8.8

0						0					
8.8	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	8.8	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0013	0.0010	0.19	0.0003	1.32	1	0.0013	0.0010	0.19	0.0003	1.32
2	0.0024	0.0023	0.60	0.0000	1.02	2	0.0024	0.0023	0.60	0.0000	1.02
3	0.0015	0.0041	0.19	-0.0027	0.35	4	0.0003	0.0004	0.96	0.0000	0.91
4	0.0003	0.0004	0.96	0.0000	0.91	6	0.0166	0.0105	0.59	0.0062	1.59
5	0.0048	0.0020	0.49	0.0028	2.35	7	0.0059	0.0055	0.83	0.0004	1.07
6	0.0166	0.0105	0.59	0.0062	1.59	8	0.0074	0.0073	0.93	0.0001	1.02
7	0.0059	0.0055	0.83	0.0004	1.07	9	0.0081	0.0079	0.60	0.0002	1.02
8	0.0074	0.0073	0.93	0.0001	1.02	10	0.0027	0.0032	0.85	-0.0005	0.84
9	0.0081	0.0079	0.60	0.0002	1.02	11	0.0037	0.0027	0.97	0.0010	1.38
10	0.0027	0.0032	0.85	-0.0005	0.84	12	0.0017	0.0018	1.00	0.0000	0.97
11	0.0037	0.0027	0.97	0.0010	1.38	13	0.0101	0.0090	0.83	0.0011	1.13
12	0.0017	0.0018	1.00	0.0000	0.97	14	0.0087	0.0069	0.78	0.0018	1.27
13	0.0101	0.0090	0.83	0.0011	1.13	15	0.0011	0.0015	0.42	-0.0004	0.72
14	0.0087	0.0069	0.78	0.0018	1.27	16	0.0020	0.0027	0.98	-0.0007	0.74
15	0.0011	0.0015	0.42	-0.0004	0.72	17	0.0034	0.0054	0.77	-0.0020	0.64
16	0.0020	0.0027	0.98	-0.0007	0.74	18	0.0078	0.0044	0.66	0.0033	1.76
17	0.0034	0.0054	0.77	-0.0020	0.64	19	0.0030	0.0016	0.96	0.0014	1.87
18	0.0078	0.0044	0.66	0.0033	1.76	22	0.0029	0.0038	0.31	-0.0009	0.76
19	0.0030	0.0016	0.96	0.0014	1.87	24	0.0025	0.0031	0.71	-0.0006	0.82
20	0.0056	0.0021	0.43	0.0035	2.71	26	0.0086	0.0089	0.72	-0.0003	0.96
21	0.0011	0.0025	0.32	-0.0014	0.44	27	0.0083	0.0068	0.78	0.0015	1.22
22	0.0029	0.0038	0.31	-0.0009	0.76	28	0.0105	0.0081	0.77	0.0024	1.30
23	0.0035	0.0086	0.61	-0.0050	0.41	29	0.0086	0.0079	0.67	0.0007	1.09
24	0.0025	0.0031	0.71	-0.0006	0.82	30	0.0085	0.0067	0.85	0.0018	1.27
25	0.0018	0.0054	0.55	-0.0037	0.33	31	0.0080	0.0075	0.73	0.0006	1.08
26	0.0086	0.0089	0.72	-0.0003	0.96	32	0.0092	0.0078	0.73	0.0014	1.18
27	0.0083	0.0068	0.78	0.0015	1.22	33	0.0034	0.0044	0.61	-0.0010	0.77
28	0.0105	0.0081	0.77	0.0024	1.30	34	0.0050	0.0060	0.65	-0.0010	0.84
29	0.0086	0.0079	0.67	0.0007	1.09	35	0.0015	0.0023	0.99	-0.0008	0.65
30	0.0085	0.0067	0.85	0.0018	1.27	36	0.0010	0.0013	0.98	-0.0003	0.77
31	0.0080	0.0075	0.73	0.0006	1.08	39	0.0026	0.0026	0.81	0.0000	1.00
32	0.0092	0.0078	0.73	0.0014	1.18	40	0.0011	0.0007	0.94	0.0003	1.46
33	0.0034	0.0044	0.61	-0.0010	0.77						
34	0.0050	0.0060	0.65	-0.0010	0.84	MEDIA=	0.0053	0.0047	0.76	0.0005	1.08
35	0.0015	0.0023	0.99	-0.0008	0.65	DV.PAD=	0.0038	0.0028	0.19	0.0015	0.30
36	0.0010	0.0013	0.98	-0.0003	0.77	MAXIMO=	0.0166	0.0105	1.00	0.0062	1.87
37	0.0020	0.0006	0.97	0.0014	3.29	MINIMO=	0.0003	0.0004	0.19	-0.0020	0.64
38	0.0114	0.0020	0.48	0.0094	5.72						
39	0.0026	0.0026	0.81	0.0000	1.00						
40	0.0011	0.0007	0.94	0.0003	1.46						
MEDIA=	0.0050	0.0045	0.71	0.0005	1.25						
DV.PAD=	0.0037	0.0028	0.22	0.0024	0.93						
MAXIMO=	0.0166	0.0105	1.00	0.0094	5.72						
MINIMO=	0.0000	0.0000	0.00	-0.0050	0.00						

STRAUSS ETA= 6.45

0						0					
6.45	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	6.45	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0030	0.0010	1.00	0.0020	3.00	2	0.0013	0.0012	0.56	0.0001	1.07
2	0.0013	0.0012	0.56	0.0001	1.07	5	0.0013	0.0007	0.75	0.0006	1.95
3	0.0028	0.0008	0.98	0.0020	3.42	7	0.0016	0.0008	0.98	0.0007	1.87
4	0.0000	0.0003	0.98	-0.0003	0.10	8	0.0006	0.0008	0.96	-0.0002	0.73
5	0.0013	0.0007	0.75	0.0006	1.95	9	0.0011	0.0019	0.71	-0.0008	0.56
6	0.0147	0.0011	0.93	0.0136	13.47	10	0.0008	0.0010	0.97	-0.0002	0.76
7	0.0016	0.0008	0.98	0.0007	1.87	11	0.0029	0.0038	0.47	-0.0009	0.76
8	0.0006	0.0008	0.96	-0.0002	0.73	12	0.0017	0.0024	0.53	-0.0007	0.70
9	0.0011	0.0019	0.71	-0.0008	0.56	13	0.0007	0.0011	0.86	-0.0004	0.61
10	0.0008	0.0010	0.97	-0.0002	0.76	15	0.0010	0.0019	0.46	-0.0009	0.54
11	0.0029	0.0038	0.47	-0.0009	0.76	17	0.0024	0.0030	0.72	-0.0007	0.78
12	0.0017	0.0024	0.53	-0.0007	0.70	18	0.0011	0.0008	0.80	0.0003	1.31
13	0.0007	0.0011	0.86	-0.0004	0.61	22	0.0014	0.0008	1.00	0.0006	1.71
14	0.0057	0.0006	0.99	0.0051	9.30	23	0.0006	0.0008	0.98	-0.0002	0.73
15	0.0010	0.0019	0.46	-0.0009	0.54						
16	0.0024	0.0011	0.78	0.0013	2.20	MEDIA=	0.0013	0.0015	0.77	-0.0002	1.01
17	0.0024	0.0030	0.72	-0.0007	0.78	DV.PAD=	0.0006	0.0009	0.19	0.0006	0.48
18	0.0011	0.0008	0.80	0.0003	1.31	MAXIMO=	0.0029	0.0038	1.00	0.0007	1.95
19	0.0069	0.0003	0.91	0.0066	25.09	MINIMO=	0.0006	0.0007	0.46	-0.0009	0.54
20	0.0105	0.0007	0.89	0.0098	15.18						
21	0.0030	0.0013	0.99	0.0017	2.28						
22	0.0014	0.0008	1.00	0.0006	1.71						
23	0.0006	0.0008	0.98	-0.0002	0.73						
MEDIA=	0.0029	0.0012	0.83	0.0017	3.83						
DV.PAD=	0.0034	0.0008	0.18	0.0036	6.04						
MAXIMO=	0.0147	0.0038	1.00	0.0136	25.09						
MINIMO=	0.0000	0.0003	0.46	-0.0009	0.10						

TABELA VII.1.18

INJETADA ETA= 3.8

0					
3.8 Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	
1	0.0050	0.0024	1.00	0.0027	2.12
2	0.0031	0.0047	1.00	-0.0016	0.66
3	0.0040	0.0042	1.00	-0.0002	0.96
4	0.0053	0.0047	1.00	0.0005	1.11
MEDIA=	0.0043	0.0040	1.00	0.0004	1.21
DV.PAD=	0.0009	0.0010	0.00	0.0015	0.55
MAXIMO=	0.0053	0.0047	1.00	0.0027	2.12
MINIMO=	0.0031	0.0024	1.00	-0.0016	0.66

0					
3.8 Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	
2	0.0031	0.0047	1.00	-0.0016	0.66
3	0.0040	0.0042	1.00	-0.0002	0.96
4	0.0053	0.0047	1.00	0.0005	1.11
MEDIA=	0.0041	0.0045	1.00	-0.0004	0.91
DV.PAD=	0.0009	0.0003	0.00	0.0009	0.19
MAXIMO=	0.0053	0.0047	1.00	0.0005	1.11
MINIMO=	0.0031	0.0042	1.00	-0.0016	0.66

TABELA VII.1.19

ESCPED0 ETA= 21

0					
21	Wmed	Wcalc	% Enc. El	dif	%
1	0.0015	0.0002	0.9967	0.0013	9.57
2	0.0008	0.0004	0.9970	0.0004	1.88
3	0.0007	0.0017	0.9975	-0.0009	0.44
4	0.0010	0.0013	0.9935	-0.0003	0.79
5	0.0008	0.0007	0.9327	0.0001	1.14
6	0.0165	0.0109	0.9298	0.0056	1.51
7	0.0019	0.0006	0.9920	0.0013	2.93
8	0.0008	0.0023	0.6320	-0.0014	0.37
MEDIA=	0.0030	0.0023	0.9339	0.0007	2.33
DV.PAD=	0.0051	0.0033	0.1173	0.0020	2.85
MAXIMO=	0.0165	0.0109	0.9975	0.0056	9.57
MINIMO=	0.0007	0.0002	0.6320	-0.0014	0.37

0					
21	Wmed	Wcalc	% Enc. El	dif	%
2	0.0008	0.0004	0.9970	0.0004	1.88
4	0.0010	0.0013	0.9935	-0.0003	0.79
5	0.0008	0.0007	0.9327	0.0001	1.14
6	0.0165	0.0109	0.9298	0.0056	1.51
MEDIA=	0.0048	0.0033	0.9633	0.0014	1.33
DV.PAD=	0.0068	0.0044	0.0321	0.0024	0.41
MAXIMO=	0.0165	0.0109	0.9970	0.0056	1.88
MINIMO=	0.0008	0.0004	0.9298	-0.0003	0.79

TABELA VII.1.20

ESC6DE0 ETA= 21.2

0						0					
21.2	Wmed	Wcalc	% Enc. Ei	dif	%	21.2	Wmed	Wcalc	% Enc. Ei	dif	%
1	0.0025	0.0031	0.9856	-0.0005	0.82	1	0.0025	0.0031	0.9856	-0.0005	0.82
2	0.0270	0.0016	0.7641	0.0253	16.51	3	0.0046	0.0025	0.9828	0.0020	1.79
3	0.0046	0.0025	0.9828	0.0020	1.79	5	0.0030	0.0051	0.9918	-0.0021	0.59
4	0.0004	0.0023	0.9802	-0.0019	0.16	7	0.0006	0.0009	0.9755	-0.0004	0.59
5	0.0030	0.0051	0.9918	-0.0021	0.59	8	0.0008	0.0009	0.8053	0.0000	0.94
6	0.0027	0.0007	0.7458	0.0020	4.02	9	0.0022	0.0031	0.9890	-0.0009	0.71
7	0.0006	0.0009	0.9755	-0.0004	0.59	11	0.0029	0.0051	0.9825	-0.0022	0.57
8	0.0008	0.0009	0.8053	0.0000	0.94	12	0.0017	0.0010	0.9895	0.0007	1.73
9	0.0022	0.0031	0.9890	-0.0009	0.71	13	0.0048	0.0030	0.8146	0.0017	1.56
10	0.0005	0.0014	0.9877	-0.0009	0.34	15	0.0044	0.0028	0.9940	0.0016	1.58
11	0.0029	0.0051	0.9825	-0.0022	0.57						
12	0.0017	0.0010	0.9895	0.0007	1.73	MEDIA=	0.0027	0.0028	0.9510	0.0000	1.09
13	0.0048	0.0030	0.8146	0.0017	1.56	DV.PAD=	0.0014	0.0015	0.0708	0.0014	0.49
14	0.0033	0.0016	0.9926	0.0017	2.09	MAXIMO=	0.0048	0.0051	0.9940	0.0020	1.79
15	0.0044	0.0028	0.9940	0.0016	1.58	MINIMO=	0.0006	0.0009	0.8053	-0.0022	0.57
MEDIA=											
DV.PAD=											
MAXIMO=											
MINIMO=											

TABELA VII.1.21

PROGEN ETA= 5.1

0					
5.1	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0043	0.0043	0.83	0.0000	1.00
2	0.0024	0.0003	0.99	0.0021	8.12

0					
5.1	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0043	0.0043	0.83	0.0000	1.00

TABELA VII.1.23

SCACGEN ETA= 4.2

0						0					
4.2	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%	4.2	Wmed	Wcalc	% Enc.	dif	%
1	0.0027	0.0009	0.98	0.0018	2.96	3	0.0020	0.0021	0.96	-0.0001	0.97
2	0.0016	0.0006	0.97	0.0010	2.60	4	0.0029	0.0031	1.00	-0.0002	0.95
3	0.0020	0.0021	0.96	-0.0001	0.97	9	0.0023	0.0016	0.99	0.0008	1.49
4	0.0029	0.0031	1.00	-0.0002	0.95	13	0.0018	0.0010	0.91	0.0008	1.75
5	0.0029	0.0106	0.39	-0.0077	0.27	15	0.0014	0.0022	0.65	-0.0007	0.66
6	0.0009	0.0001	0.95	0.0008	13.89	17	0.0025	0.0038	0.97	-0.0013	0.66
7	0.0016	0.0005	0.97	0.0011	3.35	19	0.0495	0.0722	0.82	-0.0228	0.68
8	0.0002	0.0007	0.99	-0.0005	0.28	22	0.0030	0.0054	0.98	-0.0025	0.55
9	0.0023	0.0016	0.99	0.0008	1.49	23	0.0138	0.0231	0.56	-0.0093	0.60
10	0.0034	0.0011	0.98	0.0022	2.97	27	0.0204	0.0335	0.99	-0.0132	0.61
11	0.0020	0.0005	0.99	0.0016	4.37	28	0.0215	0.0352	1.00	-0.0137	0.61
12	0.0015	0.0005	0.97	0.0010	3.07	29	0.0109	0.0159	0.99	-0.0050	0.69
13	0.0018	0.0010	0.91	0.0008	1.75	30	0.0221	0.0316	0.96	-0.0095	0.70
14	0.0019	0.0007	0.97	0.0012	2.81	32	0.0257	0.0411	0.95	-0.0154	0.62
15	0.0014	0.0022	0.65	-0.0007	0.66	33	0.0083	0.0097	0.99	-0.0014	0.85
16	0.0020	0.0008	0.97	0.0012	2.64	34	0.0127	0.0155	1.00	-0.0028	0.82
17	0.0025	0.0038	0.97	-0.0013	0.66	35	0.0106	0.0181	1.00	-0.0075	0.59
18	0.0004	0.0001	0.99	0.0003	3.56	36	0.0076	0.0111	0.99	-0.0035	0.68
19	0.0495	0.0722	0.82	-0.0228	0.68	37	0.0085	0.0145	1.00	-0.0060	0.58
20	0.0026	0.0009	0.97	0.0018	3.06	39	0.0070	0.0141	0.98	-0.0071	0.50
21	0.0116	0.0996	0.15	-0.0880	0.12	40	0.0072	0.0124	0.90	-0.0052	0.58
22	0.0030	0.0054	0.98	-0.0025	0.55	44	0.0051	0.0026	0.96	0.0025	1.93
23	0.0138	0.0231	0.56	-0.0093	0.60	45	0.0037	0.0027	0.98	0.0010	1.38
25	0.0271	0.0052	0.99	0.0218	5.16						
26	0.0146	0.0317	1.00	-0.0171	0.46	MEDIA=	0.0109	0.0162	0.94	-0.0053	0.85
27	0.0204	0.0335	0.99	-0.0132	0.61	DV.PAD=	0.0108	0.0167	0.11	0.0062	0.39
28	0.0215	0.0352	1.00	-0.0137	0.61	MAXIMO=	0.0495	0.0722	1.00	0.0025	1.93
29	0.0109	0.0159	0.99	-0.0050	0.69	MINIMO=	0.0014	0.0010	0.56	-0.0228	0.50
30	0.0221	0.0316	0.96	-0.0095	0.70						
31	0.0132	0.0492	0.47	-0.0360	0.27						
32	0.0257	0.0411	0.95	-0.0154	0.62						
33	0.0083	0.0097	0.99	-0.0014	0.85						
34	0.0127	0.0155	1.00	-0.0028	0.82						
35	0.0106	0.0181	1.00	-0.0075	0.59						
36	0.0076	0.0111	0.99	-0.0035	0.68						
37	0.0085	0.0145	1.00	-0.0060	0.58						
38	0.0084	0.0170	0.99	-0.0086	0.49						
39	0.0070	0.0141	0.98	-0.0071	0.50						
40	0.0072	0.0124	0.90	-0.0052	0.58						
41	0.0028	0.0242	0.08	-0.0214	0.12						
42	0.0038	0.0143	0.83	-0.0105	0.27						
43	0.0084	0.0177	0.99	-0.0093	0.47						
44	0.0051	0.0026	0.96	0.0025	1.93						
45	0.0037	0.0027	0.98	0.0010	1.38						
MEDIA=	0.0083	0.0148	0.89	-0.0065	1.65						
DV.PAD=	0.0094	0.0201	0.22	0.0153	2.24						
MAXIMO=	0.0495	0.0996	1.00	0.0218	13.89						
MINIMO=	0.0002	0.0001	0.08	-0.0880	0.12						

TABELA VII.1.26 - Resumo da predição de recalques através do método de Aoki
 - Lopes com valores de η dados pela TABELA VI.2.2.13.
 (Valores do método Proposto).

Estaca	Nº total de provas	Nº de provas dispersas	Wmed/Wcalc			
			sem expurgo		com expurgo	
			μ	σ	μ	σ
METÁLICA	14	9	6,77	16,30	1,33	0,46
PREMVIBR	15	5	2,34	1,64	1,27	0,40
PREMCENT	28	3	0,94	0,47	0,99	0,44
FRANKI	40	8	1,25	0,93	1,08	0,30
STRAUSS	23	9	3,83	6,04	1,01	0,48
INJETADA	4	1	1,21	0,55	0,91	0,19
ESCEPEQ	8	4	2,33	2,85	1,33	0,41
ESCGDE	15	5	2,27	3,92	1,09	0,49
METBASFR	24	3	1,18	0,51	1,14	0,39
PRO	2	1	4,56	5,03	--	--
SCAC	45	22	1,65	2,24	0,85	0,39
CPM	49	28	2,81	2,50	1,33	0,40

METALICA ETA= 1.8

	0	Wmed	Wcalc	%	dif
1.8					
1	0.0022	0.0032	0.68	-0.0010	
2	0.0022	0.0029	0.75	-0.0007	
3	0.0049	0.0036	1.36	0.0013	
4	0.0037	0.0047	0.80	-0.0010	
5	0.0027	0.0027	1.01	0.0000	
6	0.0076	0.0071	1.07	0.0005	
7	0.0219	0.0207	1.06	0.0012	
8	0.0106	0.0058	1.82	0.0048	
9	0.0060	0.0062	0.98	-0.0001	
10	0.0003	0.0010	0.25	-0.0008	
11	0.0010	0.0006	1.65	0.0004	
12	0.0030	0.0012	2.56	0.0018	
13	0.0015	0.0007	2.14	0.0008	
14	0.0118	0.0005	23.76	0.0113	
MEDIA=	0.0057	0.0043	2.85	0.0013	
DV.PAD=	0.0056	0.0050	5.83	0.0031	
MAXIMO=	0.0219	0.0207	23.76	0.0113	
MINIMO=	0.0003	0.0005	0.25	-0.0010	

0	Wmed	Wcalc	%	dif
1.8				
1	0.0022	0.0032	0.68	-0.0010
2	0.0022	0.0029	0.75	-0.0007
3	0.0049	0.0036	1.36	0.0013
4	0.0037	0.0047	0.80	-0.0010
5	0.0027	0.0027	1.01	0.0000
6	0.0076	0.0071	1.07	0.0005
7	0.0219	0.0207	1.06	0.0012
8	0.0106	0.0058	1.82	0.0048
9	0.0060	0.0062	0.98	-0.0001
11	0.0010	0.0006	1.65	0.0004
MEDIA=	0.0063	0.0057	1.12	0.0005
DV.PAD=	0.0059	0.0053	0.36	0.0016
MAXIMO=	0.0219	0.0207	1.82	0.0048
MINIMO=	0.0010	0.0006	0.68	-0.0010

TABELA VII.2.1

PREMVIOR ETA= 4.4

0 4.4	Wmed	Wcalc	%	dif	0 4.4	Wmed	Wcalc	%	dif
1	0.0021	0.0013	1.66	0.0009	1	0.0021	0.0013	1.66	0.0009
2	0.0029	0.0018	1.57	0.0010	2	0.0029	0.0018	1.57	0.0010
3	0.0025	0.0023	1.10	0.0002	3	0.0025	0.0023	1.10	0.0002
4	0.0050	0.0018	2.71	0.0032	5	0.0009	0.0015	0.62	-0.0006
5	0.0009	0.0015	0.62	-0.0006	6	0.0033	0.0030	1.11	0.0003
6	0.0033	0.0030	1.11	0.0003	7	0.0010	0.0021	0.50	-0.0010
7	0.0010	0.0021	0.50	-0.0010	8	0.0292	0.0281	1.04	0.0011
8	0.0292	0.0281	1.04	0.0011	12	0.0029	0.0025	1.15	0.0004
9	0.0473	0.0056	8.49	0.0417	14	0.0040	0.0036	1.11	0.0004
10	0.0031	0.0014	2.26	0.0017	15	0.0067	0.0049	1.37	0.0018
11	0.0048	0.0015	3.30	0.0034					
12	0.0029	0.0025	1.15	0.0004	MEDIA=	0.0056	0.0051	1.12	0.0004
13	1.1495	0.2869	4.01	0.8626	DV.PAD=	0.0080	0.0077	0.35	0.0008
14	0.0040	0.0036	1.11	0.0004	MAXIMO=	0.0292	0.0281	1.66	0.0018
15	0.0067	0.0049	1.37	0.0018	MINIMO=	0.0009	0.0013	0.50	-0.0010
MEDIA=	0.0844	0.0232	2.13	0.0611					
DV.PAD=	0.2849	0.0708	1.95	0.2144					
MAXIMO=	1.1495	0.2869	8.49	0.8626					
MINIMO=	0.0009	0.0013	0.50	-0.0010					

TABELA VII.2.2

FRANKI ETA= 4.7

0	Wmed	Wcalc	Z	dif	0	Wmed	Wcalc	Z	dif
4.7					4.7				
1	0.0013	0.0020	0.65	-0.0007	1	0.0013	0.0020	0.65	-0.0007
2	0.0024	0.0056	0.42	-0.0032	5	0.0048	0.0040	1.19	0.0008
3	0.0015	0.0064	0.23	-0.0049	7	0.0059	0.0062	0.94	-0.0004
4	0.0003	0.0012	0.28	-0.0009	8	0.0074	0.0090	0.83	-0.0016
5	0.0048	0.0040	1.19	0.0008	9	0.0081	0.0094	0.86	-0.0013
6	0.0166	0.0060	2.75	0.0106	10	0.0027	0.0044	0.62	-0.0017
7	0.0059	0.0062	0.94	-0.0004	11	0.0037	0.0041	0.89	-0.0004
8	0.0074	0.0090	0.83	-0.0016	12	0.0017	0.0020	0.88	-0.0002
9	0.0081	0.0094	0.86	-0.0013	13	0.0101	0.0083	1.23	0.0019
10	0.0027	0.0044	0.62	-0.0017	14	0.0087	0.0079	1.10	0.0008
11	0.0037	0.0041	0.89	-0.0004	16	0.0020	0.0029	0.69	-0.0009
12	0.0017	0.0020	0.88	-0.0002	17	0.0034	0.0065	0.53	-0.0030
13	0.0101	0.0083	1.23	0.0019	18	0.0078	0.0055	1.42	0.0023
14	0.0087	0.0079	1.10	0.0008	19	0.0030	0.0040	0.76	-0.0010
15	0.0011	0.0029	0.37	-0.0019	20	0.0056	0.0035	1.61	0.0021
16	0.0020	0.0029	0.69	-0.0009	22	0.0029	0.0044	0.66	-0.0015
17	0.0034	0.0065	0.53	-0.0030	26	0.0086	0.0099	0.86	-0.0014
18	0.0078	0.0055	1.42	0.0023	27	0.0083	0.0082	1.01	0.0001
19	0.0030	0.0040	0.76	-0.0010	28	0.0105	0.0096	1.09	0.0008
20	0.0056	0.0035	1.61	0.0021	29	0.0086	0.0109	0.79	-0.0023
21	0.0011	0.0046	0.24	-0.0035	30	0.0085	0.0073	1.16	0.0012
22	0.0029	0.0044	0.66	-0.0015	31	0.0080	0.0115	0.70	-0.0035
23	0.0035	0.0086	0.41	-0.0050	33	0.0034	0.0053	0.64	-0.0019
24	0.0025	0.0056	0.45	-0.0031	34	0.0050	0.0067	0.75	-0.0016
25	0.0018	0.0062	0.29	-0.0044	35	0.0015	0.0017	0.91	-0.0001
26	0.0086	0.0099	0.86	-0.0014	37	0.0020	0.0012	1.63	0.0008
27	0.0083	0.0082	1.01	0.0001	39	0.0026	0.0035	0.74	-0.0009
28	0.0105	0.0096	1.09	0.0008					
29	0.0086	0.0109	0.79	-0.0023	MEDIA=	0.0054	0.0059	0.93	-0.0005
30	0.0085	0.0073	1.16	0.0012	DV.PAD=	0.0029	0.0029	0.29	0.0015
31	0.0080	0.0115	0.70	-0.0035	MAXIMO=	0.0105	0.0115	1.63	0.0023
32	0.0092	0.0190	0.48	-0.0098	MINIMO=	0.0013	0.0012	0.53	-0.0035
33	0.0034	0.0053	0.64	-0.0019					
34	0.0050	0.0067	0.75	-0.0016					
35	0.0015	0.0017	0.91	-0.0001					
36	0.0010	0.0022	0.44	-0.0012					
37	0.0020	0.0012	1.63	0.0008					
38	0.0114	0.0019	6.08	0.0095					
39	0.0026	0.0035	0.74	-0.0009					
40	0.0011	0.0023	0.46	-0.0013					
MEDIA=	0.0050	0.0058	0.95	-0.0008					
DV.PAD=	0.0037	0.0035	0.94	0.0033					
MAXIMO=	0.0166	0.0190	6.08	0.0106					
MINIMO=	0.0003	0.0012	0.23	-0.0098					

STRAUSS ETA= 4.5

0	Wmed	Wcalc	Z	dif	0	Wmed	Wcalc	Z	dif
4.5					4.5				
1	0.0030	0.0011	2.82	0.0020	2	0.0013	0.0013	0.99	0.0000
2	0.0013	0.0013	0.99	0.0000	5	0.0013	0.0013	0.98	0.0000
3	0.0028	0.0009	3.14	0.0019	7	0.0016	0.0010	1.53	0.0005
4	0.0000	0.0004	0.09	-0.0003	9	0.0011	0.0020	0.54	-0.0009
5	0.0013	0.0013	0.98	0.0000	10	0.0008	0.0014	0.56	-0.0006
6	0.0147	0.0008	19.38	0.0140	11	0.0029	0.0032	0.91	-0.0003
7	0.0016	0.0010	1.53	0.0005	12	0.0017	0.0026	0.65	-0.0009
8	0.0006	0.0014	0.42	-0.0008	13	0.0007	0.0013	0.52	-0.0006
9	0.0011	0.0020	0.54	-0.0009	15	0.0010	0.0019	0.55	-0.0009
10	0.0008	0.0014	0.56	-0.0006	17	0.0024	0.0026	0.90	-0.0003
11	0.0029	0.0032	0.91	-0.0003	18	0.0011	0.0009	1.13	0.0001
12	0.0017	0.0026	0.65	-0.0009	21	0.0030	0.0018	1.64	0.0012
13	0.0007	0.0013	0.52	-0.0006	22	0.0014	0.0010	1.32	0.0003
14	0.0057	0.0006	9.42	0.0051					
15	0.0010	0.0019	0.55	-0.0009	MEDIA=	0.0015	0.0017	0.94	-0.0002
16	0.0024	0.0011	2.27	0.0013	DV.PAD=	0.0007	0.0006	0.35	0.0006
17	0.0024	0.0026	0.90	-0.0003	MAXIMO=	0.0030	0.0032	1.64	0.0012
18	0.0011	0.0009	1.13	0.0001	MINIMO=	0.0007	0.0009	0.52	-0.0009
19	0.0069	0.0006	11.19	0.0063					
20	0.0105	0.0010	10.33	0.0095					
21	0.0030	0.0018	1.64	0.0012					
22	0.0014	0.0010	1.32	0.0003					
23	0.0006	0.0015	0.38	-0.0009					
MEDIA=	0.0029	0.0014	3.11	0.0015					
DV.PAD=	0.0034	0.0007	4.71	0.0037					
MAXIMO=	0.0147	0.0032	19.38	0.0140					
MINIMO=	0.0000	0.0004	0.09	-0.0009					

INJETADA ETA= 3.1

0 3.1	Wmed	Wcalc	%	dif
1	0.0050	0.0031	1.63	0.0019
2	0.0031	0.0044	0.70	-0.0013
3	0.0040	0.0043	0.92	-0.0003
4	0.0053	0.0049	1.08	0.0004
MEDIA=	0.0043	0.0042	1.08	0.0002
DV.PAD=	0.0009	0.0007	0.34	0.0012
MAXIMO=	0.0053	0.0049	1.63	0.0019
MINIMO=	0.0031	0.0031	0.70	-0.0013

0 3.1	Wmed	Wcalc	%	dif
1	0.0050	0.0031	1.63	0.0019
2	0.0031	0.0044	0.70	-0.0013
3	0.0040	0.0043	0.92	-0.0003
4	0.0053	0.0049	1.08	0.0004
MEDIA=	0.0043	0.0042	1.08	0.0002
DV.PAD=	0.0009	0.0007	0.34	0.0012
MAXIMO=	0.0053	0.0049	1.63	0.0019
MINIMO=	0.0031	0.0031	0.70	-0.0013

TABELA VII.2.6

ESCPED ETA= 11

0	Wmed	Wcalc	%	dif	0	Wmed	Wcalc	%	dif
11					11				
1	0.0015	0.0002	6.51	0.0012	2	0.0008	0.0005	1.54	0.0003
2	0.0008	0.0005	1.54	0.0003	3	0.0007	0.0010	0.76	-0.0002
3	0.0007	0.0010	0.76	-0.0002	4	0.0010	0.0009	1.11	0.0001
4	0.0010	0.0009	1.11	0.0001	5	0.0008	0.0006	1.18	0.0001
5	0.0008	0.0006	1.18	0.0001	8	0.0008	0.0012	0.73	-0.0003
6	0.0165	0.0052	3.17	0.0113					
7	0.0019	0.0002	7.68	0.0017	MEDIA=	0.0008	0.0009	1.06	0.0000
8	0.0008	0.0012	0.73	-0.0003	DV.PAD=	0.0001	0.0002	0.30	0.0002
					MAXIMO=	0.0010	0.0012	1.54	0.0003
MEDIA=	0.0030	0.0012	2.83	0.0018	MINIMO=	0.0007	0.0005	0.73	-0.0003
DV.PAD=	0.0051	0.0015	2.58	0.0037					
MAXIMO=	0.0165	0.0052	7.68	0.0113					
MINIMO=	0.0007	0.0002	0.73	-0.0003					

TABELA VII.2.7

ESGDE	ETA= 9.7								
0	Wmed	Wcalc	Z	dif	0	Wmed	Wcalc	Z	dif
9.7					9.7				
1	0.0025	0.0026	0.97	-0.0001	1	0.0025	0.0026	0.97	-0.0001
2	0.0270	0.0020	13.18	0.0249	3	0.0046	0.0029	1.59	0.0017
3	0.0046	0.0029	1.59	0.0017	5	0.0030	0.0044	0.68	-0.0014
4	0.0004	0.0024	0.15	-0.0020	7	0.0006	0.0009	0.59	-0.0004
5	0.0030	0.0044	0.68	-0.0014	8	0.0008	0.0014	0.59	-0.0006
6	0.0027	0.0009	2.83	0.0017	9	0.0022	0.0022	1.00	0.0000
7	0.0006	0.0009	0.59	-0.0004	11	0.0029	0.0035	0.83	-0.0006
8	0.0008	0.0014	0.59	-0.0006	12	0.0017	0.0009	1.87	0.0008
9	0.0022	0.0022	1.00	0.0000	13	0.0048	0.0028	1.69	0.0019
10	0.0005	0.0013	0.36	-0.0008					
11	0.0029	0.0035	0.83	-0.0006	MEDIA=	0.0026	0.0024	1.09	0.0002
12	0.0017	0.0009	1.87	0.0008	DV.PAD=	0.0014	0.0011	0.47	0.0010
13	0.0048	0.0028	1.69	0.0019	MAXIMO=	0.0048	0.0044	1.87	0.0019
14	0.0033	0.0015	2.29	0.0019	MINIMO=	0.0006	0.0009	0.59	-0.0014
15	0.0044	0.0020	2.20	0.0024					
MEDIA=	0.0049	0.0022	2.40	0.0027					
DV.PAD=	0.0079	0.0010	3.88	0.0080					
MAXIMO=	0.0270	0.0044	13.18	0.0249					
MINIMO=	0.0004	0.0009	0.15	-0.0020					

METBASFR ETA= 2

0	Wmed	Wcalc	%	dif	0	Wmed	Wcalc	%	dif
2					2				
1	0.0203	0.0153	1.33	0.0050	1	0.0203	0.0153	1.33	0.0050
2	0.0139	0.0204	0.68	-0.0065	2	0.0139	0.0204	0.68	-0.0065
3	0.0054	0.0113	0.48	-0.0059	4	0.0078	0.0134	0.58	-0.0056
4	0.0078	0.0134	0.58	-0.0056	6	0.0070	0.0113	0.62	-0.0043
5	0.0046	0.0136	0.34	-0.0091	9	0.0313	0.0330	0.95	-0.0016
6	0.0070	0.0113	0.62	-0.0043	12	0.0079	0.0111	0.72	-0.0031
7	0.0063	0.0191	0.33	-0.0129	14	0.0042	0.0024	1.75	0.0018
8	0.0060	0.0215	0.28	-0.0156	15	0.0092	0.0060	1.52	0.0032
9	0.0313	0.0330	0.95	-0.0016	16	0.0081	0.0122	0.66	-0.0041
10	0.0092	0.0203	0.45	-0.0111	17	0.0120	0.0063	1.90	0.0057
11	0.0050	0.0151	0.33	-0.0101	19	0.0094	0.0075	1.26	0.0019
12	0.0079	0.0111	0.72	-0.0031	20	0.0050	0.0036	1.38	0.0014
13	0.0126	0.0034	3.74	0.0092	22	0.0083	0.0071	1.18	0.0013
14	0.0042	0.0024	1.75	0.0018	23	0.0065	0.0073	0.89	-0.0008
15	0.0092	0.0060	1.52	0.0032	24	0.0123	0.0069	1.78	0.0054
16	0.0081	0.0122	0.66	-0.0041					
17	0.0120	0.0063	1.90	0.0057	MEDIA=	0.0109	0.0109	1.15	0.0000
18	0.0136	0.0064	2.13	0.0072	DV.PAD=	0.0067	0.0074	0.44	0.0039
19	0.0094	0.0075	1.26	0.0019	MAXIMO=	0.0313	0.0330	1.90	0.0057
20	0.0050	0.0036	1.38	0.0014	MINIMO=	0.0042	0.0024	0.58	-0.0065
21	0.0025	0.0219	0.12	-0.0194					
22	0.0083	0.0071	1.18	0.0013					
23	0.0065	0.0073	0.89	-0.0008					
24	0.0123	0.0069	1.78	0.0054					
MEDIA=	0.0095	0.0124	1.06	-0.0028					
DV.PAD=	0.0060	0.0073	0.80	0.0074					
MAXIMO=	0.0313	0.0330	3.74	0.0092					
MINIMO=	0.0025	0.0024	0.12	-0.0194					

TABELA VII.2.9

PROGEN ETA= 2.1

0 2.1	Wmed	Wcalc	%	dif
1	0.0043	0.0063	0.68	-0.0020
2	0.0024	0.0015	1.60	0.0009
MEDIA=	0.0034	0.0039	1.14	-0.0005
DV.PAD=	0.0010	0.0024	0.46	0.0015
MAXIMO=	0.0043	0.0063	1.60	0.0009
MINIMO=	0.0024	0.0015	0.68	-0.0020

0 2.1	Wmed	Wcalc	%	dif
1	0.0043	0.0063	0.68	-0.0020
2	0.0024	0.0015	1.60	0.0009
MEDIA=	0.0034	0.0039	1.14	-0.0005
DV.PAD=	0.0010	0.0024	0.46	0.0015
MAXIMO=	0.0043	0.0063	1.60	0.0009
MINIMO=	0.0024	0.0015	0.68	-0.0020

TABELA VII.2.10

SCAC6EN ETA= 2.3

0	Wmed	Wcalc	%	dif	0	Wmed	Wcalc	%	dif
2.3					2.3				
1	0.0027	0.0036	0.76	-0.0009	1	0.0027	0.0036	0.76	-0.0009
2	0.0016	0.0030	0.53	-0.0014	2	0.0016	0.0030	0.53	-0.0014
3	0.0020	0.0056	0.36	-0.0036	4	0.0029	0.0055	0.53	-0.0026
4	0.0029	0.0055	0.53	-0.0026	6	0.0009	0.0009	1.01	0.0000
5	0.0029	0.0094	0.31	-0.0065	7	0.0016	0.0016	1.02	0.0000
6	0.0009	0.0009	1.01	0.0000	9	0.0023	0.0039	0.60	-0.0015
7	0.0016	0.0016	1.02	0.0000	10	0.0034	0.0035	0.95	-0.0002
8	0.0002	0.0030	0.06	-0.0028	11	0.0020	0.0023	0.87	-0.0003
9	0.0023	0.0039	0.60	-0.0015	12	0.0015	0.0022	0.68	-0.0007
10	0.0034	0.0035	0.95	-0.0002	14	0.0019	0.0018	1.08	0.0001
11	0.0020	0.0023	0.87	-0.0003	16	0.0020	0.0021	0.94	-0.0001
12	0.0015	0.0022	0.68	-0.0007	18	0.0004	0.0004	0.86	-0.0001
13	0.0018	0.0044	0.41	-0.0026	19	0.0495	0.0256	1.94	0.0239
14	0.0019	0.0018	1.08	0.0001	20	0.0026	0.0022	1.17	0.0004
15	0.0014	0.0055	0.26	-0.0041	21	0.0116	0.0225	0.51	-0.0110
16	0.0020	0.0021	0.94	-0.0001	23	0.0138	0.0138	1.00	0.0001
17	0.0025	0.0063	0.39	-0.0039	26	0.0146	0.0151	0.97	-0.0005
18	0.0004	0.0004	0.86	-0.0001	27	0.0204	0.0244	0.83	-0.0040
19	0.0495	0.0256	1.94	0.0239	28	0.0215	0.0191	1.13	0.0024
20	0.0026	0.0022	1.17	0.0004	29	0.0109	0.0113	0.96	-0.0005
21	0.0116	0.0225	0.51	-0.0110	30	0.0221	0.0187	1.18	0.0034
22	0.0030	0.0070	0.43	-0.0040	32	0.0257	0.0178	1.45	0.0079
23	0.0138	0.0138	1.00	0.0001	33	0.0083	0.0104	0.80	-0.0021
24	0.0023	0.0004	5.20	0.0019	34	0.0127	0.0144	0.88	-0.0017
25	0.0271	0.0041	6.64	0.0230	35	0.0106	0.0127	0.83	-0.0021
26	0.0146	0.0151	0.97	-0.0005	37	0.0085	0.0112	0.76	-0.0027
27	0.0204	0.0244	0.83	-0.0040	38	0.0084	0.0110	0.76	-0.0027
28	0.0215	0.0191	1.13	0.0024	39	0.0070	0.0092	0.76	-0.0022
29	0.0109	0.0113	0.96	-0.0005	40	0.0072	0.0132	0.55	-0.0060
30	0.0221	0.0187	1.18	0.0034	43	0.0084	0.0090	0.93	-0.0007
31	0.0132	0.0290	0.46	-0.0158	44	0.0051	0.0057	0.90	-0.0006
32	0.0257	0.0178	1.45	0.0079	45	0.0037	0.0051	0.73	-0.0014
33	0.0083	0.0104	0.80	-0.0021					
34	0.0127	0.0144	0.88	-0.0017	MEDIA=	0.0092	0.0095	0.90	-0.0002
35	0.0106	0.0127	0.83	-0.0021	DV.PAD=	0.0099	0.0073	0.28	0.0052
36	0.0076	0.0035	2.16	0.0041	MAXIMO=	0.0495	0.0256	1.94	0.0239
37	0.0085	0.0112	0.76	-0.0027	MINIMO=	0.0004	0.0004	0.51	-0.0110
38	0.0084	0.0110	0.76	-0.0027					
39	0.0070	0.0092	0.76	-0.0022					
40	0.0072	0.0132	0.55	-0.0060					
41	0.0028	0.0238	0.12	-0.0210					
42	0.0038	0.0143	0.27	-0.0105					
43	0.0084	0.0090	0.93	-0.0007					
44	0.0051	0.0057	0.90	-0.0006					
45	0.0037	0.0051	0.73	-0.0014					
MEDIA=	0.0081	0.0093	1.02	-0.0012					
DV.PAD=	0.0093	0.0075	1.14	0.0071					
MAXIMO=	0.0495	0.0290	6.64	0.0239					
MINIMO=	0.0002	0.0004	0.06	-0.0210					

CPMGEN ETA= 2.2

0 2.2	Wmed	Wcalc	%	dif
1	0.0025	0.0039	0.65	-0.0014
2	0.0021	0.0037	0.56	-0.0016
3	0.0013	0.0031	0.40	-0.0019
4	0.0020	0.0032	0.63	-0.0012
5	0.0007	0.0029	0.25	-0.0022
6	0.0022	0.0059	0.38	-0.0036
7	0.0013	0.0030	0.43	-0.0017
8	0.0078	0.0037	2.09	0.0041
9	0.0021	0.0039	0.53	-0.0018
10	0.0088	0.0157	0.56	-0.0068
11	0.0026	0.0191	0.14	-0.0165
12	0.0095	0.0156	0.61	-0.0061
13	0.0042	0.0030	1.42	0.0012
14	0.0113	0.0197	0.57	-0.0084
15	0.0096	0.0046	2.11	0.0050
16	0.0052	0.0020	2.60	0.0032
17	0.0223	0.0090	2.49	0.0134
18	0.0072	0.0113	0.63	-0.0041
19	0.0055	0.0052	1.07	0.0004
20	0.0035	0.0047	0.75	-0.0012
21	0.0026	0.0030	0.89	-0.0003
22	0.0144	0.0119	1.21	0.0025
23	0.0061	0.0143	0.42	-0.0082
24	0.0022	0.0031	0.71	-0.0009
25	0.0024	0.0021	1.18	0.0004
26	0.0049	0.0034	1.46	0.0015
27	0.0026	0.0069	0.38	-0.0043
28	0.0019	0.0049	0.39	-0.0030
29	0.0015	0.0071	0.21	-0.0056
30	0.0022	0.0029	0.75	-0.0007
31	0.0019	0.0015	1.25	0.0004
32	0.0028	0.0026	1.08	0.0002
33	0.0017	0.0055	0.31	-0.0038
34	0.0024	0.0083	0.28	-0.0060
35	0.0005	0.0072	0.07	-0.0067
36	0.0013	0.0027	0.47	-0.0014
37	0.0023	0.0037	0.63	-0.0014
38	0.0016	0.0046	0.34	-0.0030
39	0.0027	0.0056	0.49	-0.0028
40	0.0021	0.0012	1.72	0.0009
41	0.0044	0.0097	0.45	-0.0053
42	0.0004	0.0004	0.99	0.0000
43	0.0001	0.0003	0.45	-0.0001
44	0.0001	0.0000	3.84	0.0001
45	0.0001	0.0000	3.87	0.0001
46	0.0002	0.0003	0.87	0.0000
47	0.0002	0.0006	0.30	-0.0004
48	0.0007	0.0002	3.44	0.0005
49	0.0007	0.0004	1.90	0.0003
MEDIA=	0.0037	0.0053	1.00	-0.0016
DV.PAD=	0.0041	0.0048	0.91	0.0042
MAXIMO=	0.0223	0.0197	3.87	0.0134
MINIMO=	0.0001	0.0000	0.07	-0.0165

0 2.2	Wmed	Wcalc	%	dif
1	0.0025	0.0039	0.65	-0.0014
2	0.0021	0.0037	0.56	-0.0016
4	0.0020	0.0032	0.63	-0.0012
9	0.0021	0.0039	0.53	-0.0018
10	0.0088	0.0157	0.56	-0.0068
12	0.0095	0.0156	0.61	-0.0061
13	0.0042	0.0030	1.42	0.0012
14	0.0113	0.0197	0.57	-0.0084
18	0.0072	0.0113	0.63	-0.0041
19	0.0055	0.0052	1.07	0.0004
20	0.0035	0.0047	0.75	-0.0012
21	0.0026	0.0030	0.89	-0.0003
22	0.0144	0.0119	1.21	0.0025
24	0.0022	0.0031	0.71	-0.0009
25	0.0024	0.0021	1.18	0.0004
26	0.0049	0.0034	1.46	0.0015
30	0.0022	0.0029	0.75	-0.0007
31	0.0019	0.0015	1.25	0.0004
32	0.0028	0.0026	1.08	0.0002
37	0.0023	0.0037	0.63	-0.0014
40	0.0021	0.0012	1.72	0.0009
42	0.0004	0.0004	0.99	0.0000
46	0.0002	0.0003	0.87	0.0000
49	0.0007	0.0004	1.90	0.0003
MEDIA=	0.0041	0.0053	0.94	-0.0012
DV.PAD=	0.0036	0.0053	0.38	0.0026
MAXIMO=	0.0144	0.0197	1.90	0.0025
MINIMO=	0.0002	0.0003	0.53	-0.0084

TABELA VII.2.12

TABELA VII.2.13 - Resumo da predição de recalques através do método de Randolph, valores de η dados pela TABELA VI.2.1.13.

Estaca	Nº total de provas	Nº de provas dispersas	Wmed/Wcalc			
			sem expurgo		com expurgo	
			μ	σ	μ	σ
METÁLICA	14	4	2,85	5,83	1,12	0,36
PREMVIBR	15	5	2,13	1,95	1,12	0,35
PREMCENT	28	3	0,87	0,36	0,93	0,31
FRANKI	40	13	0,95	0,94	0,93	0,29
STRAUSS	23	10	3,11	4,71	0,94	0,35
INJETADA	4	0	1,08	0,34	--	--
ESCPEQ	8	3	2,83	2,58	1,06	0,30
ESCGDE	15	6	2,40	3,88	1,09	0,47
METBASFR	24	9	1,06	0,80	1,15	0,44
PRO	2	0	1,14	0,46	--	--
SCAC	45	13	1,02	1,14	0,90	0,28
CPM	49	25	1,00	0,91	0,94	0,38

METALICA ETA= 2.65

	Wmed	Wcalc	dif	%
2.65				
1	0.0022	0.0049	-0.0027	0.45
2	0.0022	0.0026	-0.0004	0.83
3	0.0049	0.0049	0.0000	1.01
4	0.0037	0.0045	-0.0007	0.83
5	0.0027	0.0026	0.0001	1.04
6	0.0076	0.0067	0.0009	1.13
7	0.0219	0.0246	-0.0027	0.89
8	0.0106	0.0056	0.0050	1.89
9	0.0060	0.0075	-0.0015	0.80
10	0.0016	0.0017	-0.0001	0.97
11	0.0010	0.0008	0.0002	1.19
12	0.0030	0.0018	0.0012	1.64
13	0.0015	0.0009	0.0006	1.60
14	0.0118	0.0008	0.0110	14.35
MEDIA=	0.0058	0.0050	0.0008	2.04
DV.PAD=	0.0055	0.0058	0.0034	3.43
MAXIMO=	0.0219	0.0246	0.0110	14.35
MINIMO=	0.0010	0.0008	-0.0027	0.45

	Wmed	Wcalc	dif	%
2.65				
2	0.0022	0.0026	-0.0004	0.83
3	0.0049	0.0049	0.0000	1.01
4	0.0037	0.0045	-0.0007	0.83
5	0.0027	0.0026	0.0001	1.04
6	0.0076	0.0067	0.0009	1.13
7	0.0219	0.0246	-0.0027	0.89
8	0.0106	0.0056	0.0050	1.89
9	0.0060	0.0075	-0.0015	0.80
10	0.0016	0.0017	-0.0001	0.97
11	0.0010	0.0008	0.0002	1.19
12	0.0030	0.0018	0.0012	1.64
13	0.0015	0.0009	0.0006	1.60
MEDIA=	0.0056	0.0054	0.0002	1.15
DV.PAD=	0.0056	0.0062	0.0018	0.35
MAXIMO=	0.0219	0.0246	0.0050	1.89
MINIMO=	0.0010	0.0008	-0.0027	0.80

TABELA VII.3.1

PREMIBR ETA= 6.3

	Wmed	Wcalc	dif	%
6.3				
1	0.0021	0.0039	-0.0018	0.55
2	0.0029	0.0016	0.0012	1.76
3	0.0025	0.0023	0.0002	1.09
4	0.0050	0.0018	0.0033	2.86
5	0.0009	0.0021	-0.0011	0.46
6	0.0033	0.0031	0.0002	1.07
7	0.0010	0.0017	-0.0007	0.61
8	0.0292	0.0283	0.0009	1.03
9	0.0473	0.0112	0.0361	4.23
10	0.0031	0.0016	0.0015	1.93
11	0.0048	0.0018	0.0031	2.72
12	0.0029	0.0038	-0.0009	0.76
14	0.0040	0.0034	0.0006	1.17
15	0.0067	0.0076	-0.0009	0.88
MEDIA=	0.0083	0.0053	0.0030	1.51
DV.PAD=	0.0128	0.0069	0.0093	1.05
MAXIMO=	0.0473	0.0283	0.0361	4.23
MINIMO=	0.0010	0.0016	-0.0018	0.43

	Wmed	Wcalc	dif	%
6.3				
1	0.0021	0.0039	-0.0018	0.55
2	0.0029	0.0016	0.0012	1.76
3	0.0025	0.0023	0.0002	1.09
6	0.0033	0.0031	0.0002	1.07
7	0.0010	0.0017	-0.0007	0.61
8	0.0292	0.0283	0.0009	1.03
10	0.0031	0.0016	0.0015	1.93
12	0.0029	0.0038	-0.0009	0.76
14	0.0040	0.0034	0.0006	1.17
15	0.0067	0.0076	-0.0009	0.88
MEDIA=	0.0058	0.0057	0.0000	1.08
DV.PAD=	0.0079	0.0077	0.0010	0.43
MAXIMO=	0.0292	0.0283	0.0015	1.93
MINIMO=	0.0010	0.0016	-0.0018	0.55

FRANKI ETA= 8.8

	Wmed	Wcalc	dif	%
8.8				
1	0.0013	0.0011	0.0002	1.23
2	0.0024	0.0031	-0.0007	0.77
3	0.0015	0.0034	-0.0019	0.44
4	0.0003	0.0008	-0.0005	0.41
5	0.0048	0.0023	0.0025	2.12
6	0.0166	0.0081	0.0085	2.05
7	0.0059	0.0063	-0.0004	0.94
8	0.0074	0.0082	-0.0008	0.91
9	0.0081	0.0086	-0.0005	0.94
10	0.0027	0.0029	-0.0002	0.92
11	0.0037	0.0030	0.0007	1.25
12	0.0017	0.0024	-0.0006	0.73
13	0.0101	0.0074	0.0027	1.36
14	0.0087	0.0061	0.0026	1.42
15	0.0011	0.0021	-0.0010	0.52
16	0.0020	0.0038	-0.0017	0.54
17	0.0034	0.0046	-0.0011	0.75
18	0.0078	0.0041	0.0036	1.88
19	0.0030	0.0029	0.0001	1.05
20	0.0056	0.0023	0.0033	2.44
21	0.0011	0.0026	-0.0014	0.44
22	0.0029	0.0026	0.0003	1.10
23	0.0035	0.0070	-0.0034	0.51
24	0.0025	0.0037	-0.0012	0.67
25	0.0018	0.0052	-0.0034	0.35
26	0.0086	0.0109	-0.0023	0.79
27	0.0083	0.0082	0.0001	1.01
28	0.0105	0.0097	0.0008	1.08
29	0.0086	0.0092	-0.0006	0.94
30	0.0085	0.0073	0.0012	1.16
31	0.0080	0.0084	-0.0004	0.95
32	0.0092	0.0121	-0.0029	0.76
33	0.0034	0.0039	-0.0005	0.88
34	0.0050	0.0049	0.0002	1.03
35	0.0015	0.0028	-0.0013	0.55
36	0.0010	0.0017	-0.0008	0.55
37	0.0020	0.0011	0.0009	1.86
38	0.0114	0.0018	0.0096	6.34
39	0.0026	0.0022	0.0004	1.16
40	0.0011	0.0016	-0.0006	0.65
MEDIA=	0.0050	0.0048	0.0002	1.14
DV.PAD=	0.0037	0.0030	0.0026	0.97
MAXIMO=	0.0166	0.0121	0.0096	6.34
MINIMO=	0.0003	0.0008	-0.0034	0.35

	Wmed	Wcalc	dif	%
8.8				
1	0.0013	0.0011	0.0002	1.23
2	0.0024	0.0031	-0.0007	0.77
7	0.0059	0.0063	-0.0004	0.94
8	0.0074	0.0082	-0.0008	0.91
9	0.0081	0.0086	-0.0005	0.94
10	0.0027	0.0029	-0.0002	0.92
11	0.0037	0.0030	0.0007	1.25
12	0.0017	0.0024	-0.0006	0.73
13	0.0101	0.0074	0.0027	1.36
14	0.0087	0.0061	0.0026	1.42
15	0.0011	0.0021	-0.0010	0.52
16	0.0020	0.0038	-0.0017	0.54
17	0.0034	0.0046	-0.0011	0.75
18	0.0078	0.0041	0.0036	1.88
19	0.0030	0.0029	0.0001	1.05
22	0.0029	0.0026	0.0003	1.10
23	0.0035	0.0070	-0.0034	0.51
24	0.0025	0.0037	-0.0012	0.67
26	0.0086	0.0109	-0.0023	0.79
27	0.0083	0.0082	0.0001	1.01
28	0.0105	0.0097	0.0008	1.08
29	0.0086	0.0092	-0.0006	0.94
30	0.0085	0.0073	0.0012	1.16
31	0.0080	0.0084	-0.0004	0.95
32	0.0092	0.0121	-0.0029	0.76
33	0.0034	0.0039	-0.0005	0.88
34	0.0050	0.0049	0.0002	1.03
35	0.0015	0.0028	-0.0013	0.55
36	0.0010	0.0017	-0.0008	0.55
37	0.0020	0.0011	0.0009	1.86
39	0.0026	0.0022	0.0004	1.16
40	0.0011	0.0016	-0.0006	0.65
MEDIA=	0.0049	0.0051	-0.0002	0.96
DV.PAD=	0.0031	0.0030	0.0014	0.34
MAXIMO=	0.0105	0.0121	0.0036	1.88
MINIMO=	0.0010	0.0011	-0.0034	0.51

STRAUSS ETA= 6.45

	Wmed	Wcalc	dif	%
6.45				
1	0.0030	0.0015	0.0016	2.05
2	0.0013	0.0025	-0.0012	0.51
3	0.0028	0.0014	0.0014	2.00
4	0.0000	0.0006	-0.0005	0.06
5	0.0013	0.0012	0.0001	1.13
6	0.0147	0.0012	0.0135	12.30
7	0.0016	0.0014	0.0002	1.15
8	0.0006	0.0015	-0.0009	0.41
9	0.0011	0.0018	-0.0007	0.61
10	0.0008	0.0013	-0.0005	0.59
11	0.0029	0.0028	0.0001	1.02
12	0.0017	0.0023	-0.0006	0.74
13	0.0007	0.0027	-0.0020	0.26
14	0.0057	0.0009	0.0048	6.25
15	0.0010	0.0018	-0.0007	0.58
16	0.0024	0.0015	0.0009	1.61
17	0.0024	0.0028	-0.0004	0.84
18	0.0011	0.0012	-0.0002	0.88
19	0.0069	0.0007	0.0062	9.98
20	0.0105	0.0011	0.0094	9.21
21	0.0030	0.0016	0.0014	1.88
22	0.0014	0.0012	0.0002	1.13
23	0.0006	0.0013	-0.0007	0.44

MEDIA= 0.0029 0.0016 0.0014 2.42
 DV.PAD= 0.0034 0.0006 0.0036 3.38
 MAXIMO= 0.0147 0.0028 0.0135 12.30
 MINIMO= 0.0000 0.0006 -0.0020 0.06

	Wmed	Wcalc	dif	%
6.45				
1	0.0030	0.0015	0.0016	2.05
2	0.0013	0.0025	-0.0012	0.51
3	0.0028	0.0014	0.0014	2.00
5	0.0013	0.0012	0.0001	1.13
7	0.0016	0.0014	0.0002	1.15
9	0.0011	0.0018	-0.0007	0.61
10	0.0008	0.0013	-0.0005	0.59
11	0.0029	0.0028	0.0001	1.02
12	0.0017	0.0023	-0.0006	0.74
15	0.0010	0.0018	-0.0007	0.58
16	0.0024	0.0015	0.0009	1.61
17	0.0024	0.0028	-0.0004	0.84
18	0.0011	0.0012	-0.0002	0.88
21	0.0030	0.0016	0.0014	1.88
22	0.0014	0.0012	0.0002	1.13
MEDIA=	0.0018	0.0017	0.0001	1.11
DV.PAD=	0.0008	0.0005	0.0008	0.51
MAXIMO=	0.0030	0.0028	0.0016	2.05
MINIMO=	0.0008	0.0012	-0.0012	0.51

INJETADA ETA= 3.8

	Wmed	Wcalc	dif	%
3.8				
1	0.0050	0.0039	0.0011	1.27
2	0.0031	0.0069	-0.0038	0.45
3	0.0040	0.0050	-0.0010	0.80
4	0.0053	0.0044	0.0009	1.19
MEDIA=	0.0043	0.0051	-0.0007	0.93
DV.PAD=	0.0009	0.0011	0.0020	0.33
MAXIMO=	0.0053	0.0069	0.0011	1.27
MINIMO=	0.0031	0.0039	-0.0038	0.45

	Wmed	Wcalc	dif	%
3.8				
1	0.0050	0.0039	0.0011	1.27
3	0.0040	0.0050	-0.0010	0.80
4	0.0053	0.0044	0.0009	1.19
MEDIA=	0.0048	0.0044	0.0003	1.09
DV.PAD=	0.0005	0.0004	0.0009	0.21
MAXIMO=	0.0053	0.0050	0.0011	1.27
MINIMO=	0.0040	0.0039	-0.0010	0.80

TABELA VII.3.6

ESCEQ ETA= 21

	Wmed	Wcalc	dif	%
21				
1	0.0015	0.0003	0.0012	5.04
2	0.0008	0.0005	0.0003	1.57
3	0.0007	0.0011	-0.0003	0.70
4	0.0010	0.0008	0.0002	1.27
5	0.0008	0.0007	0.0001	1.14
6	0.0165	0.0048	0.0117	3.46
7	0.0019	0.0006	0.0013	2.95
8	0.0008	0.0010	-0.0001	0.87
MEDIA=	0.0030	0.0012	0.0018	2.12
DV.PAD=	0.0051	0.0014	0.0038	1.44
MAXIMO=	0.0165	0.0048	0.0117	5.04
MINIMO=	0.0007	0.0003	-0.0003	0.70

	Wmed	Wcalc	dif	%
21				
2	0.0008	0.0005	0.0003	1.57
3	0.0007	0.0011	-0.0003	0.70
4	0.0010	0.0008	0.0002	1.27
5	0.0008	0.0007	0.0001	1.14
8	0.0008	0.0010	-0.0001	0.87
MEDIA=	0.0008	0.0008	0.0000	1.1098
DV.PAD=	0.0001	0.0002	0.0002	0.3020
MAXIMO=	0.0010	0.0011	0.0003	1.5657
MINIMO=	0.0007	0.0005	-0.0003	0.7042

ESC6DE ETA= 21.2

	Wmed	Wcalc	dif	Z
21.2				
1	0.0025	0.0024	0.0002	1.06
2	0.0270	0.0016	0.0253	16.50
3	0.0046	0.0020	0.0025	2.24
4	0.0004	0.0022	-0.0019	0.16
5	0.0030	0.0043	-0.0012	0.71
6	0.0027	0.0009	0.0018	2.95
7	0.0006	0.0010	-0.0004	0.57
8	0.0008	0.0009	-0.0001	0.90
9	0.0022	0.0031	-0.0009	0.71
10	0.0005	0.0011	-0.0006	0.42
11	0.0029	0.0048	-0.0019	0.61
12	0.0017	0.0011	0.0006	1.55
13	0.0048	0.0020	0.0027	2.35
14	0.0033	0.0015	0.0019	2.26
15	0.0044	0.0022	0.0022	2.02
MEDIA=	0.0041	0.0021	0.0020	2.34
DV.PAD=	0.0063	0.0011	0.0064	3.87
MAXIMO=	0.0270	0.0048	0.0253	16.50
MINIMO=	0.0004	0.0009	-0.0019	0.16

	Wmed	Wcalc	dif	Z
21.2				
1	0.0025	0.0024	0.0002	1.06
2	0.0270	0.0016	0.0253	16.50
3	0.0046	0.0020	0.0025	2.24
4	0.0004	0.0022	-0.0019	0.16
5	0.0030	0.0043	-0.0012	0.71
6	0.0027	0.0009	0.0018	2.95
7	0.0006	0.0010	-0.0004	0.57
8	0.0008	0.0009	-0.0001	0.90
9	0.0022	0.0031	-0.0009	0.71
10	0.0005	0.0011	-0.0006	0.42
11	0.0029	0.0048	-0.0019	0.61
12	0.0017	0.0011	0.0006	1.55
13	0.0048	0.0020	0.0027	2.35
14	0.0033	0.0015	0.0019	2.26
15	0.0044	0.0022	0.0022	2.02
MEDIA=	0.0041	0.0021	0.0020	2.34
DV.PAD=	0.0063	0.0011	0.0064	3.87
MAXIMO=	0.0270	0.0048	0.0253	16.50
MINIMO=	0.0004	0.0009	-0.0019	0.16

TABELA VII.3.8

METBASFR ETA= 9.53

	Wmed	Wcalc	dif	%		Wmed	Wcalc	dif	%
9.53					9.53				
1	0.0203	0.0100	0.0104	2.04	2	0.0139	0.0091	0.0049	1.53
2	0.0139	0.0091	0.0049	1.53	3	0.0054	0.0062	-0.0008	0.87
3	0.0054	0.0062	-0.0008	0.87	4	0.0078	0.0074	0.0003	1.05
4	0.0078	0.0074	0.0003	1.05	5	0.0046	0.0064	-0.0018	0.72
5	0.0046	0.0064	-0.0018	0.72	6	0.0070	0.0061	0.0009	1.15
6	0.0070	0.0061	0.0009	1.15	7	0.0063	0.0097	-0.0034	0.65
7	0.0063	0.0097	-0.0034	0.65	8	0.0060	0.0109	-0.0049	0.55
8	0.0060	0.0109	-0.0049	0.55	9	0.0313	0.0185	0.0129	1.70
9	0.0313	0.0185	0.0129	1.70	10	0.0092	0.0080	0.0012	1.15
10	0.0092	0.0080	0.0012	1.15	11	0.0050	0.0066	-0.0016	0.75
11	0.0050	0.0066	-0.0016	0.75	12	0.0079	0.0040	0.0039	1.99
12	0.0079	0.0040	0.0039	1.99	13	0.0126	0.0070	0.0056	1.80
13	0.0126	0.0070	0.0056	1.80	14	0.0042	0.0040	0.0002	1.06
14	0.0042	0.0040	0.0002	1.06	15	0.0092	0.0082	0.0010	1.12
15	0.0092	0.0082	0.0010	1.12	16	0.0081	0.0088	-0.0007	0.92
16	0.0081	0.0088	-0.0007	0.92	17	0.0120	0.0112	0.0008	1.07
17	0.0120	0.0112	0.0008	1.07	18	0.0136	0.0098	0.0038	1.39
18	0.0136	0.0098	0.0038	1.39	19	0.0094	0.0071	0.0023	1.32
19	0.0094	0.0071	0.0023	1.32	20	0.0050	0.0061	-0.0011	0.81
20	0.0050	0.0061	-0.0011	0.81	22	0.0083	0.0095	-0.0011	0.88
21	0.0025	0.0078	-0.0053	0.32	23	0.0065	0.0069	-0.0005	0.93
22	0.0083	0.0095	-0.0011	0.88	24	0.0123	0.0075	0.0048	1.63
23	0.0065	0.0069	-0.0005	0.93					
24	0.0123	0.0075	0.0048	1.63					
					MEDIA=	0.0093	0.0081	0.0012	1.14
					DV.PAD=	0.0056	0.0029	0.0037	0.38
					MAXIMO=	0.0313	0.0185	0.0129	1.99
					MINIMO=	0.0042	0.0040	-0.0049	0.55
MEDIA=	0.0093	0.0081	0.0012	1.14					
DV.PAD=	0.0056	0.0029	0.0036	0.37					
MAXIMO=	0.0313	0.0185	0.0129	1.99					
MINIMO=	0.0042	0.0040	-0.0049	0.55					

PROGEN ETA= 5.1

	Wmed	Wcalc	dif	%
5.1				
1	0.0043	0.0058	-0.0015	0.74
2	0.0024	0.0010	0.0014	2.36
MEDIA=	0.0034	0.0034	-0.0001	1.55
DV.PAD=	0.0010	0.0024	0.0015	0.81
MAXIMO=	0.0043	0.0058	0.0014	2.36
MINIMO=	0.0024	0.0010	-0.0015	0.74

	Wmed	Wcalc	dif	%
5.1				
1	0.0043	0.0058	-0.0015	0.74
2	0.0024	0.0010	0.0014	2.36
MEDIA=	0.0034	0.0034	-0.0001	1.55
DV.PAD=	0.0010	0.0024	0.0015	0.81
MAXIMO=	0.0043	0.0058	0.0014	2.36
MINIMO=	0.0024	0.0010	-0.0015	0.74

TABELA VII.3.10

SCACGEN ETA= 4.2

	Wmed	Wcalc	dif	%		Wmed	Wcalc	dif	%
4.2					4.2				
1	0.0027	0.0026	0.0001	1.03	1	0.0027	0.0026	0.0001	1.03
2	0.0016	0.0020	-0.0004	0.79	2	0.0016	0.0020	-0.0004	0.79
3	0.0020	0.0038	-0.0018	0.53	3	0.0020	0.0038	-0.0018	0.53
4	0.0029	0.0044	-0.0015	0.66	4	0.0029	0.0044	-0.0015	0.66
5	0.0029	0.0069	-0.0040	0.42	6	0.0009	0.0007	0.0003	1.39
6	0.0009	0.0007	0.0003	1.39	7	0.0016	0.0012	0.0004	1.32
7	0.0016	0.0012	0.0004	1.32	8	0.0020	0.0023	-0.0003	0.89
8	0.0020	0.0023	-0.0003	0.89	9	0.0023	0.0031	-0.0007	0.76
9	0.0023	0.0031	-0.0007	0.76	10	0.0034	0.0026	0.0008	1.30
10	0.0034	0.0026	0.0008	1.30	11	0.0020	0.0018	0.0002	1.12
11	0.0020	0.0018	0.0002	1.12	12	0.0015	0.0016	-0.0001	0.93
12	0.0015	0.0016	-0.0001	0.93	13	0.0018	0.0031	-0.0013	0.59
13	0.0018	0.0031	-0.0013	0.59	14	0.0019	0.0015	0.0004	1.26
14	0.0019	0.0015	0.0004	1.26	16	0.0020	0.0018	0.0002	1.11
15	0.0014	0.0051	-0.0037	0.28	17	0.0025	0.0049	-0.0024	0.51
16	0.0020	0.0018	0.0002	1.11	18	0.0004	0.0005	-0.0001	0.72
17	0.0025	0.0049	-0.0024	0.51	19	0.0495	0.0312	0.0183	1.59
18	0.0004	0.0005	-0.0001	0.72	20	0.0026	0.0018	0.0008	1.43
19	0.0495	0.0312	0.0183	1.59	21	0.0116	0.0161	-0.0046	0.72
20	0.0026	0.0018	0.0008	1.43	22	0.0030	0.0057	-0.0027	0.53
21	0.0116	0.0161	-0.0046	0.72	23	0.0138	0.0100	0.0039	1.39
22	0.0030	0.0057	-0.0027	0.53	26	0.0146	0.0195	-0.0049	0.75
23	0.0138	0.0100	0.0039	1.39	27	0.0204	0.0205	-0.0002	0.99
24	0.0023	0.0005	0.0018	4.27	28	0.0215	0.0235	-0.0020	0.91
25	0.0271	0.0050	0.0221	5.44	29	0.0109	0.0142	-0.0033	0.77
26	0.0146	0.0195	-0.0049	0.75	30	0.0221	0.0215	0.0005	1.03
27	0.0204	0.0205	-0.0002	0.99	32	0.0257	0.0239	0.0017	1.07
28	0.0215	0.0235	-0.0020	0.91	33	0.0083	0.0091	-0.0008	0.91
29	0.0109	0.0142	-0.0033	0.77	34	0.0127	0.0139	-0.0012	0.91
30	0.0221	0.0215	0.0005	1.03	35	0.0106	0.0142	-0.0035	0.75
31	0.0132	0.0445	-0.0313	0.30	36	0.0076	0.0091	-0.0015	0.83
32	0.0257	0.0239	0.0017	1.07	37	0.0085	0.0101	-0.0016	0.84
33	0.0083	0.0091	-0.0008	0.91	38	0.0084	0.0125	-0.0041	0.67
34	0.0127	0.0139	-0.0012	0.91	39	0.0070	0.0104	-0.0034	0.67
35	0.0106	0.0142	-0.0035	0.75	40	0.0072	0.0082	-0.0010	0.87
36	0.0076	0.0091	-0.0015	0.83	43	0.0084	0.0139	-0.0056	0.60
37	0.0085	0.0101	-0.0016	0.84	44	0.0051	0.0048	0.0003	1.07
38	0.0084	0.0125	-0.0041	0.67	45	0.0037	0.0040	-0.0003	0.93
39	0.0070	0.0104	-0.0034	0.67					
40	0.0072	0.0082	-0.0010	0.87	MEDIA=	0.0083	0.0088	-0.0006	0.92
41	0.0028	0.0144	-0.0116	0.20	DV.PAD=	0.0094	0.0078	0.0036	0.27
42	0.0038	0.0144	-0.0106	0.27	MAXIMO=	0.0495	0.0312	0.0183	1.59
43	0.0084	0.0139	-0.0056	0.60	MINIMO=	0.0004	0.0005	-0.0005	0.51
44	0.0051	0.0048	0.0003	1.07					
45	0.0037	0.0040	-0.0003	0.93					
MEDIA=	0.0082	0.0095	-0.0013	1.03					
DV.PAD=	0.0093	0.0091	0.0070	0.89					
MAXIMO=	0.0495	0.0312	0.0183	1.59					
MINIMO=	0.0004	0.0005	-0.0005	0.27					

CPMGEN ETA= 5.24

	Wmed	Wcalc	dif	%		Wmed	Wcalc	dif	%
5.24					5.24				
1	0.0025	0.0025	0.0001	1.02	1	0.0025	0.0025	0.0001	1.02
2	0.0021	0.0021	0.0000	0.99	2	0.0021	0.0021	0.0000	0.99
3	0.0013	0.0019	-0.0007	0.66	3	0.0013	0.0019	-0.0007	0.66
4	0.0020	0.0021	-0.0001	0.97	4	0.0020	0.0021	-0.0001	0.97
5	0.0007	0.0019	-0.0011	0.39	6	0.0022	0.0035	-0.0013	0.64
6	0.0022	0.0035	-0.0013	0.64	7	0.0013	0.0018	-0.0005	0.71
7	0.0013	0.0018	-0.0005	0.71	9	0.0021	0.0023	-0.0002	0.91
8	0.0078	0.0038	0.0040	2.07	10	0.0088	0.0117	-0.0029	0.76
9	0.0021	0.0023	-0.0002	0.91	12	0.0095	0.0107	-0.0012	0.89
10	0.0088	0.0117	-0.0029	0.76	13	0.0042	0.0041	0.0001	1.02
11	0.0026	0.0094	-0.0068	0.28	14	0.0113	0.0106	0.0007	1.07
12	0.0095	0.0107	-0.0012	0.89	16	0.0052	0.0029	0.0024	1.82
13	0.0042	0.0041	0.0001	1.02	18	0.0072	0.0072	0.0000	1.00
14	0.0113	0.0106	0.0007	1.07	19	0.0055	0.0040	0.0016	1.39
15	0.0096	0.0030	0.0066	3.19	20	0.0035	0.0035	0.0001	1.02
16	0.0052	0.0029	0.0024	1.82	21	0.0026	0.0025	0.0001	1.04
17	0.0223	0.0070	0.0153	3.17	22	0.0144	0.0079	0.0065	1.82
18	0.0072	0.0072	0.0000	1.00	24	0.0022	0.0041	-0.0019	0.54
19	0.0055	0.0040	0.0016	1.39	25	0.0024	0.0025	-0.0001	0.98
20	0.0035	0.0035	0.0001	1.02	26	0.0049	0.0037	0.0012	1.33
21	0.0026	0.0025	0.0001	1.04	27	0.0026	0.0035	-0.0008	0.76
22	0.0144	0.0079	0.0065	1.82	30	0.0022	0.0024	-0.0002	0.91
23	0.0061	0.0122	-0.0061	0.50	31	0.0019	0.0026	-0.0007	0.74
24	0.0022	0.0041	-0.0019	0.54	32	0.0028	0.0029	-0.0001	0.97
25	0.0024	0.0025	-0.0001	0.98	36	0.0013	0.0018	-0.0005	0.72
26	0.0049	0.0037	0.0012	1.33	37	0.0023	0.0029	-0.0005	0.81
27	0.0026	0.0035	-0.0008	0.76	38	0.0016	0.0026	-0.0010	0.60
28	0.0019	0.0049	-0.0030	0.40	39	0.0027	0.0038	-0.0011	0.71
29	0.0015	0.0048	-0.0033	0.32	40	0.0021	0.0018	0.0003	1.19
30	0.0022	0.0024	-0.0002	0.91	41	0.0044	0.0049	-0.0005	0.89
31	0.0019	0.0026	-0.0007	0.74	42	0.0004	0.0003	0.0001	1.50
32	0.0028	0.0029	-0.0001	0.97	43	0.0001	0.0002	-0.0001	0.55
33	0.0017	0.0039	-0.0022	0.44	44	0.0001	0.0001	0.0000	0.86
34	0.0024	0.0047	-0.0023	0.50	45	0.0001	0.0001	0.0000	0.87
35	0.0005	0.0038	-0.0032	0.14	46	0.0002	0.0002	0.0000	1.07
36	0.0013	0.0018	-0.0005	0.72	48	0.0007	0.0005	0.0002	1.40
37	0.0023	0.0029	-0.0005	0.81	49	0.0007	0.0004	0.0003	1.81
38	0.0016	0.0026	-0.0010	0.60					
39	0.0027	0.0038	-0.0011	0.71	MEDIA=	0.0033	0.0033	0.0000	1.00
40	0.0021	0.0018	0.0003	1.19	DV.PAD=	0.0032	0.0029	0.0014	0.33
41	0.0044	0.0049	-0.0005	0.89	MAXIMO=	0.0144	0.0117	0.0065	1.82
42	0.0004	0.0003	0.0001	1.50	MINIMO=	0.0001	0.0001	-0.0029	0.54
43	0.0001	0.0002	-0.0001	0.55					
44	0.0001	0.0001	0.0000	0.86					
45	0.0001	0.0001	0.0000	0.87					
46	0.0002	0.0002	0.0000	1.07					
47	0.0002	0.0003	-0.0002	0.49					
48	0.0007	0.0005	0.0002	1.40					
49	0.0007	0.0004	0.0003	1.81					
MEDIA=	0.0037	0.0037	-0.0001	1.00					
DV.PAD=	0.0041	0.0030	0.0032	0.61					
MAXIMO=	0.0025	0.0025	0.0001	1.02					
MINIMO=	0.0001	0.0001	-0.0068	0.14					

TABELA VII.3.12

TABELA VII.3.13 - Resumo da predição de recalques através do método Proposto, com valores de η dados pela TABELA VI.2.2.13.

Estaca	Nº total de provas	Nº de provas dispersas	Wmed/Wcalc			
			sem expurgo		com expurgo	
			μ	σ	μ	σ
METÁLICA	14	2	2,04	3,43	1,15	0,35
PREMVIBR	15	4	1,51	1,05	1,08	0,43
PREMCENT	28	2	0,95	0,39	0,99	0,36
FRANKI	40	8	1,14	0,97	0,96	0,34
STRAUSS	23	8	2,42	3,38	1,11	0,51
INJETADA	4	1	0,93	0,33	1,09	0,21
ESCPEQ	8	3	2,12	1,44	1,11	0,30
ESCGDE	15	0	2,34	3,87	--	--
METBASFR	24	2	1,14	0,37	1,14	0,38
PRO	2	0	1,55	0,81	--	--
SCAC	45	7	1,03	0,89	0,92	0,27
CPM	49	12	1,00	0,61	1,00	0,33

TABELA VII.4.1 - Predição de recalques para as provas de carga do XII ICSMFE, através do método Aoki-Lopes com η para Randolph.

Nº Arquivo	η	Wmed(m)	Wcalc(m)	$\Delta l/Wcalc$	Wmed/Wcalc
1	1,8	0,01276	0,01080	0,99	1,18
2	1,8	0,02268	0,02265	1,00	1,00
3	1,8	0,00676	0,01643	0,50	0,41
4	2,3	0,00643	0,01233	0,33	0,52
5	2,3	0,00616	0,01010	0,62	0,61
6	1,2	0,00852	0,00404	0,97	2,10
7	1,2	0,00951	0,00459	0,98	2,07

TABELA VII.4.2 - Predição de recalques para as provas de carga do XII ICSMFE, através do método Aoki-Lopes com η Proposto.

Nº Arquivo	η	Wmed(m)	Wcalc(m)	$\Delta l/Wcalc$	Wmed/Wcalc
1	2,65	0,01276	0,01078	0,99	1,18
2	2,65	0,02268	0,00226	1,00	1,00
3	2,65	0,00676	0,01382	0,60	0,49
4	4,2	0,00643	0,00857	0,47	0,75
5	4,2	0,00616	0,00838	0,75	0,74
6	2,4	0,00852	0,00399	0,99	2,13
7	2,4	0,00951	0,00454	0,99	2,09

TABELA VII.4.3 - Predição de recalques para as provas de carga do XII ICSMFE, através do método de Randolph.

Nº Arquivo	η	Wmed(m)	Wcalc(m)	Wmed/Wcalc
1	1,8	0,01276	0,00994	1,28
2	1,8	0,02268	0,01696	1,34
3	1,8	0,00676	0,00537	1,26
4	2,3	0,00643	0,00520	1,24
5	2,3	0,00616	0,00693	0,89
6	1,2	0,00852	0,00872	0,98
7	1,2	0,00951	0,00966	0,98

TABELA VII.4.4 - Predição de recalques para as provas de carga do XII ICSMFE, através do método Proposto.

Nº Arquivo	η	Wmed(m)	Wcalc(m)	Wmed/Wcalc
1	2,65	0,01276	0,01288	0,99
2	2,65	0,02268	0,02196	1,03
3	2,65	0,00676	0,00850	0,80
4	4,2	0,00643	0,00601	1,07
5	4,2	0,00616	0,00706	0,87
6	2,42	0,00852	0,00852	1,00
7	2,42	0,00951	0,00936	1,02

TABELA VII.5.1

ρ	w_R (mm)	w_P (mm)	desvio (%)
0.5	8.895	9.376	5
0.6	7.826	7.948	2
0.7	7.002	6.991	-0.15
0.8	6.343	6.300	-0.7
0.9	5.804	5.772	-0.5
1.0	5.354	5.354	0
1.2	4.644	4.728	2
1.4	4.108	4.278	4
1.6	3.689	3.935	6.5
1.8	3.351	3.663	9
2.0	3.073	3.440	11
3.0	2.186	2.730	20
4.0	1.708	2.329	27

Recalques calculados para uma estaca padrão, em um perfil linearmente heterogêneo com ρ variando de 0.5 até 4, através da aproximação de Randolph (w_R) e através da solução exata (w_P). A percentagem de desvio entre w_R e w_P é dada na coluna 3, sendo os valores positivos contra a segurança.

Dados da estaca padrão e do perfil de solo:

$$E_p = 1.10^7 \text{ KPa}$$

$$r_o = 0.3 \text{ m}$$

$$l = 30 \text{ m}$$

$$\nu = 0.5$$

$$P_t = 1.10^3 \text{ KPa}$$

$$G(l) = 1.10^4 \text{ KPa}$$

TABELA VII.5.2

ρ	w_R (mm)	w_p (mm)	desvio (%)
0.5	15.004	20.060	25
0.6	13.418	15.538	14
0.7	12.153	13.068	7
0.8	11.119	11.484	3
0.9	10.257	10.364	1
1.0	9.525	9.518	0
1.2	8.350	8.300	-0.5
1.4	7.445	7.444	0.02
1.6	6.726	6.794	1
1.8	6.139	6.277	2.5
2.0	5.651	5.851	3.4
3.0	4.069	4.460	9
4.0	3.199	3.660	13

Recalques calculados para uma estaca padrão, em um perfil linearmente heterogêneo com ρ variando de 0.5 até 4, através da aproximação de Randolph (w_R) e através da solução exata (w_p). A percentagem de desvio entre w_R e w_p é dada na coluna 3, sendo os valores positivos contra a segurança.

Dados da estaca padrão e do perfil de solo:

$$E_p = 3.10^6 \text{ KPa}$$

$$r_o = 0.3 \text{ m}$$

$$l = 30 \text{ m}$$

$$\nu = 0.5$$

$$P_t = 1.10^3 \text{ KPa}$$

$$G(l) = 1.10^4 \text{ KPa}$$

TABELA VII.5.3 - Estudo da influência da variação do perfil do solo no valor do recalque, para uma estaca padrão submetida ao mesmo carregamento externo, em um mesmo tipo de solo.

Dados:

$$\begin{aligned}
 l &= 30 \text{ m} \\
 r_0 &= 0.3 \text{ m} \\
 \nu &= 0.4 \\
 K &= 480 \text{ KPa} \\
 \eta &= 2.42 \\
 P_t &= 2000 \text{ KN} \\
 G &= \eta \cdot K \cdot N_{\text{SPT}}
 \end{aligned}$$

sendo a variação de N_{SPT} dada pelos gráficos referentes à cada situação

Estaca	w_p (mm)	w_R (mm)	w_R / w_p	% dif
--------	------------	------------	-------------	-------

$$E_p = 2.5 \cdot 10^7 \text{ KPa}$$

1	9.244	9.166	0.99	1
2	12.929	11.327	0.88	12
3	10.723	8.814	0.82	18
4	8.038	8.376	1.04	-4
5	10.000	8.318	0.83	17
6	13.367	8.270	0.62	38

$$E_p = 1 \cdot 10^7 \text{ KPa}$$

1	15.095	13.458	0.89	11
2	15.200	11.400	0.75	25
3	17.841	12.985	0.73	27
4	10.869	11.688	1.08	-7
5	14.166	11.622	0.82	18
6	16.133	10.198	0.63	37

FIGURAS E GRÁFICOS

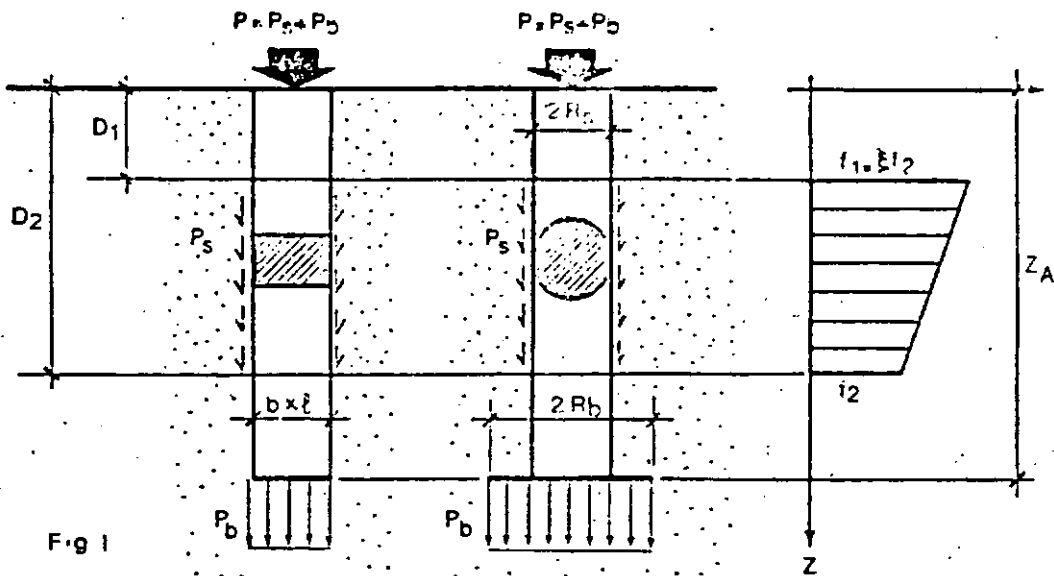


Fig 1

FIGURA II.3.1

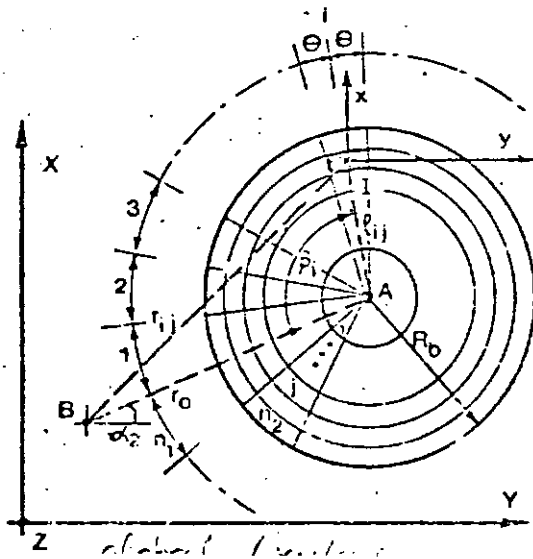


FIGURA II.2.3

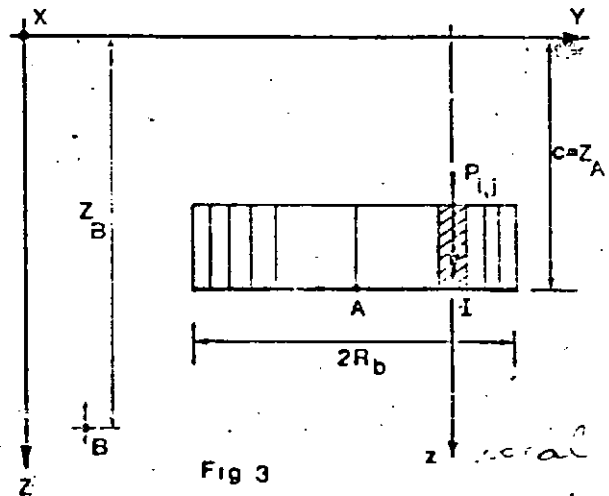


Fig 3

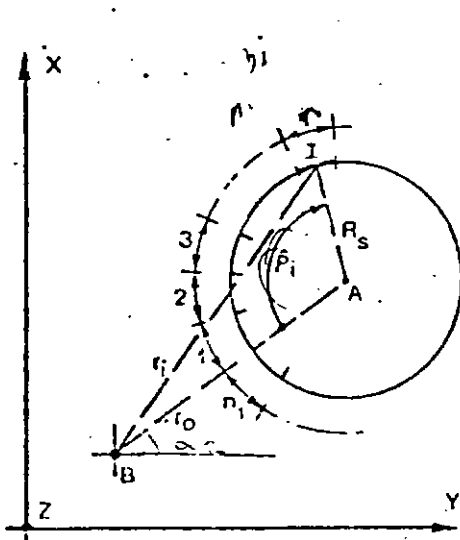


FIGURA II.3.3

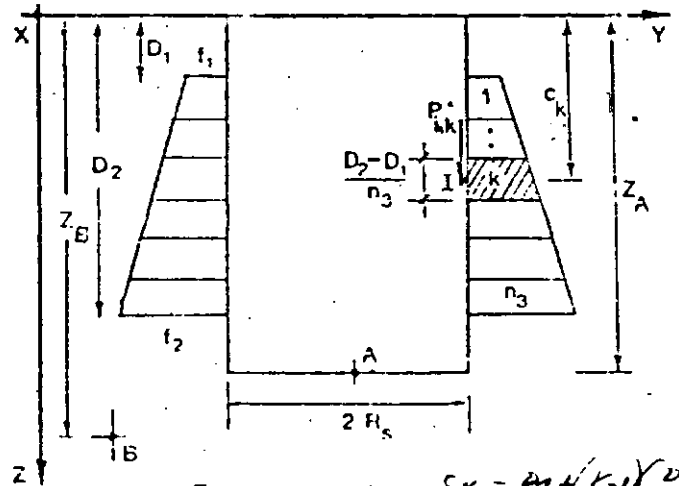
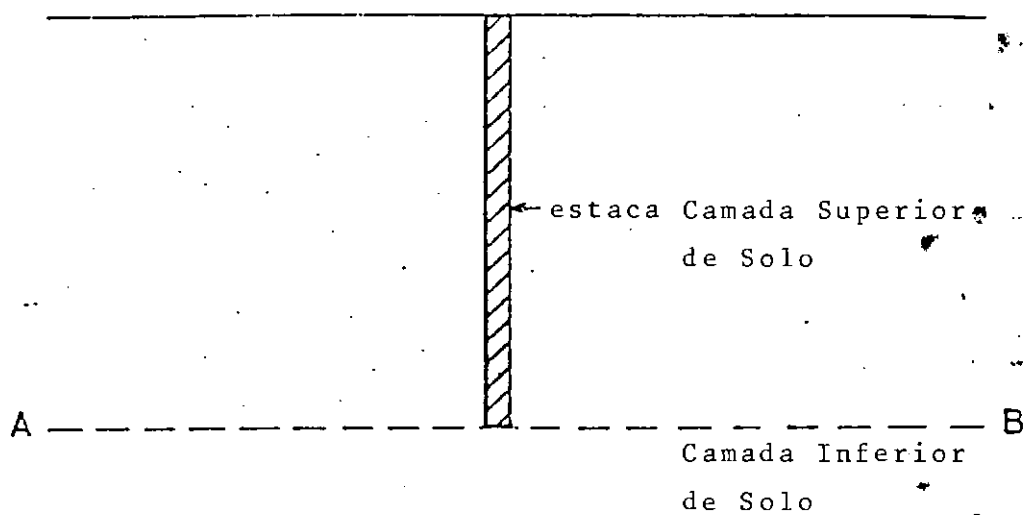
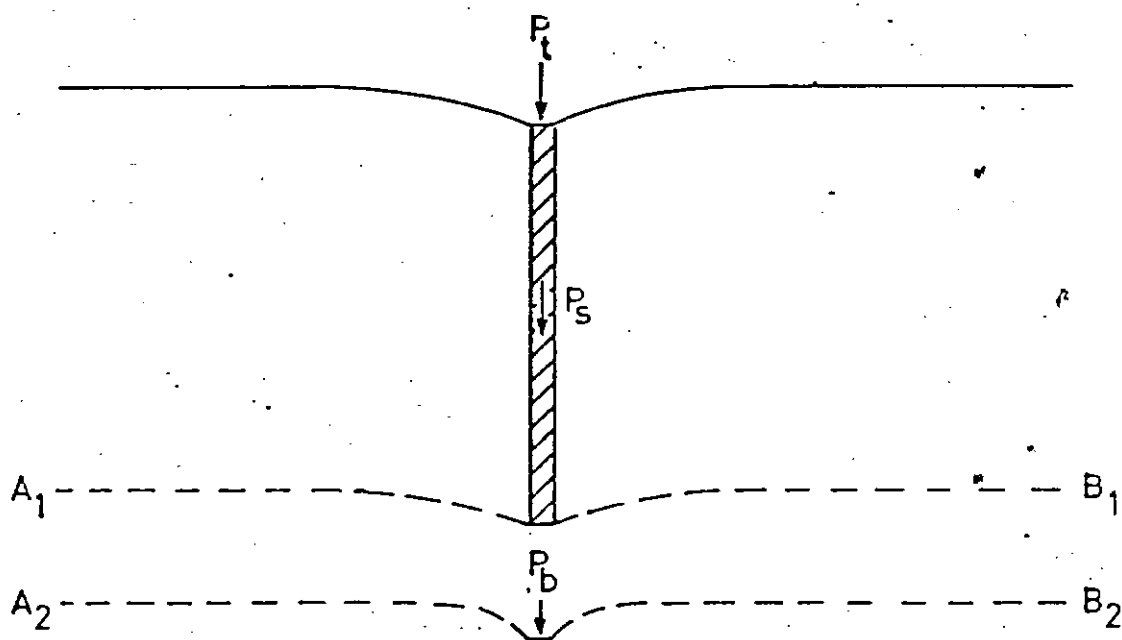


Fig 4

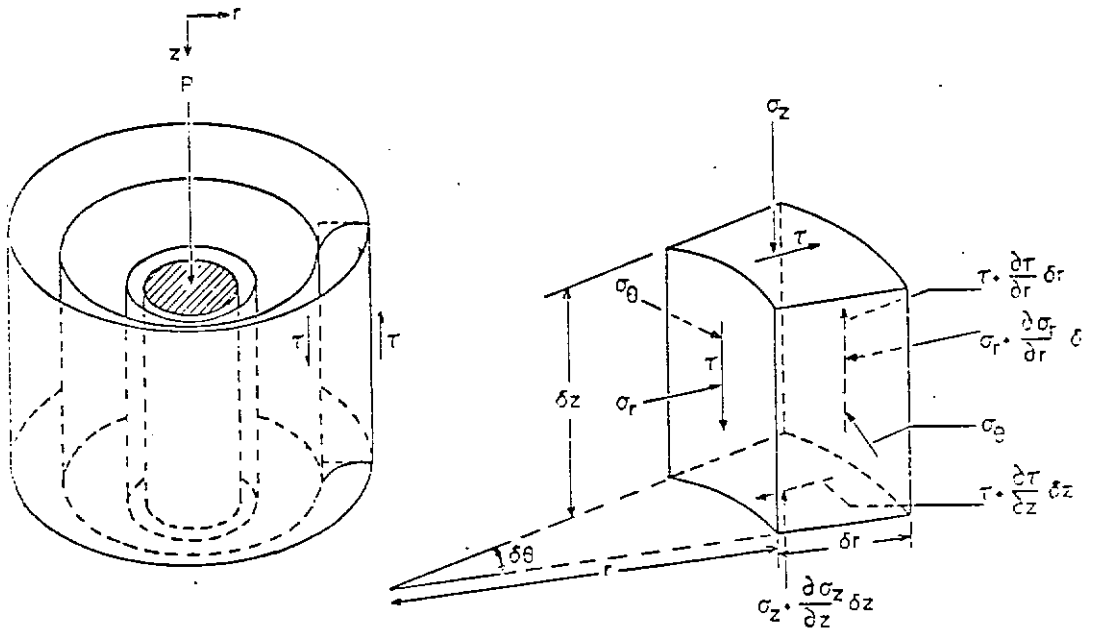
$$c_k = \frac{D_2 - D_1}{n_3} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{D_2 - D_1}{n_3}$$



(a) Camadas de Solo Superior e Inferior

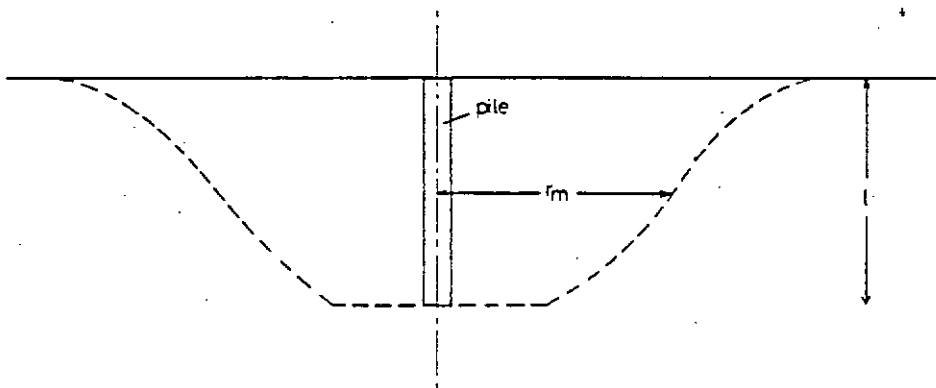


(b) Padrões de Deformação Separados das Camadas Superior e Inferior



(a) Modo de Deformação da Região do Fuste

(b) Tensões num Elemento de Solo



Variação do Raio de Influência

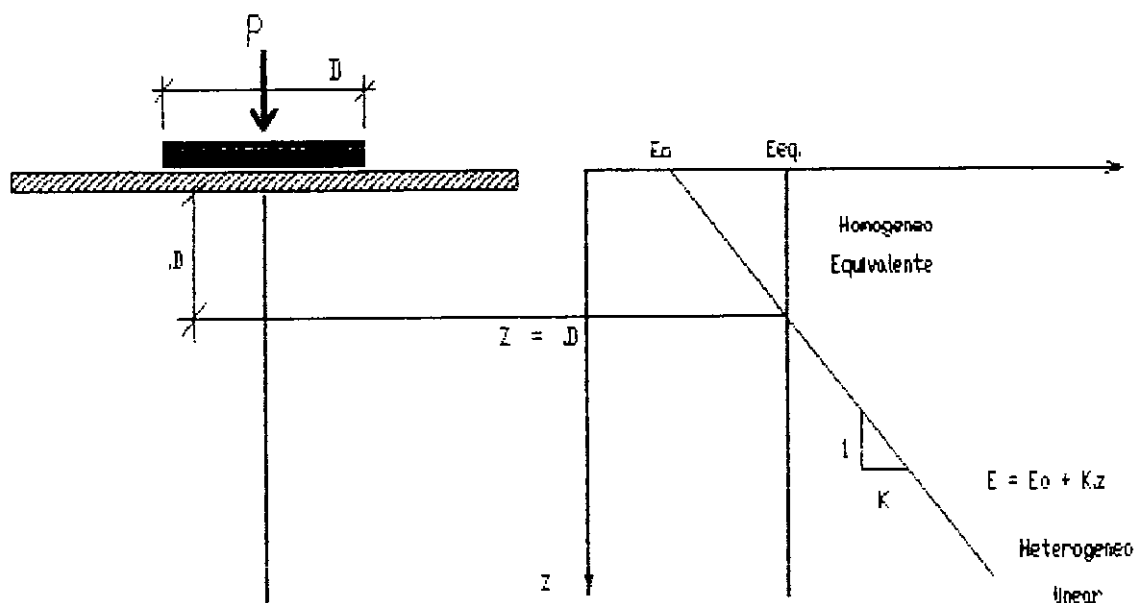


FIGURA IV.3.1 - Definição do Centro de Recalque

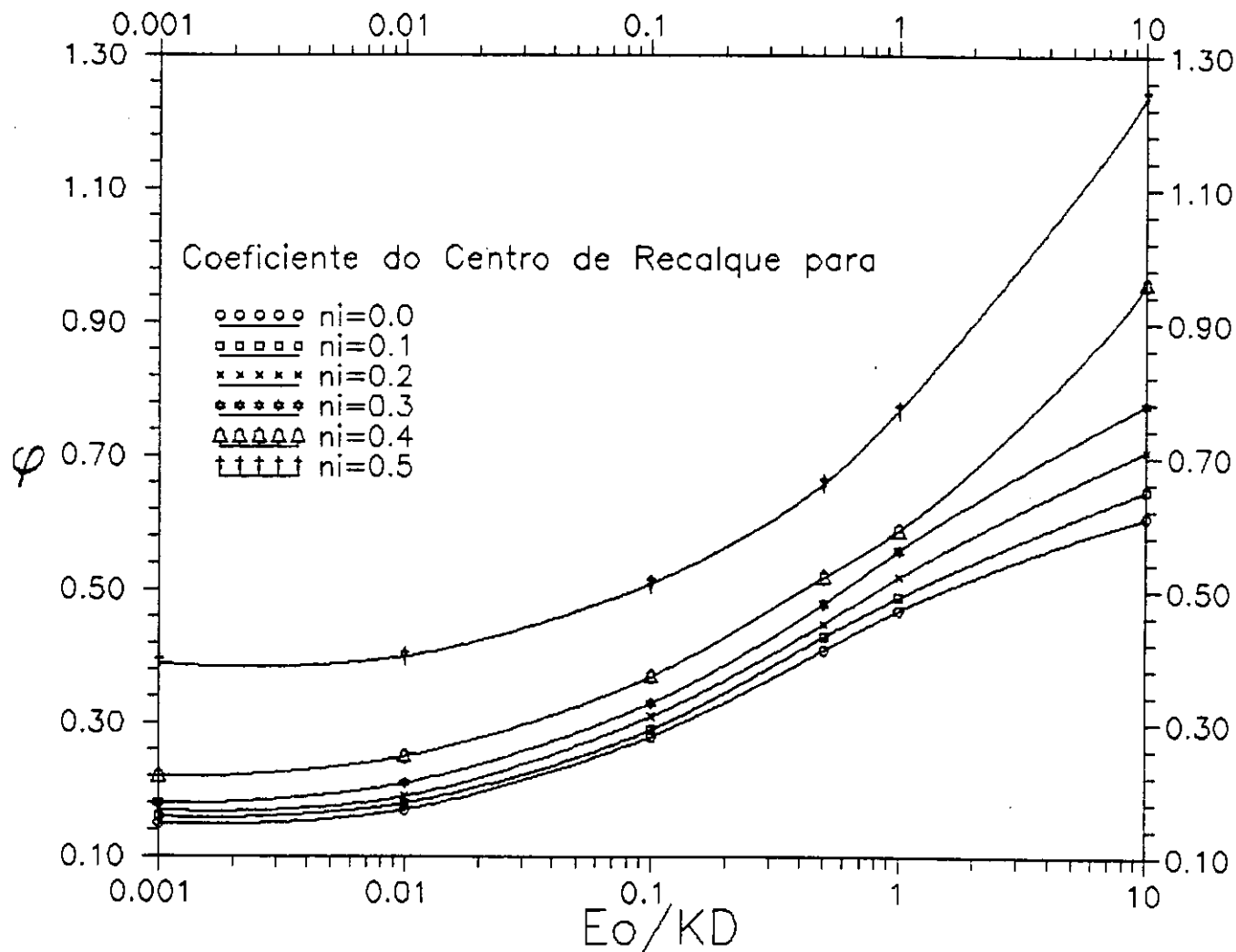


GRÁFICO IV.3.4.1 - Valores do Coeficiente do Centro de Recalque

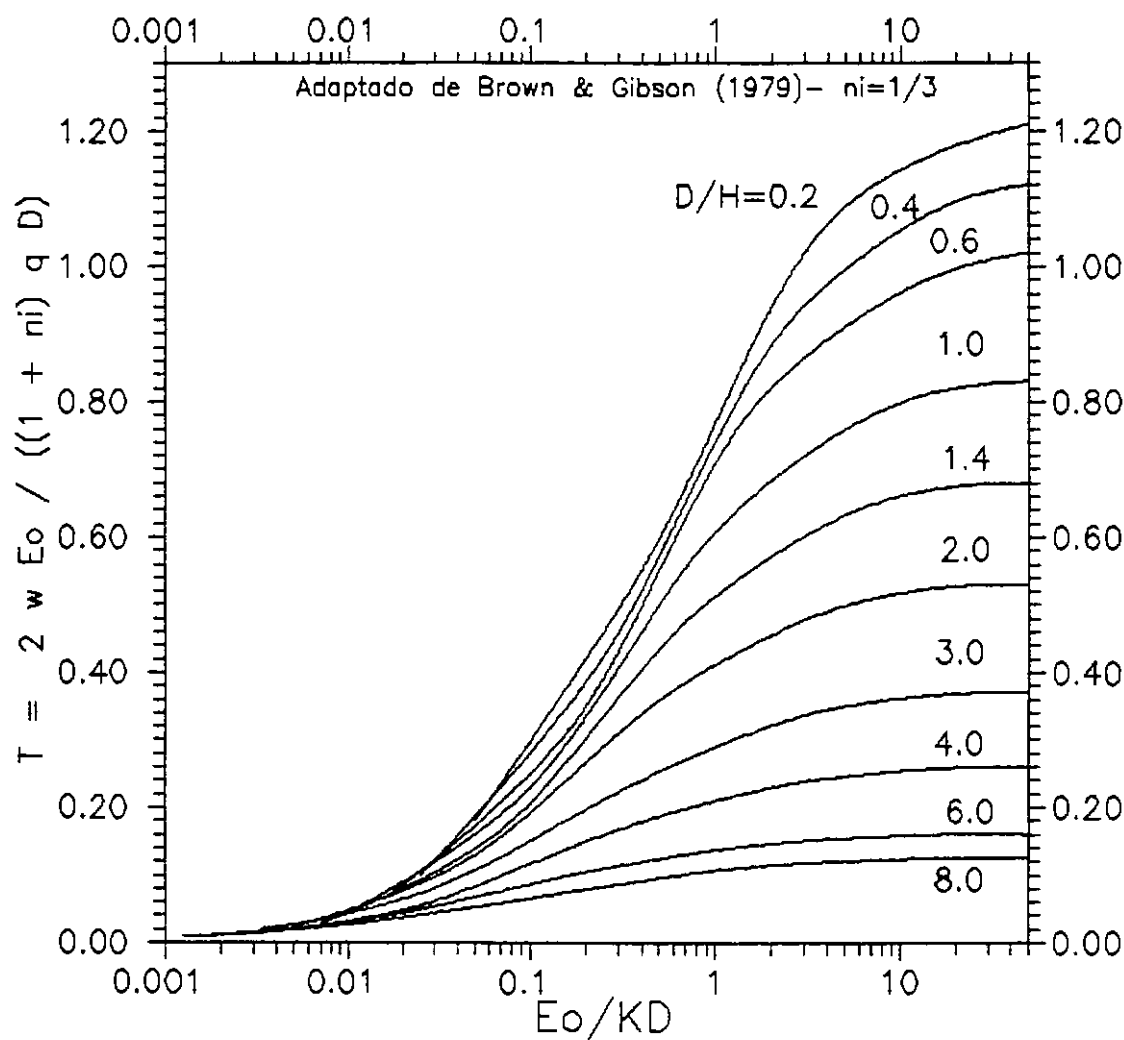


GRÁFICO IV.3.5.1 - Valores do Fator de Influência T

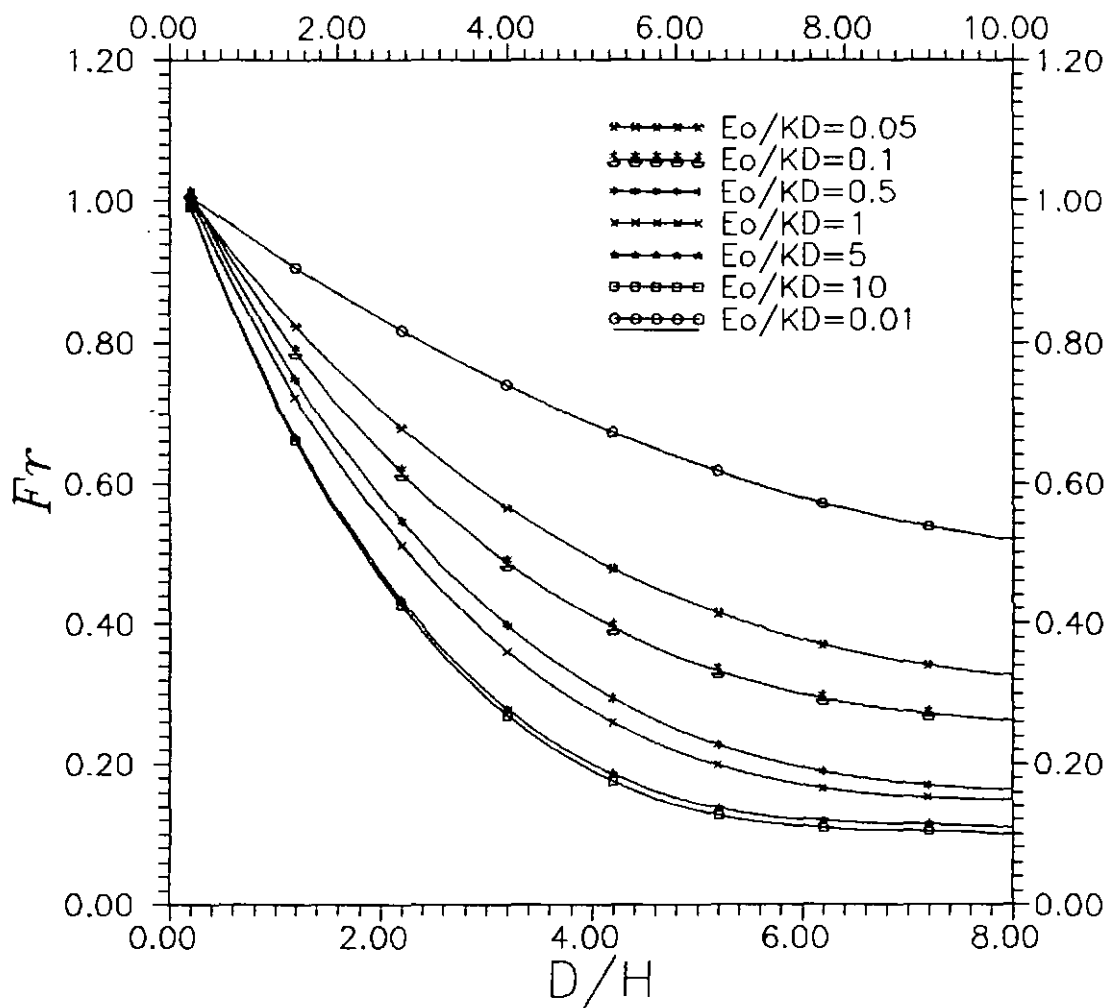


GRÁFICO IV.3.5.2

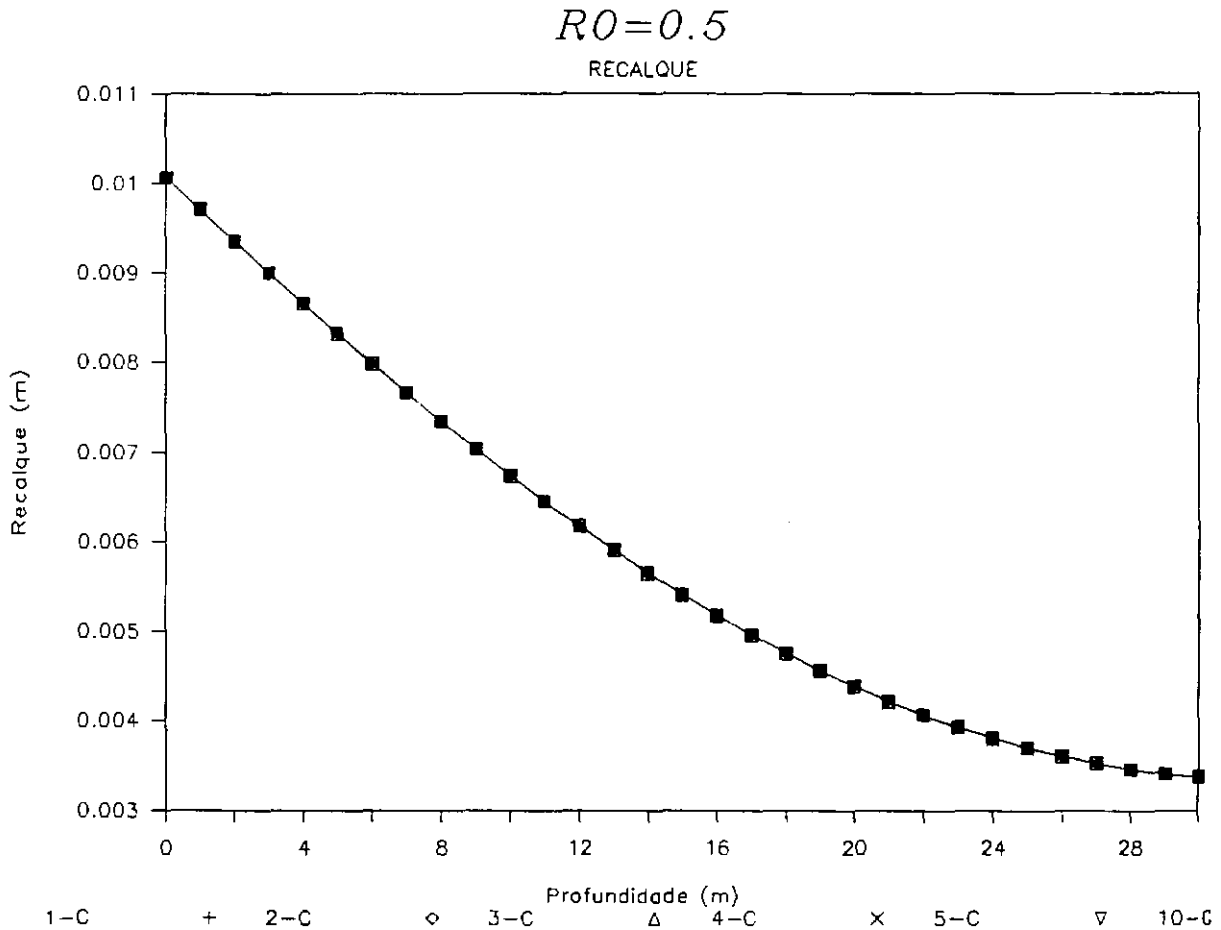


GRÁFICO V.5.3 - Generalização do Número de Camadas no Método Proposto

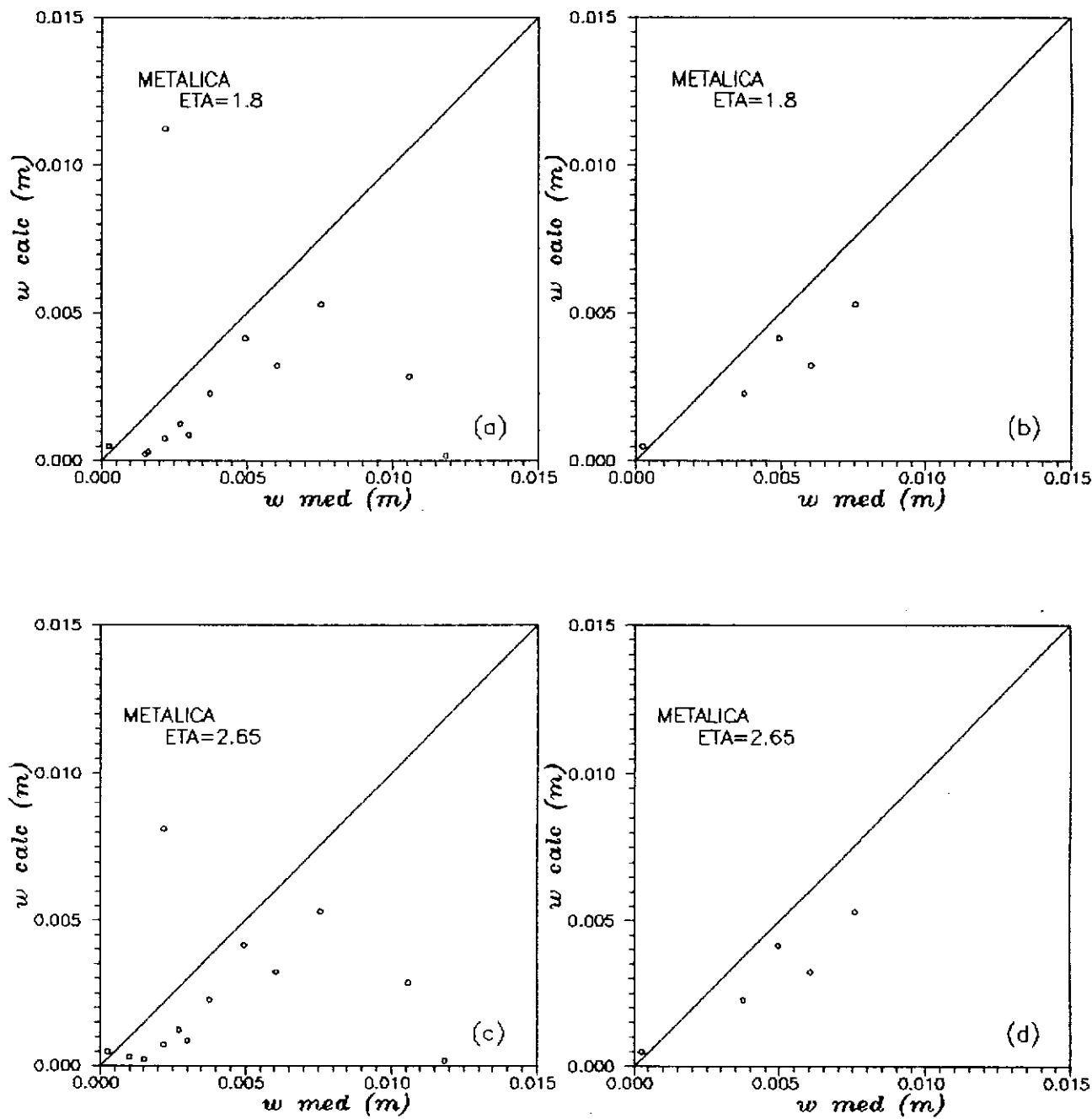


FIGURA VII.1.1 - Estaca METÁLICA. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

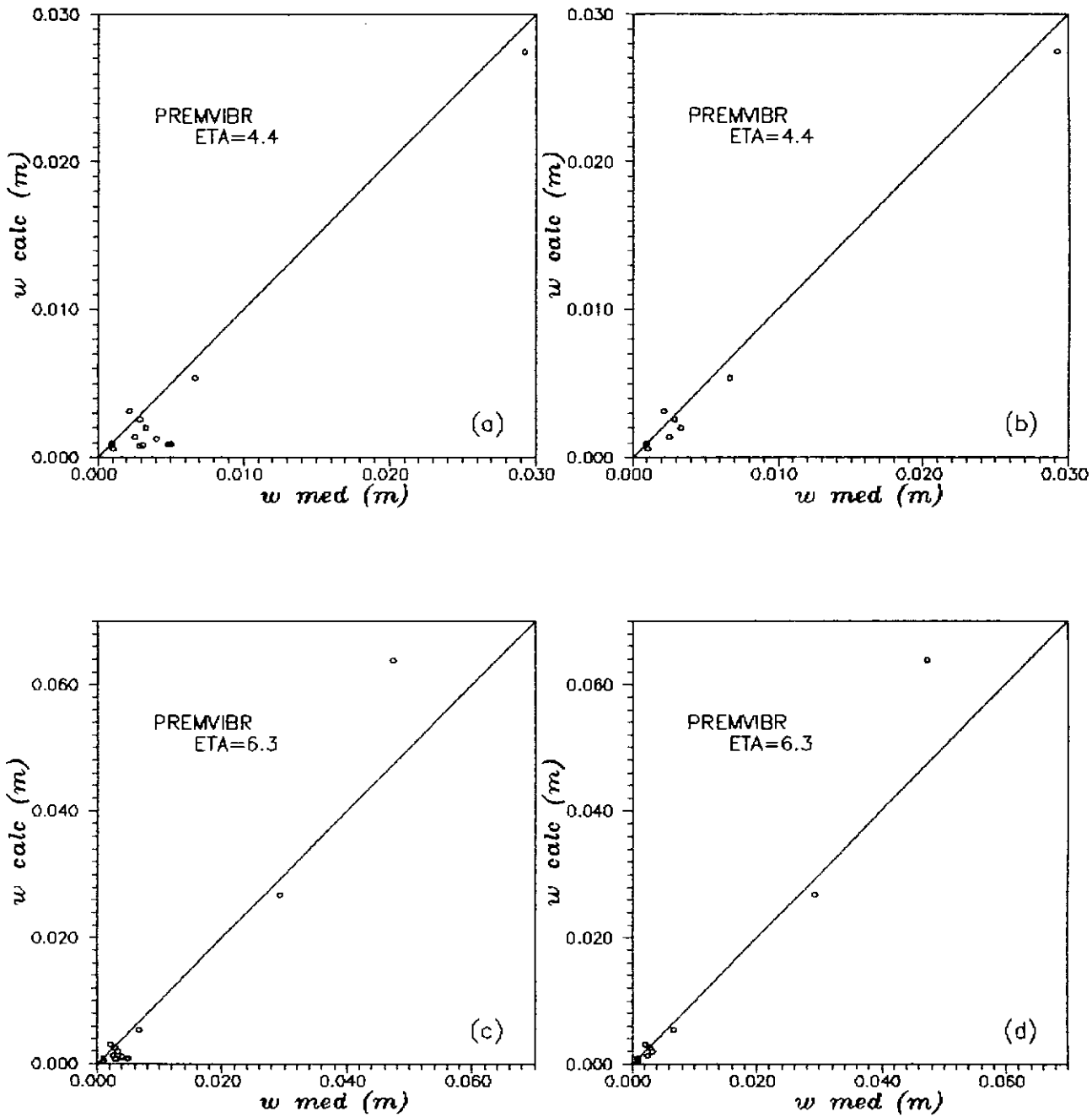


FIGURA VII.1.2 - Estaca PREMIVIBR. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

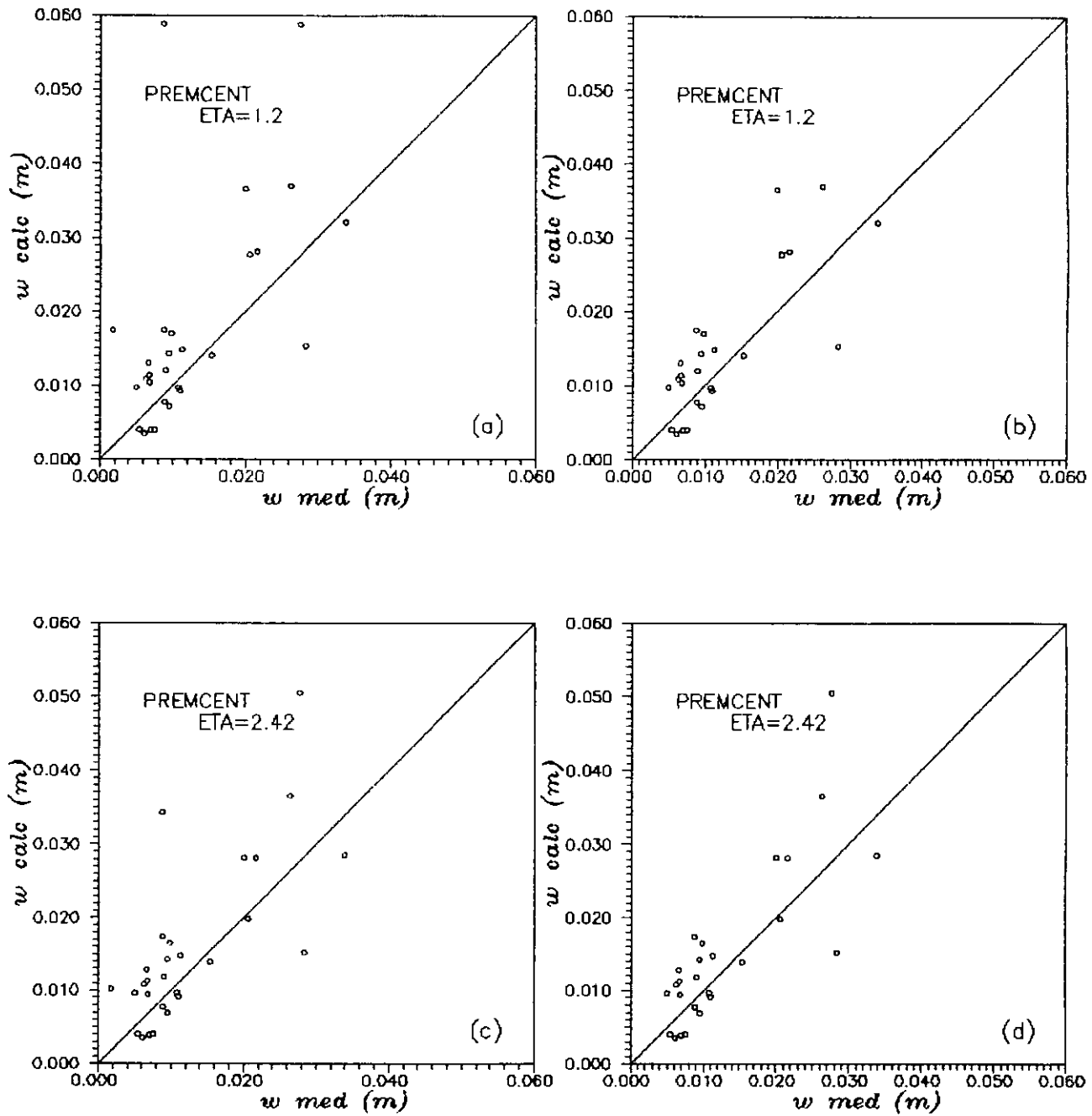


FIGURA VII.1.3 - Estaca PREMCENT. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

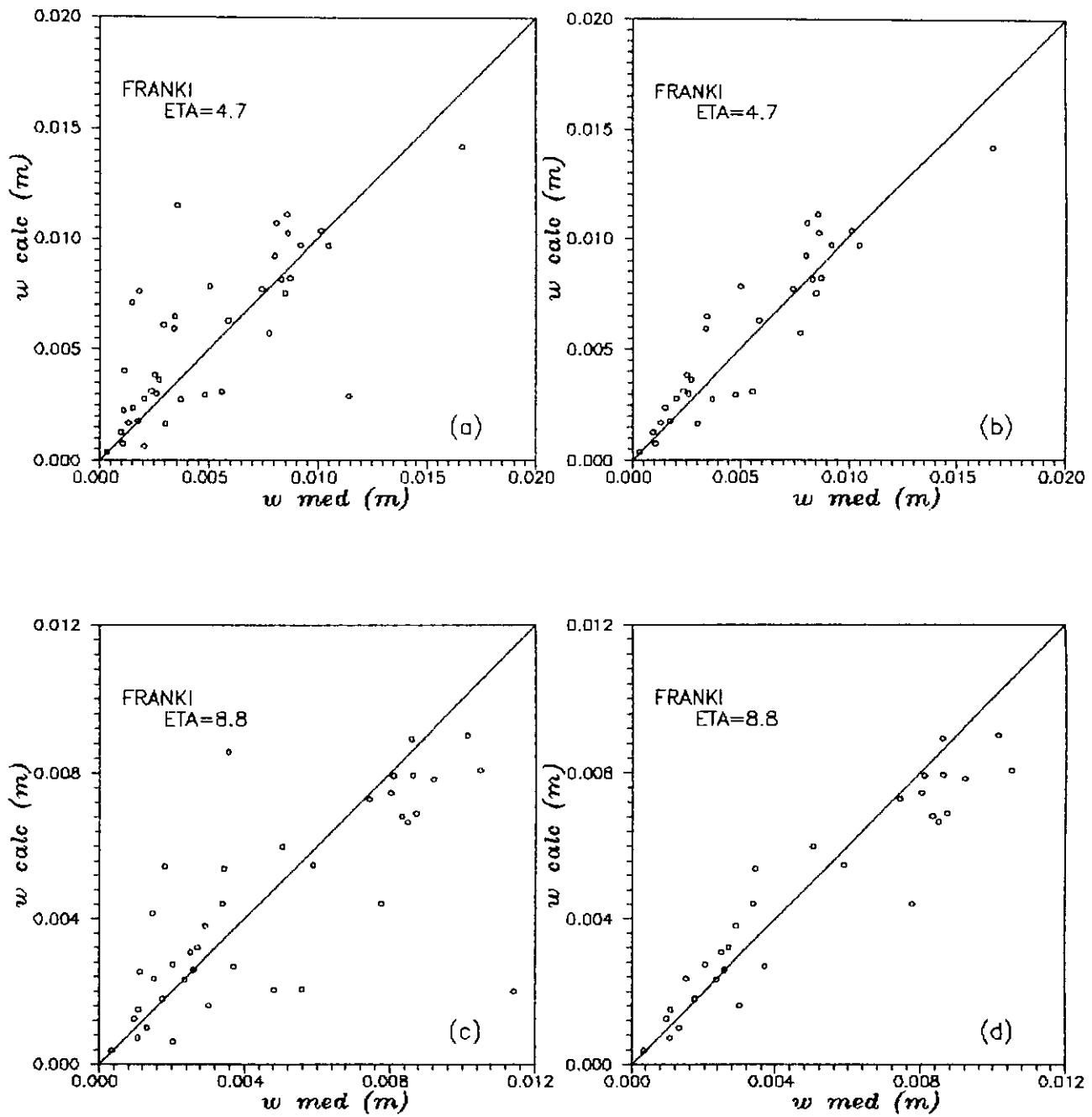


FIGURA VII.1.4 - Estaca FRANKI. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

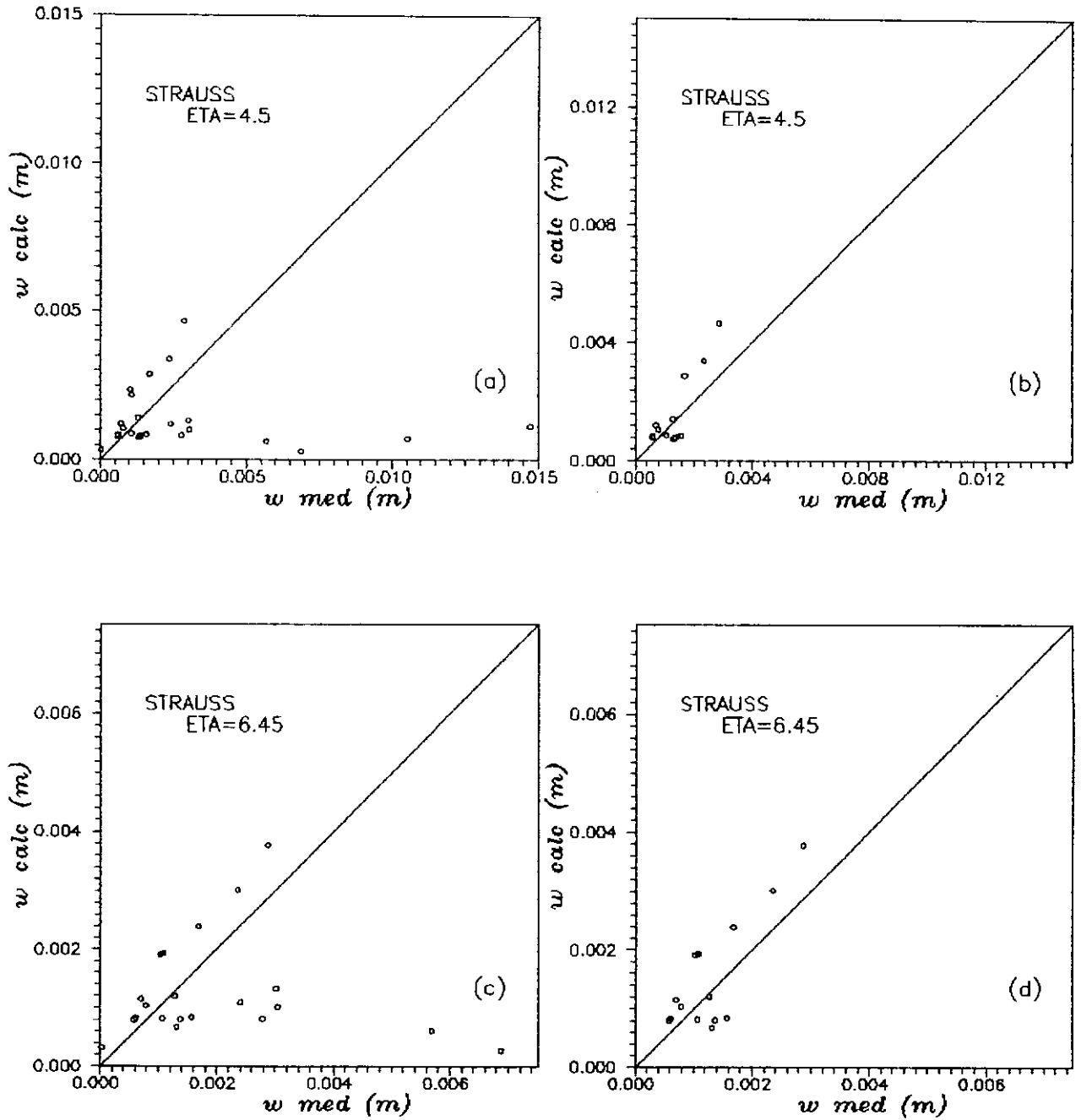


FIGURA VII.1.5 - Estaca STRAUSS. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

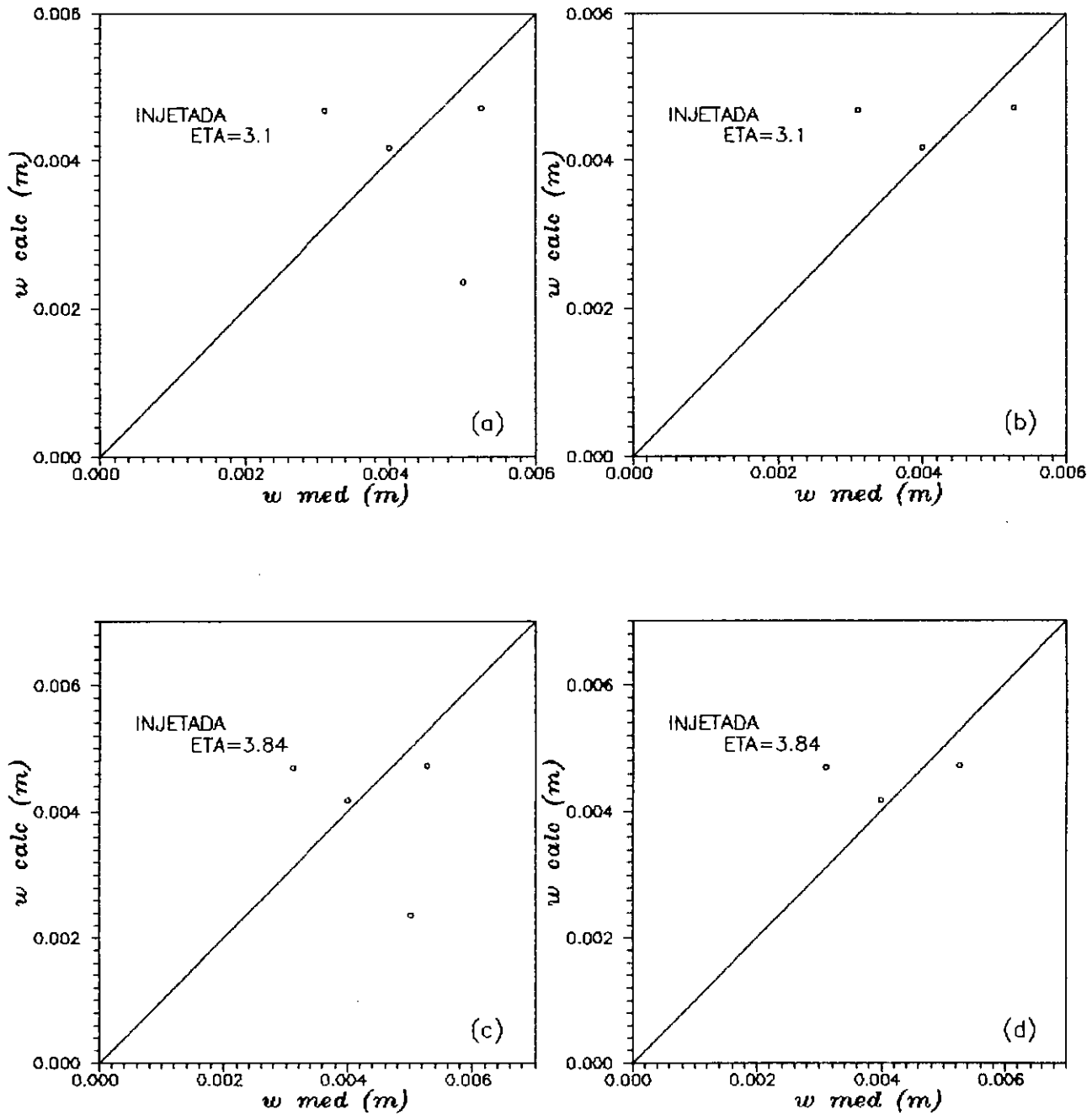


FIGURA VII.1.6 - Estaca INJETADA. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

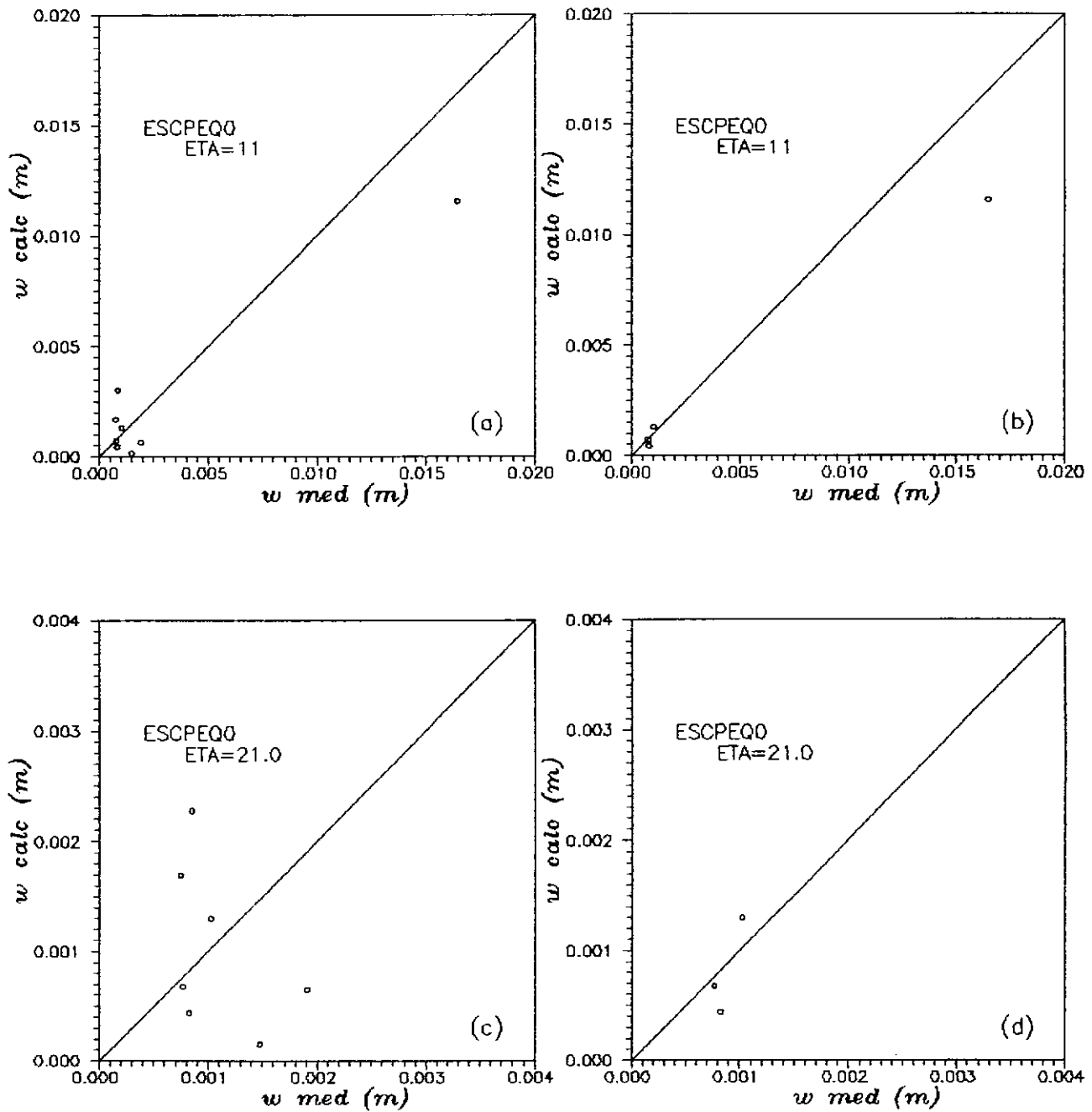


FIGURA VII.1.7 - Estaca ESCPEQ. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

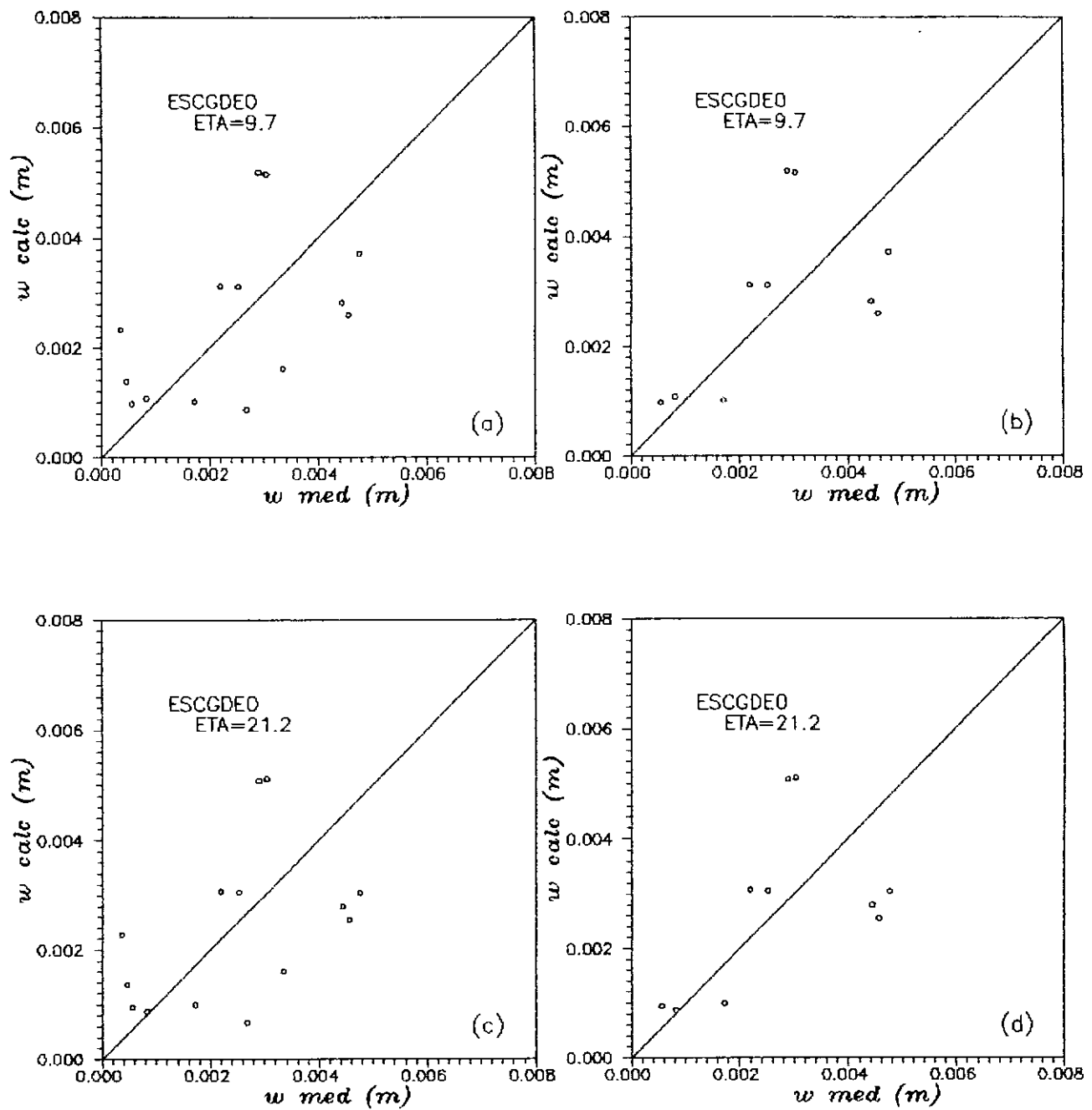


FIGURA VII.1.8 - Estaca ESCGDE. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

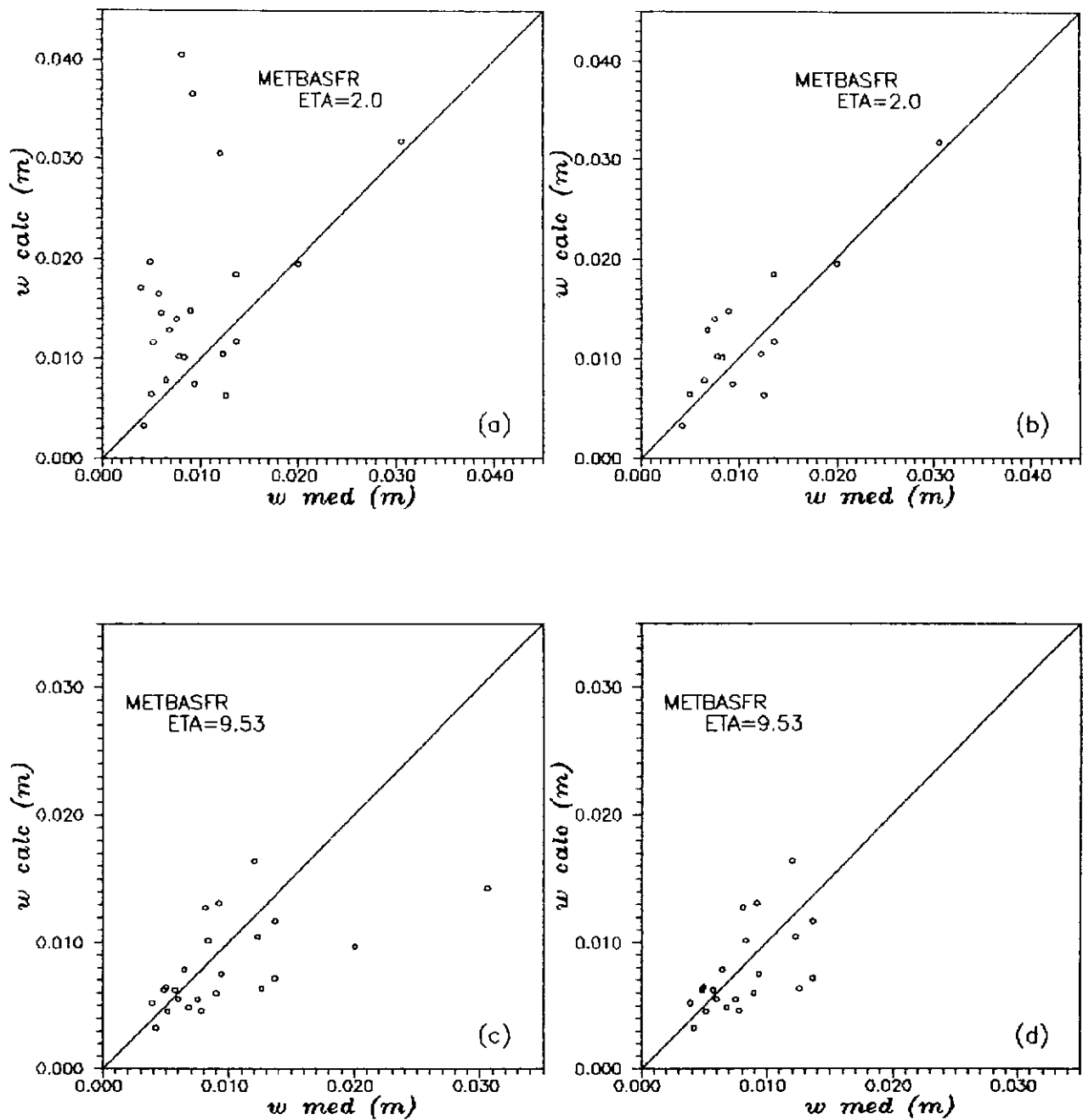


FIGURA VII.1.9 - Estaca METBASFR. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

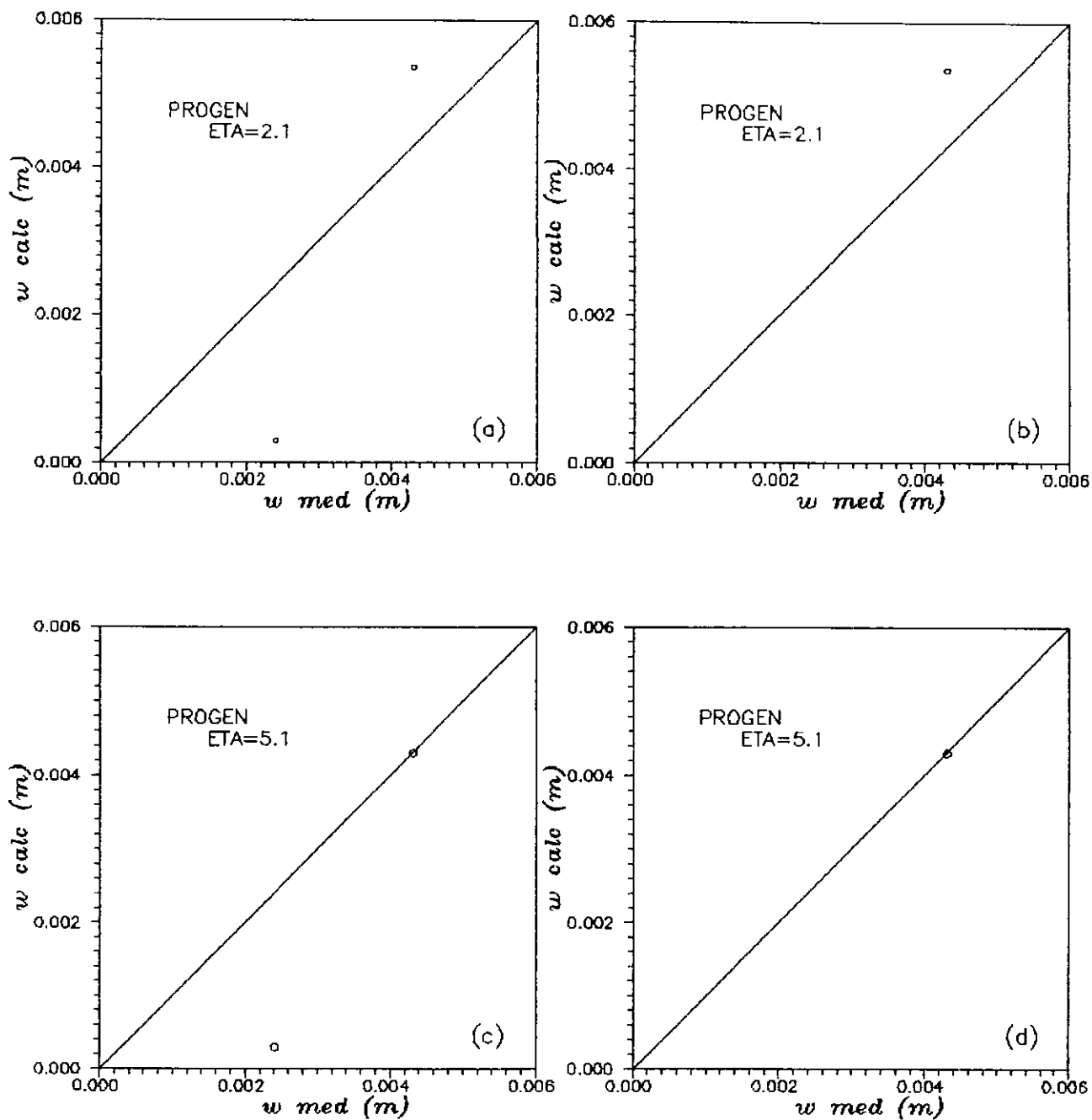


FIGURA VII.1.10 - Estaca PRO. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

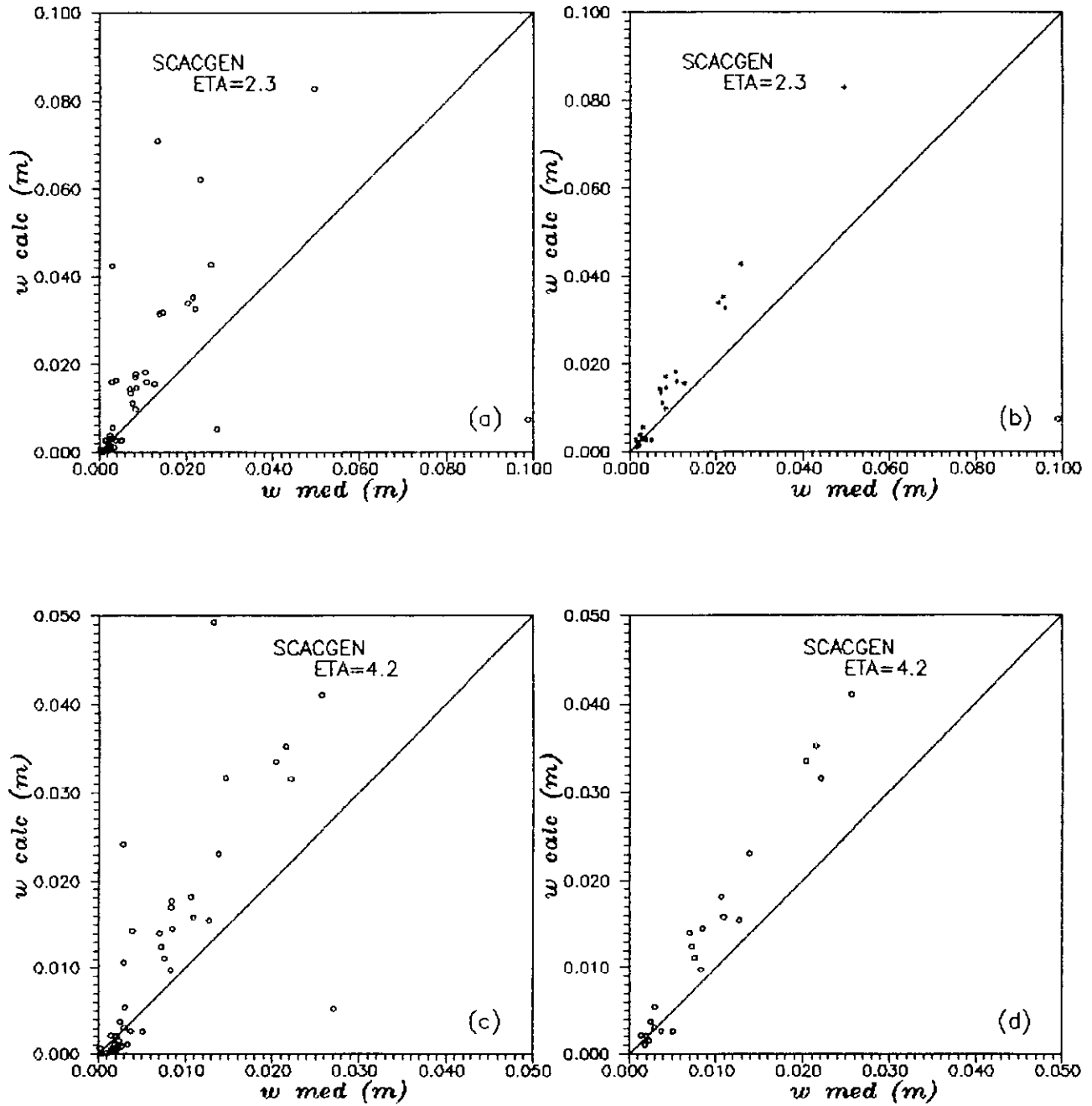


FIGURA VII.1.11 - Estaca SCAC. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

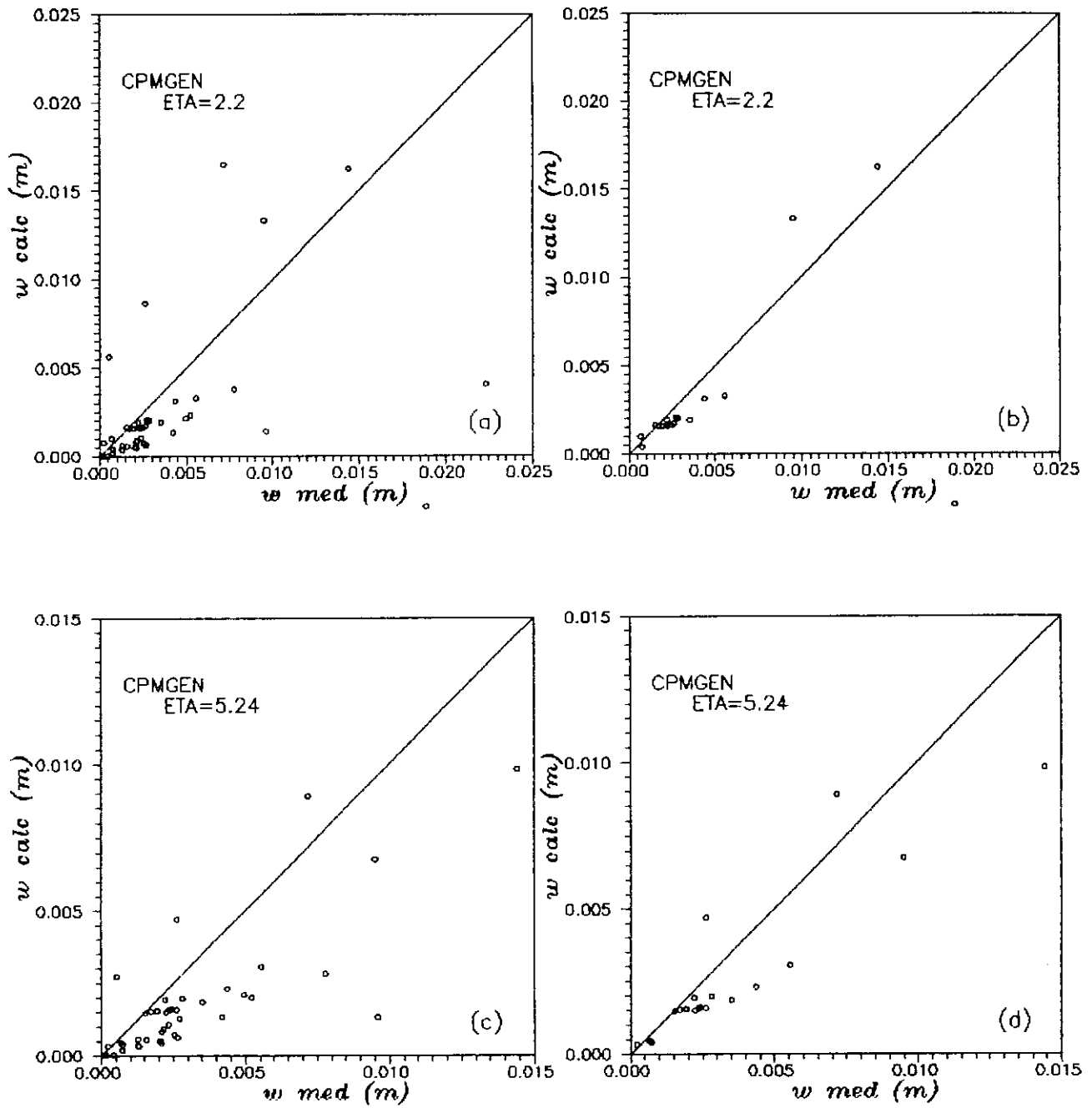


FIGURA VII.1.12 - Estaca CPM. Método Aoki - Lopes. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados; (a) e (b) com η Randolph, (c) e (d) com η Proposto, e (b) e (d) sem os valores expurgados.

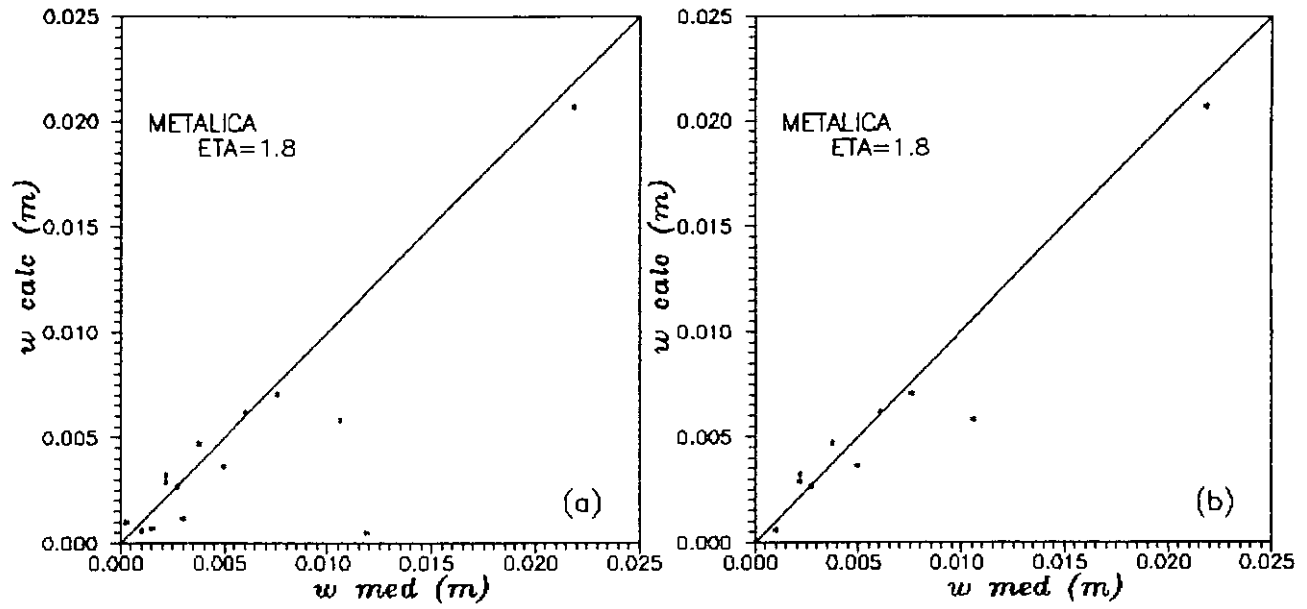


FIGURA VII.2.1 - Estaca METÁLICA. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

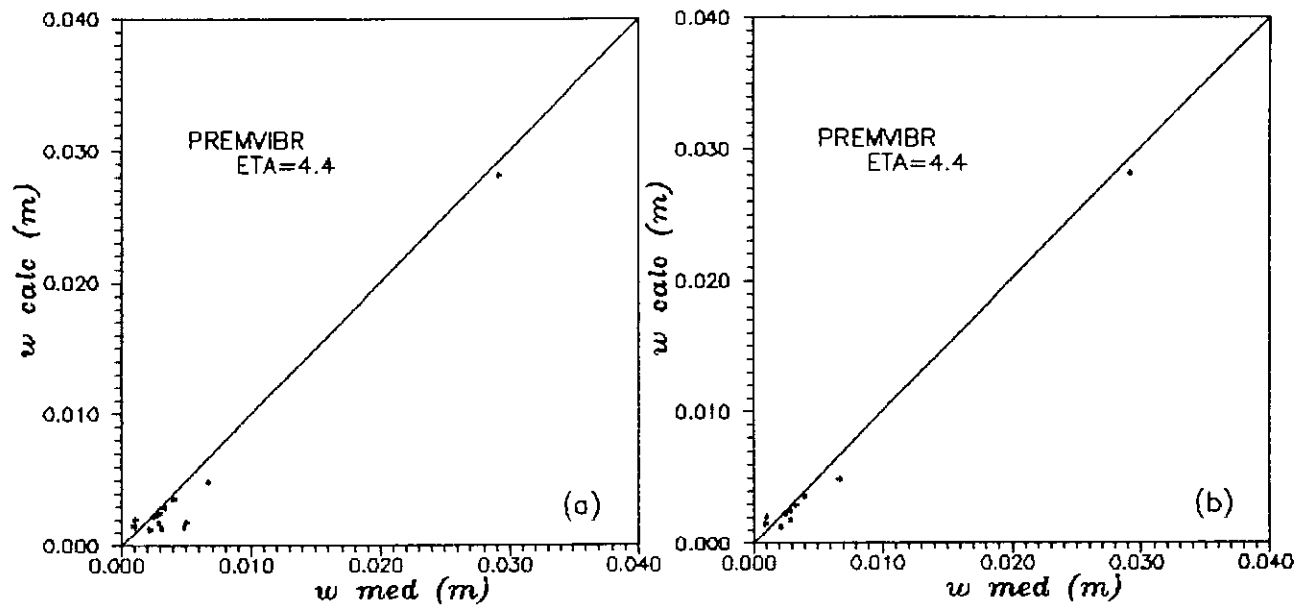


FIGURA VII.2.2 - Estaca PREMIVIBR. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

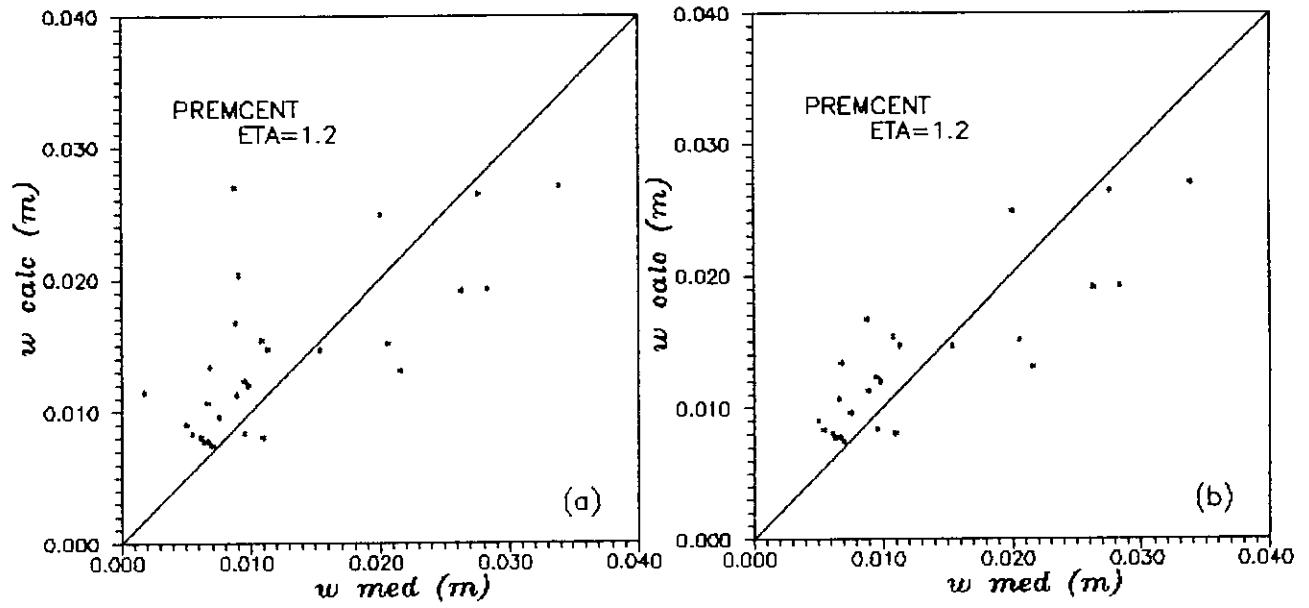


FIGURA VII.2.3 - Estaca PREMCENT. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

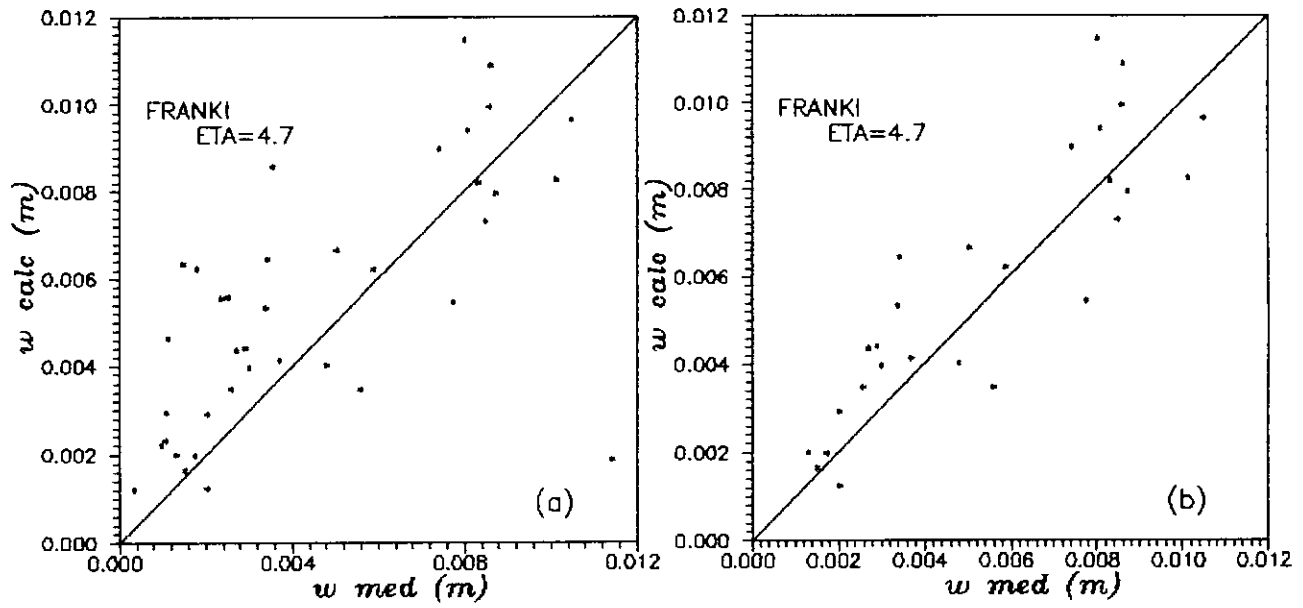


FIGURA VII.2.4 - Estaca FRANKI. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

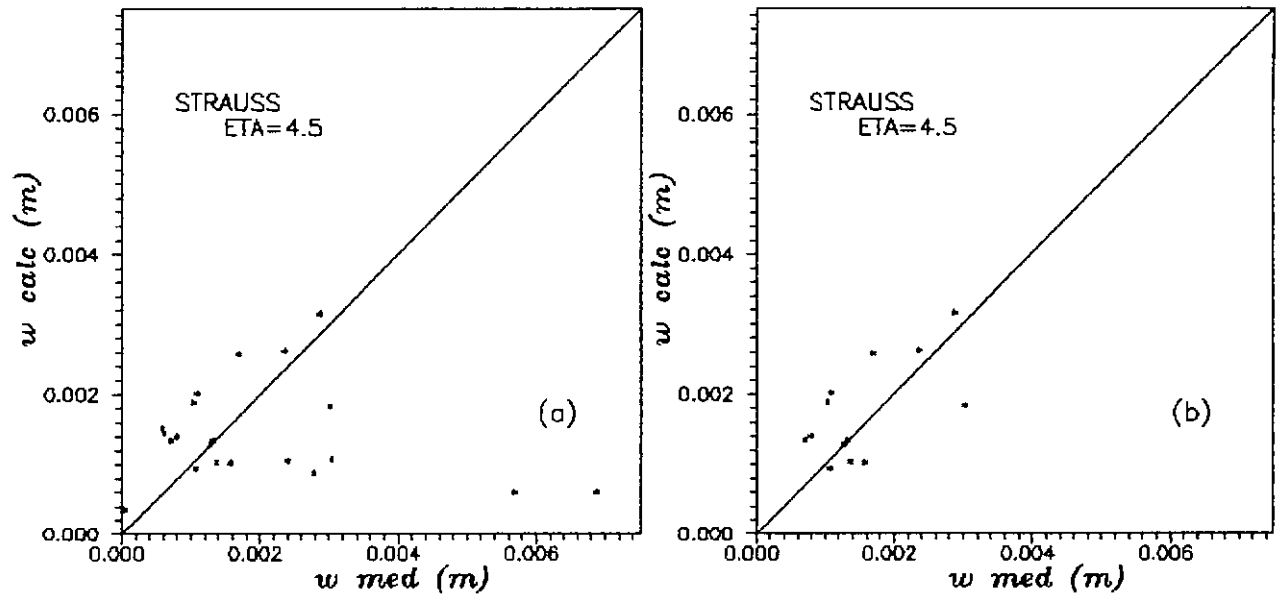


FIGURA VII.2.5 - Estaca STRAUSS. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

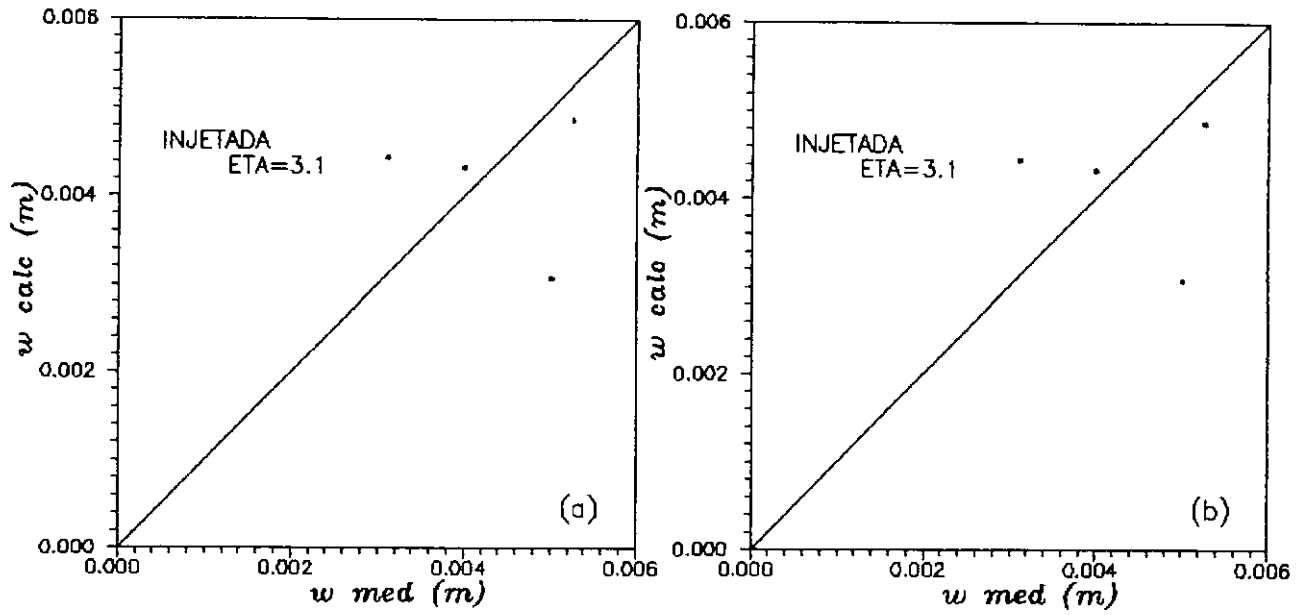


FIGURA VII.2.6 - Estaca INJETADA. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

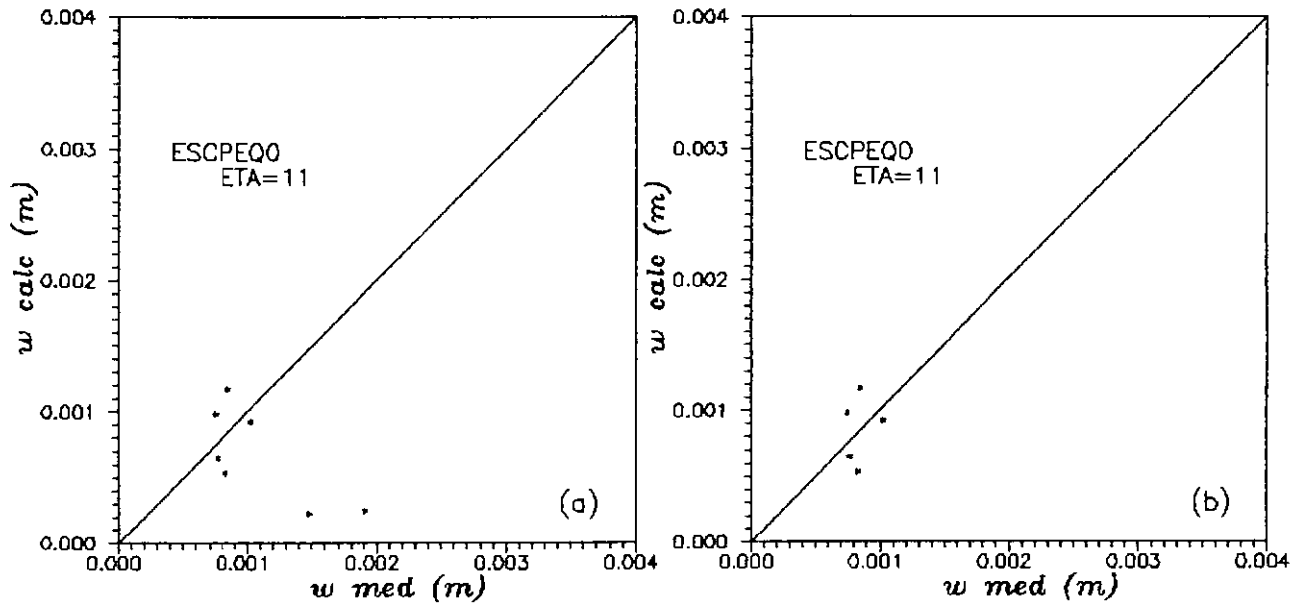


FIGURA VII.2.7 - Estaca ESCPEQ. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

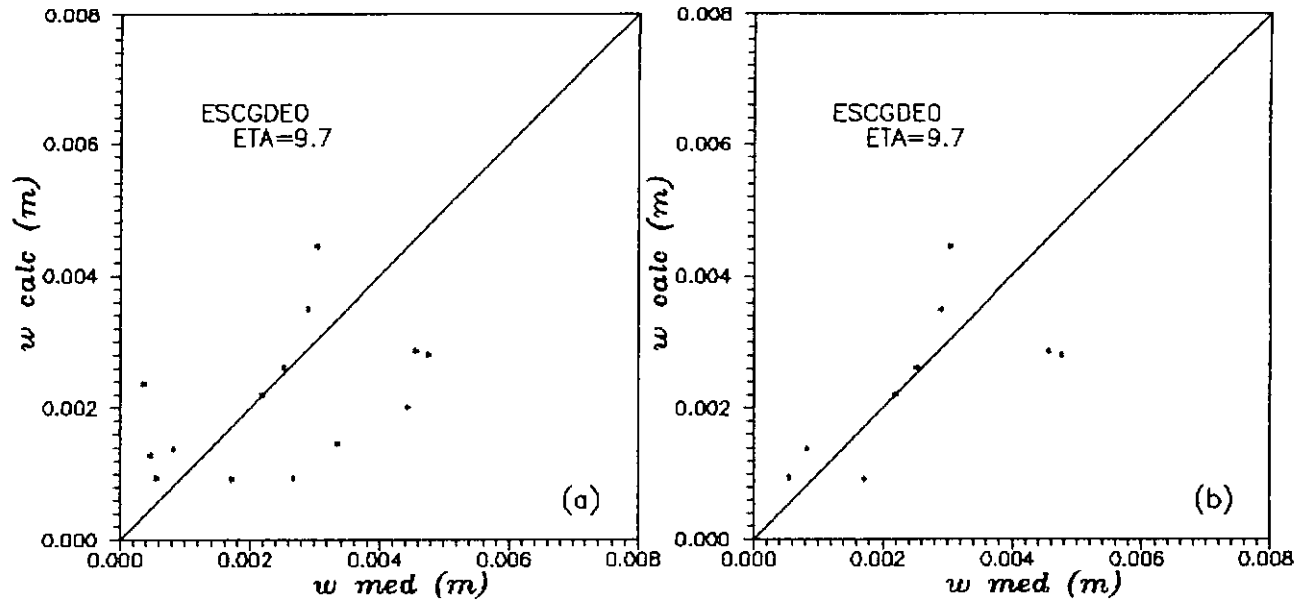


FIGURA VII.2.8 - Estaca ESCGDE. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

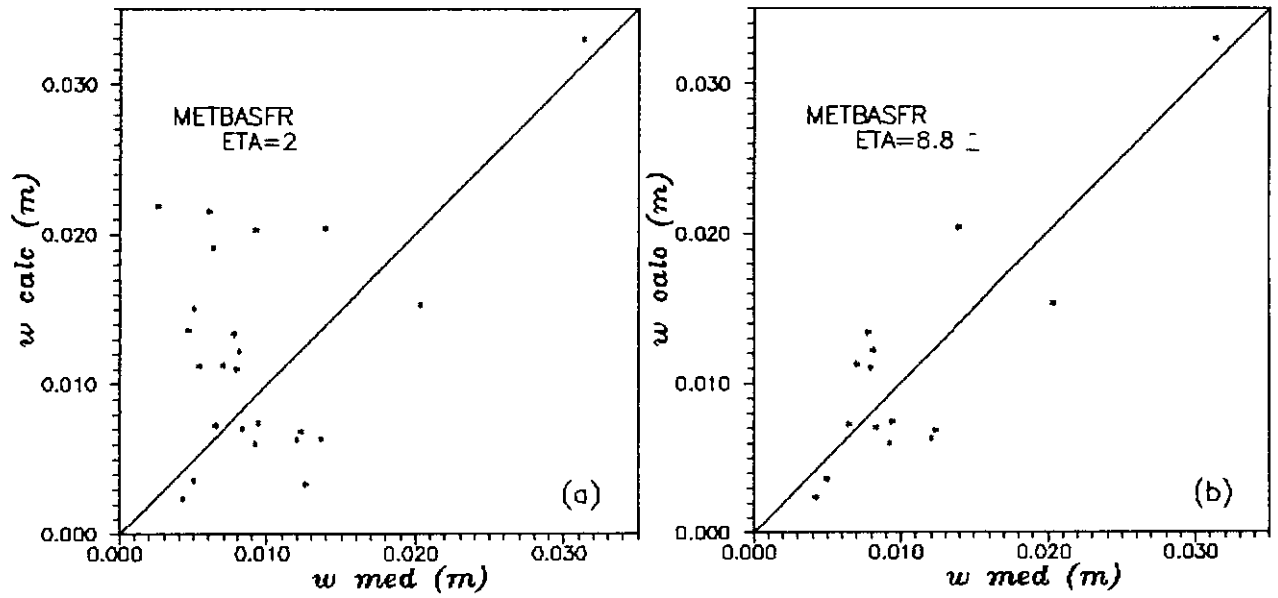


FIGURA VII.2.9 - Estaca METBASFR. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

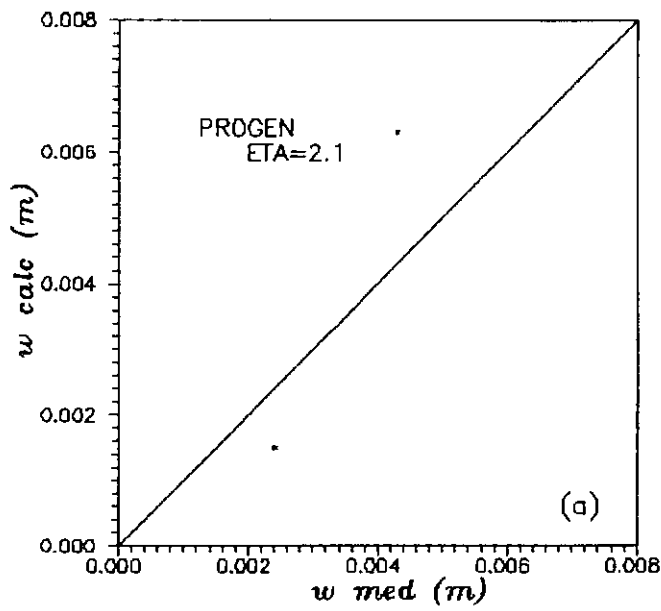


FIGURA VII.2.10 - Estaca PRO. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

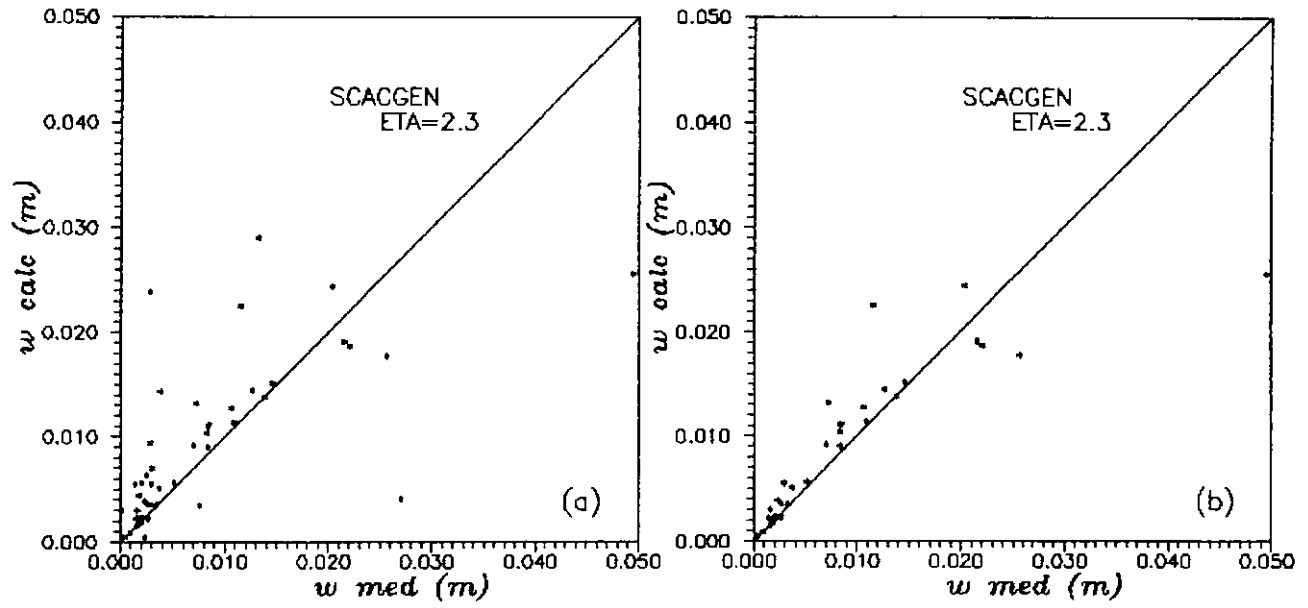


FIGURA VII.2.11 - Estaca SCAC. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

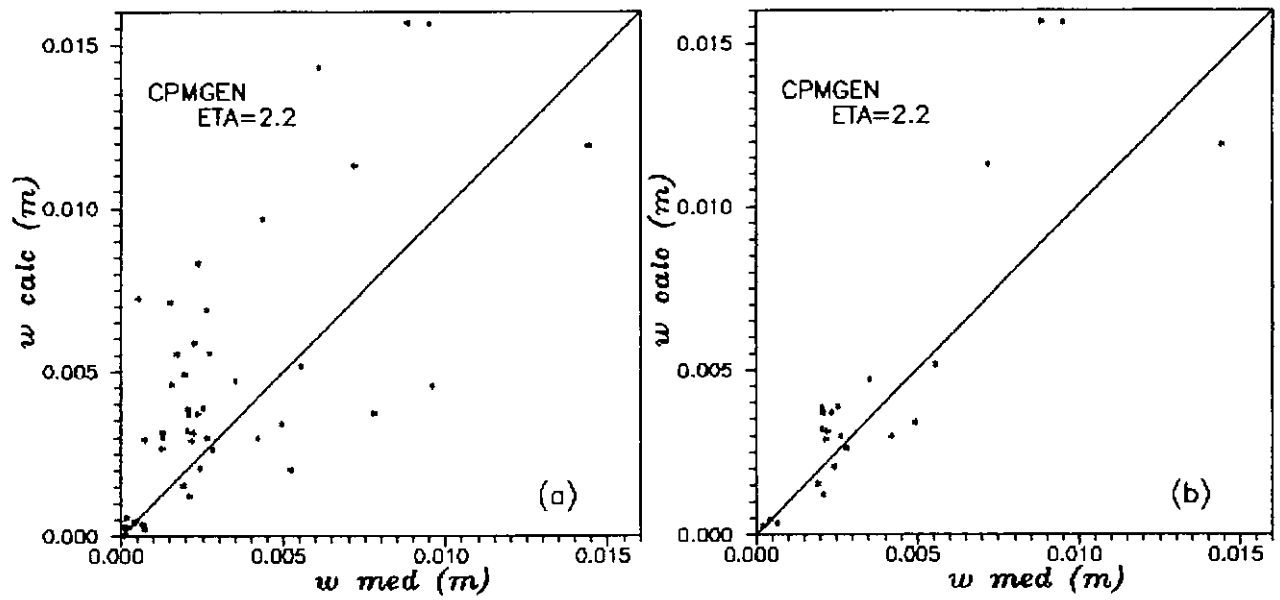


FIGURA VII.2.12 - Estaca CPM. Método de Randolph. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Randolph; (a) sem expurgo e (b) com expurgo.

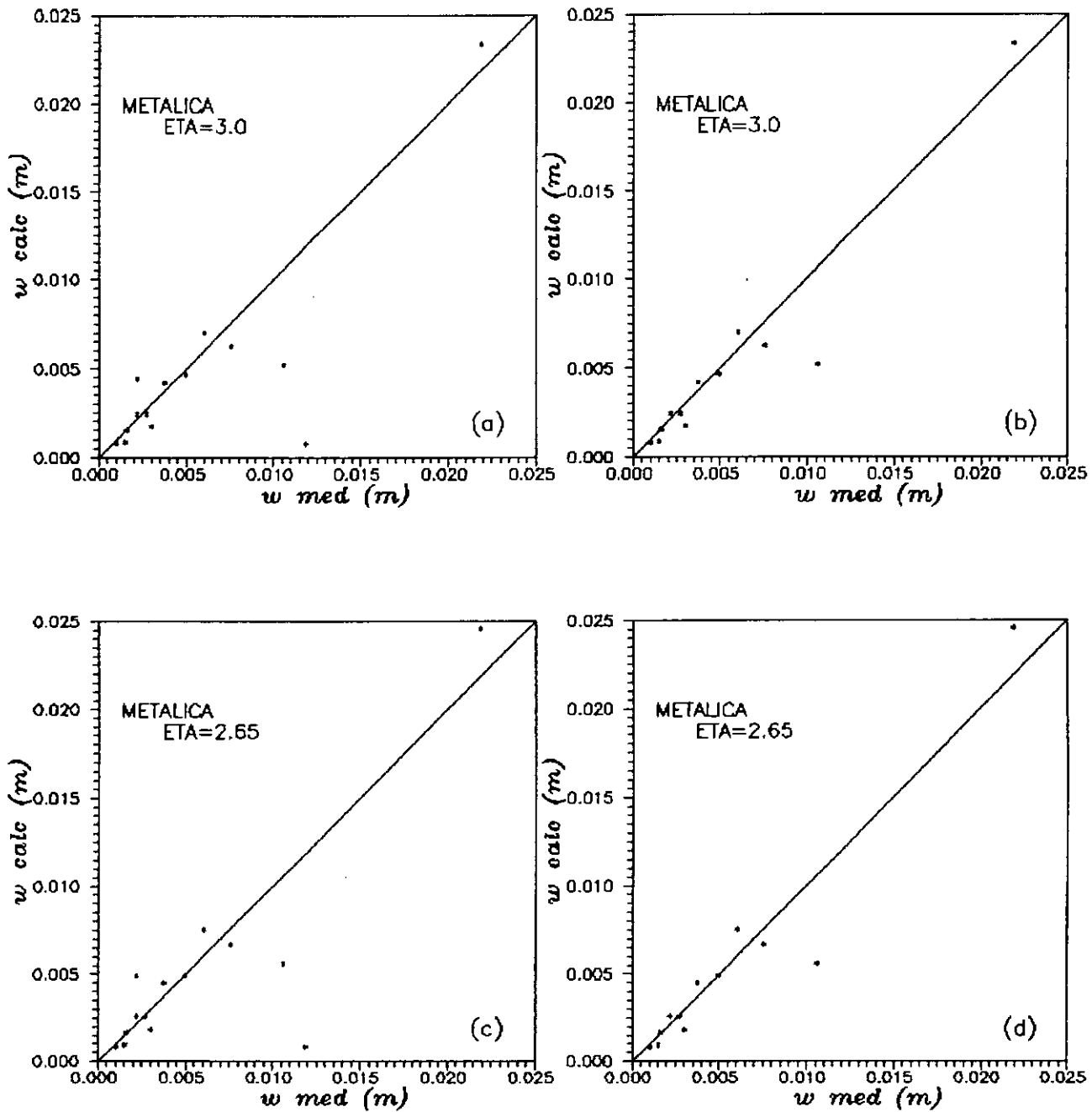


FIGURA VII.3.1 - Estaca METÁLICA. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

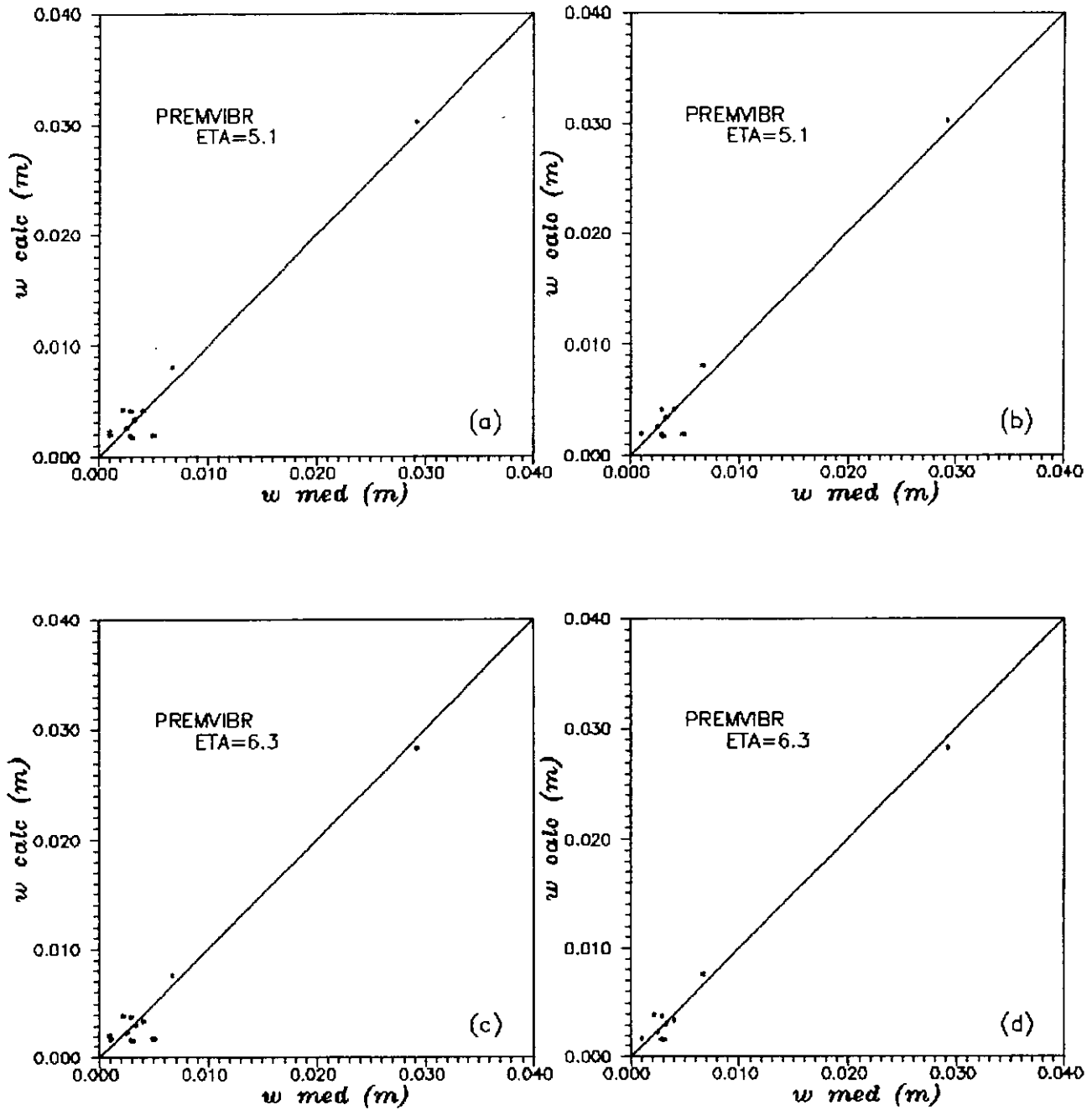


FIGURA VII.3.2 - Estaca PREMIVBR. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

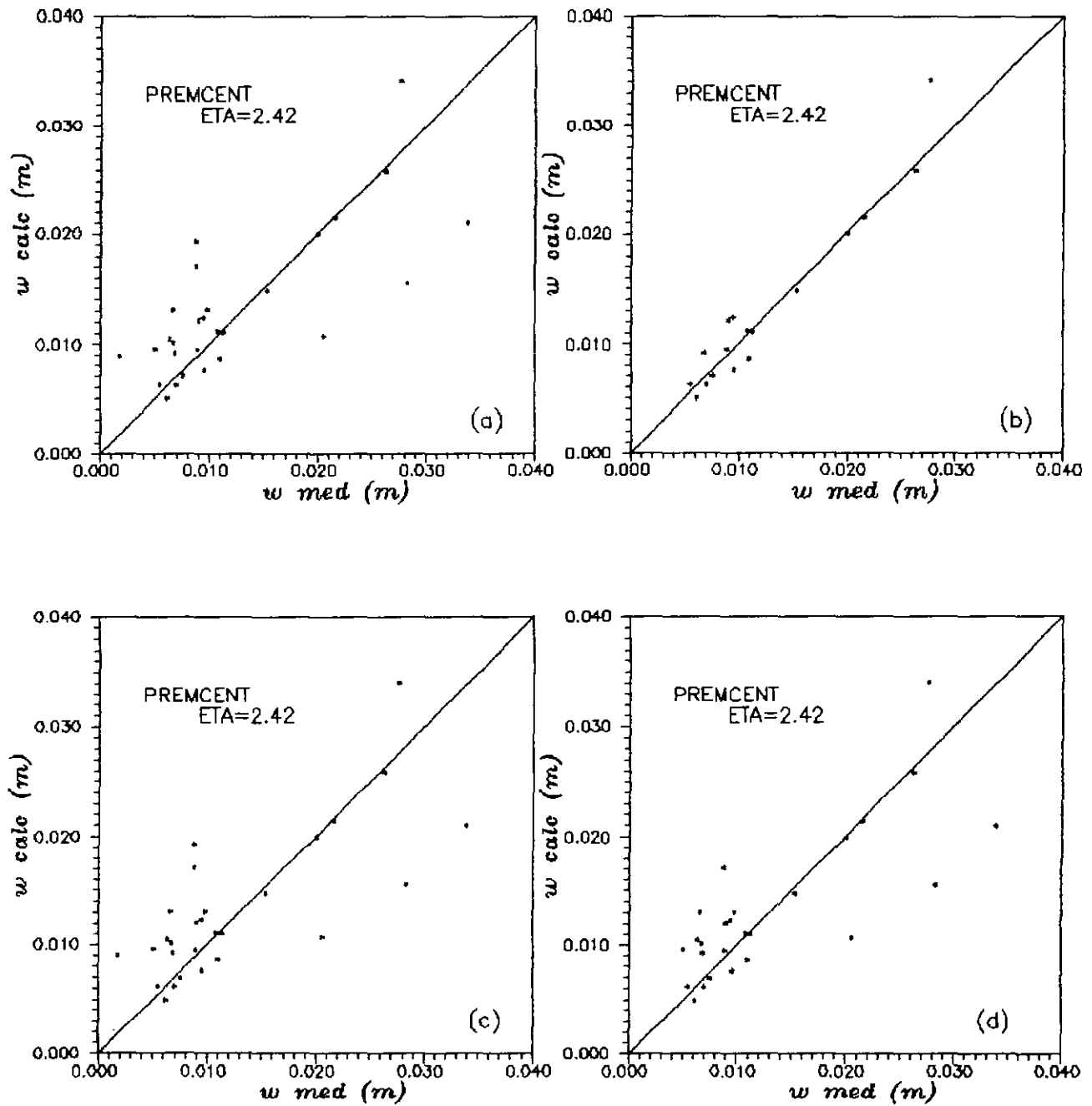


FIGURA VII.3.3 - Estaca PREMCENT. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

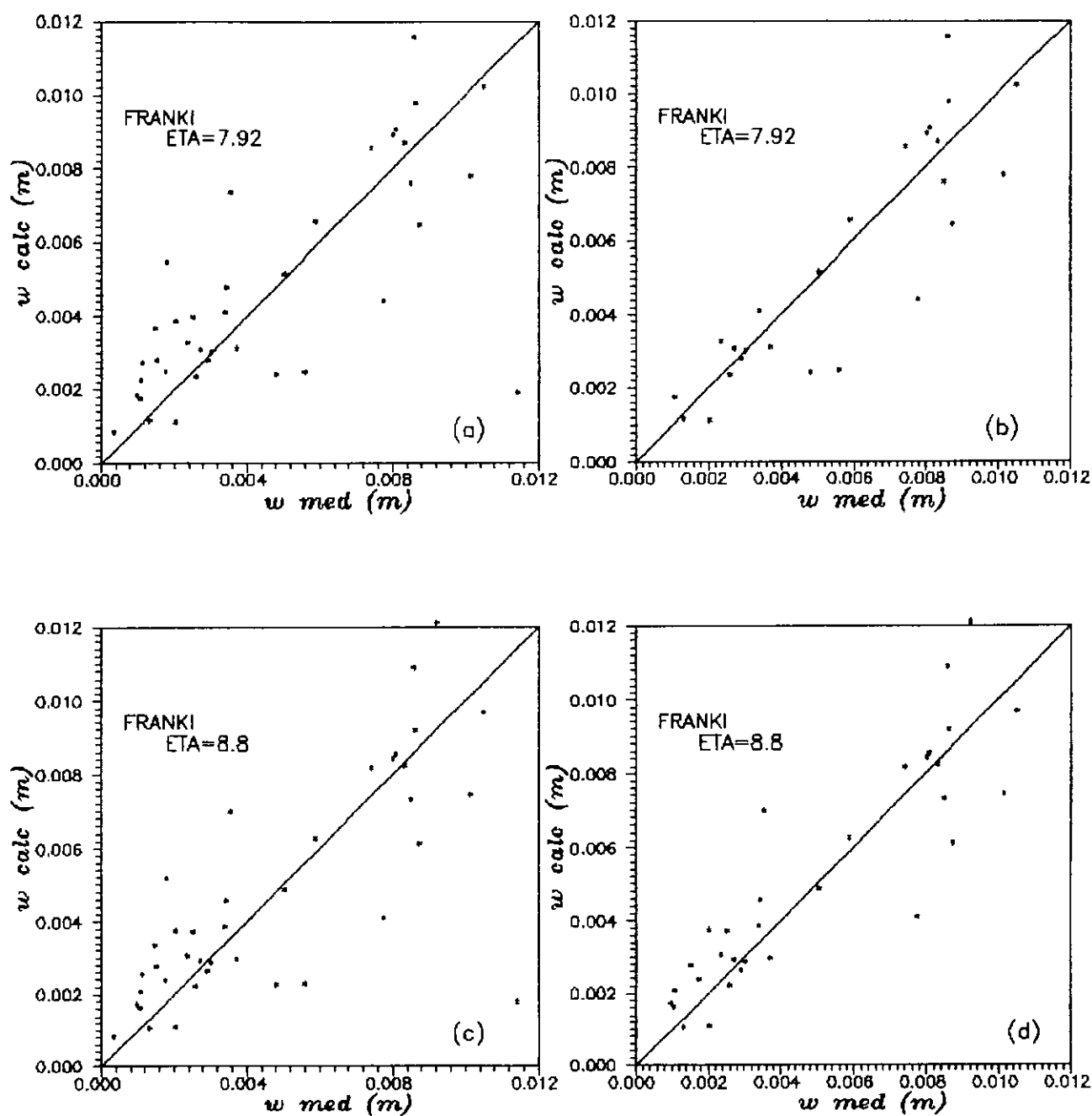


FIGURA VII.3.4 - Estaca FRANKI. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

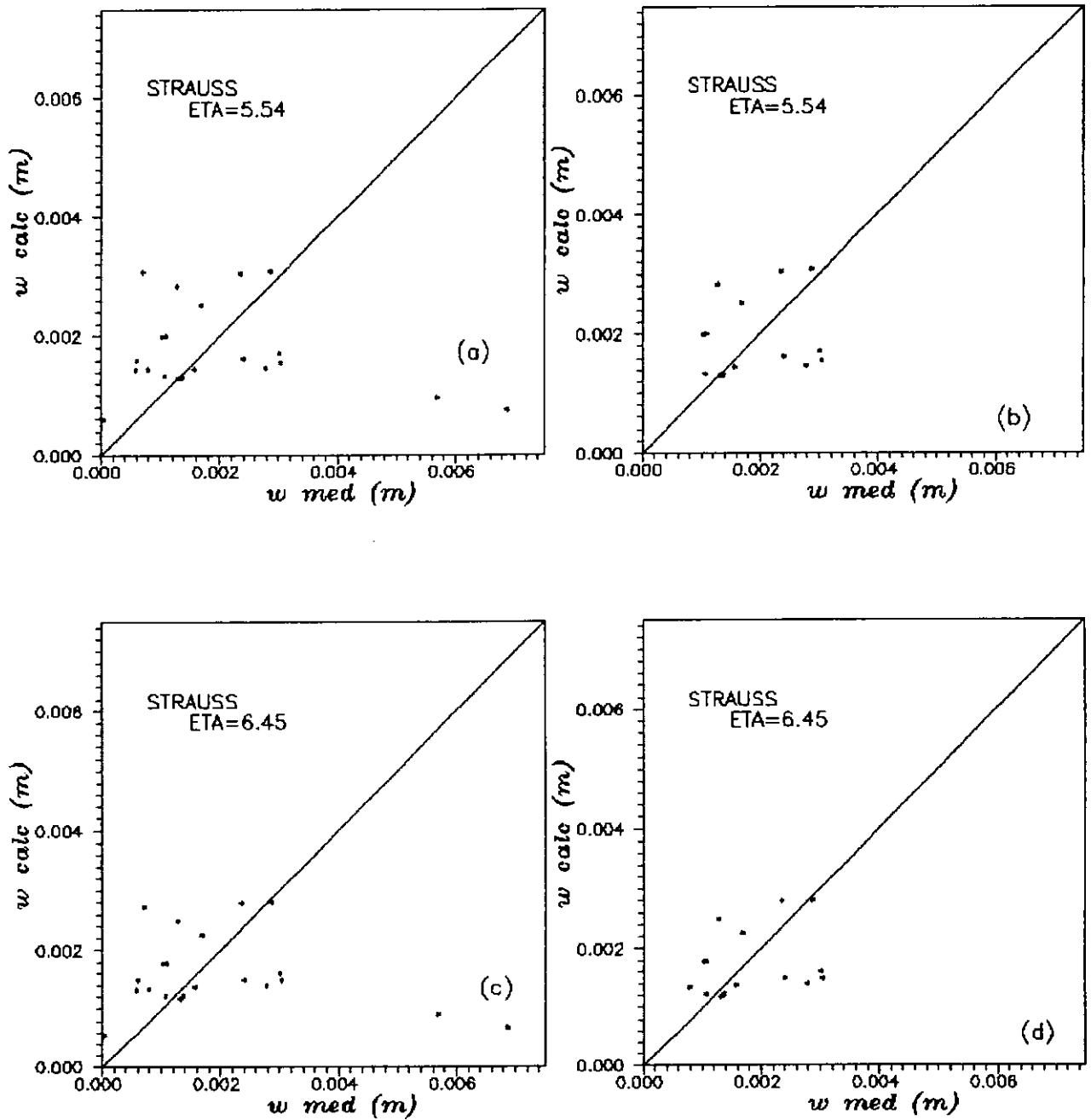


FIGURA VII.3.5 - Estaca STRAUSS. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

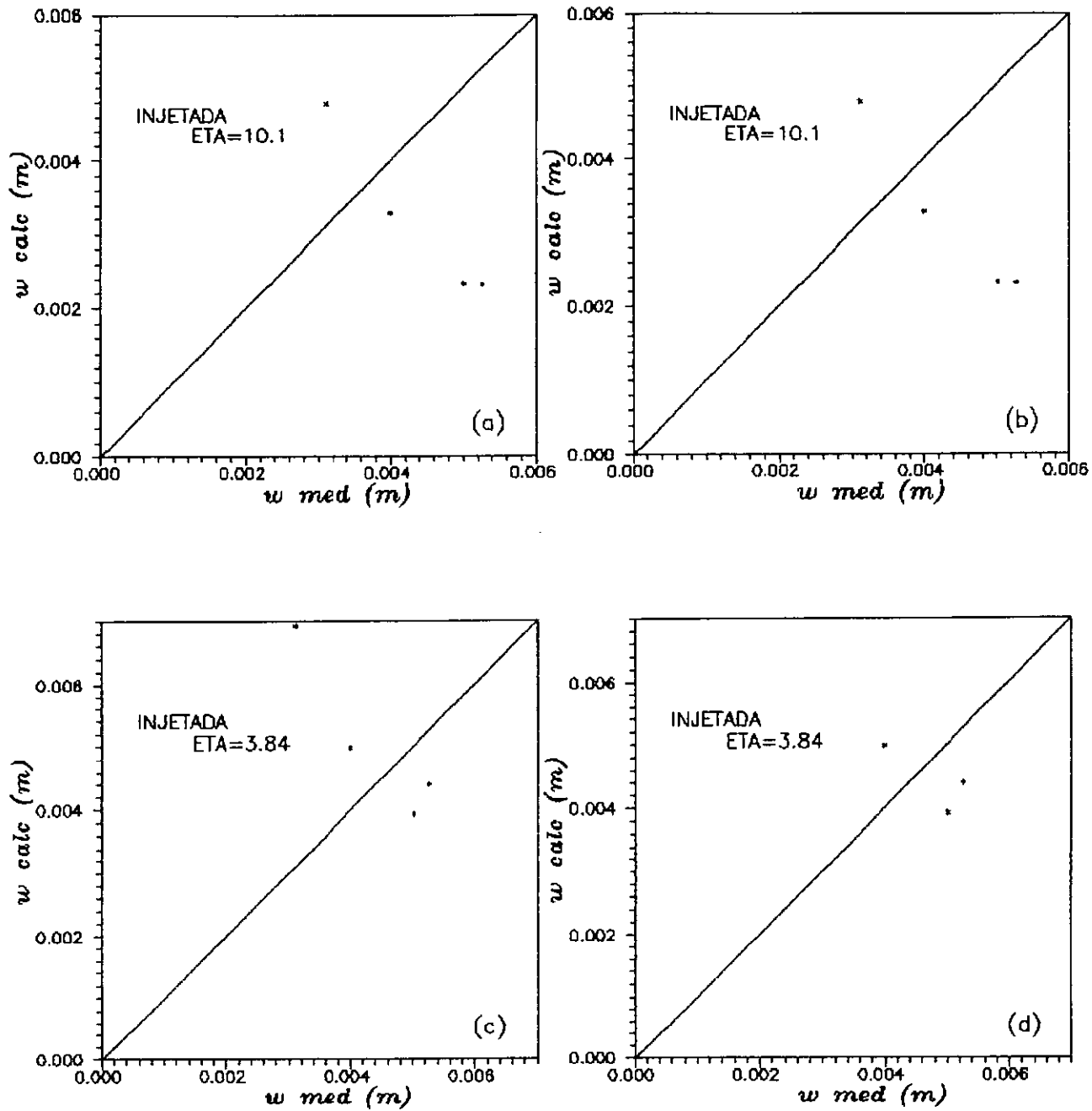


FIGURA VII.3.6 - Estaca INJETADA. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

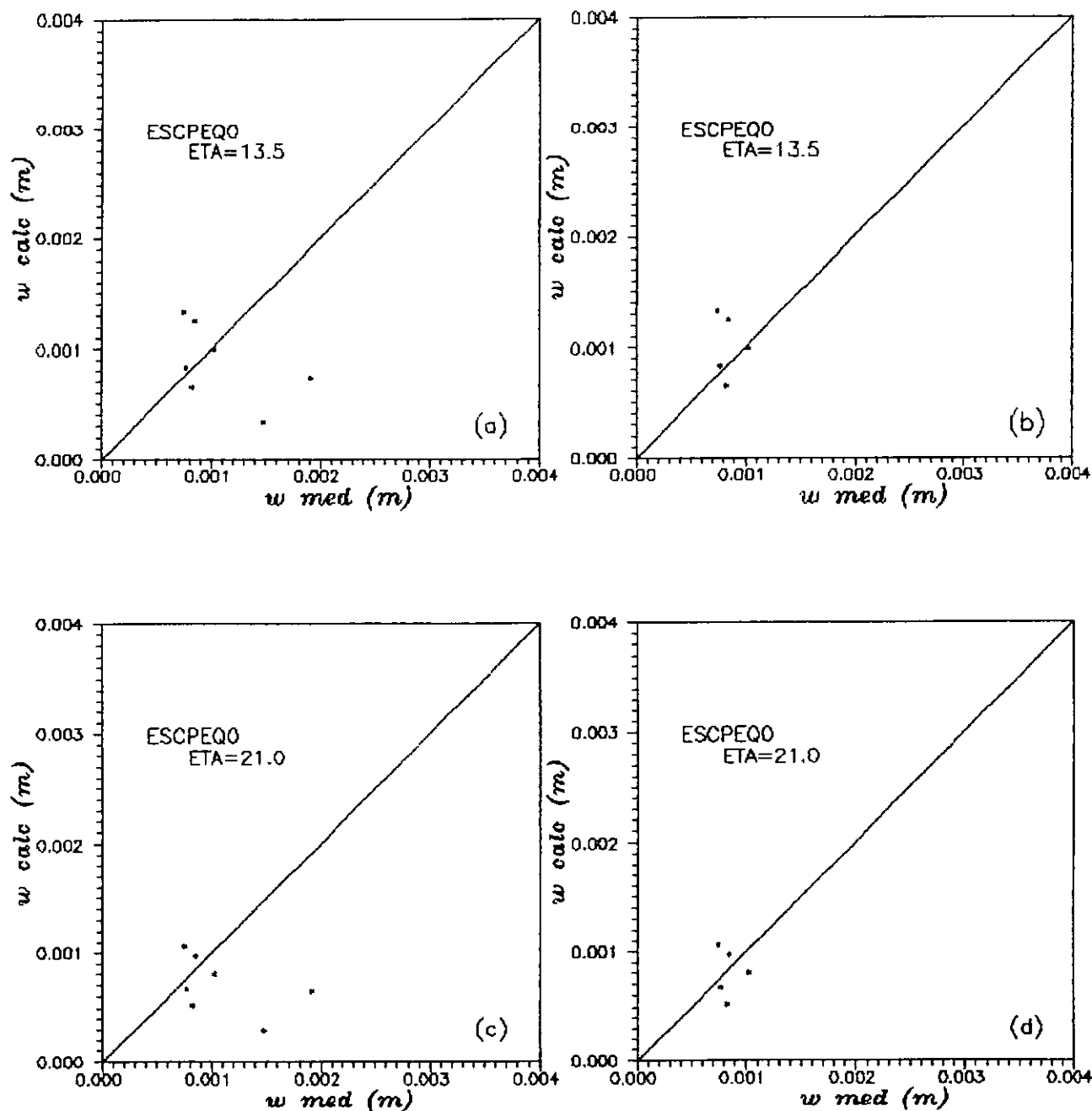


FIGURA VII.3.7 - Estaca ESCPEQ. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

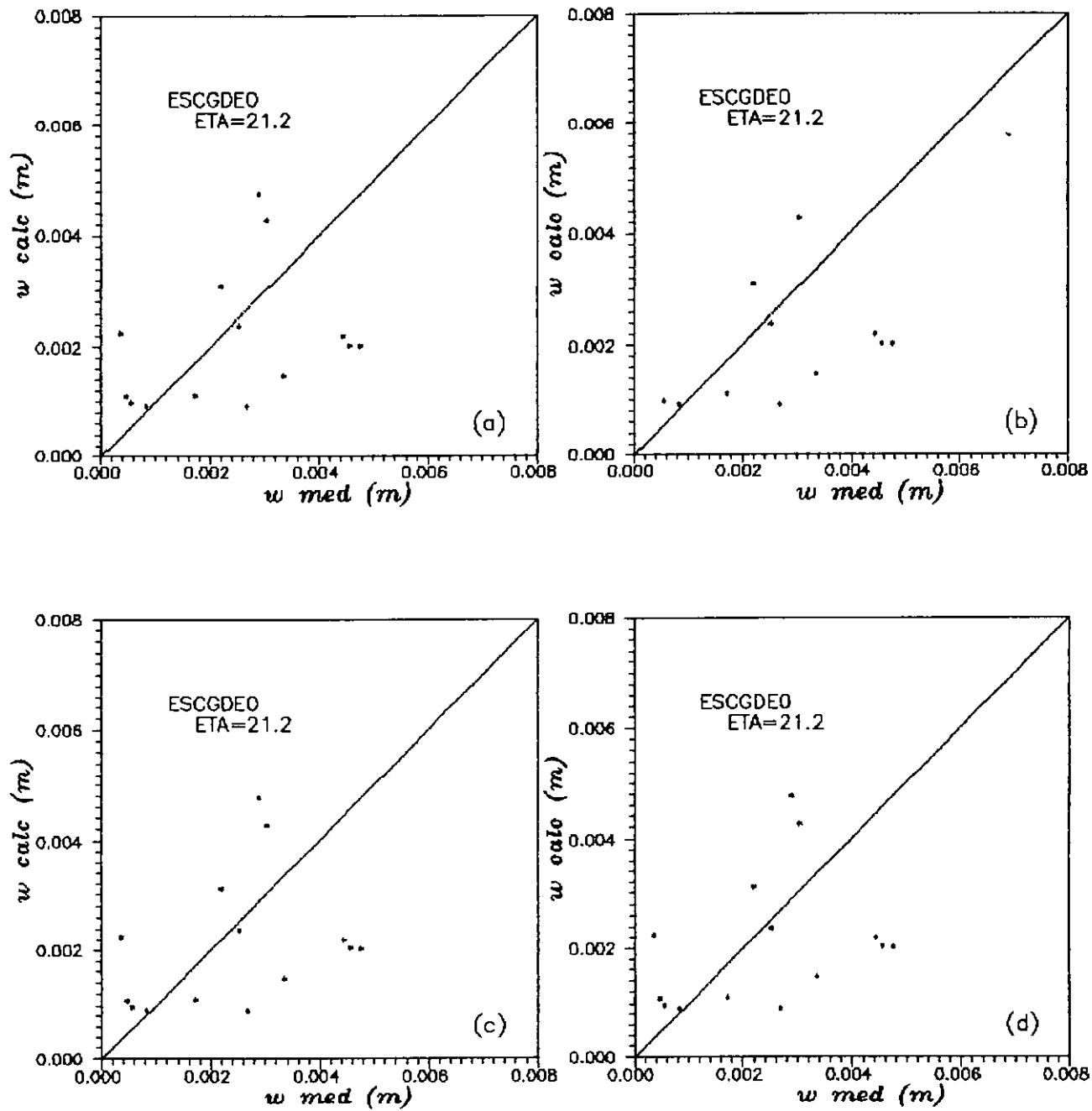


FIGURA VII.3.8 - Estaca ESCGDE. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

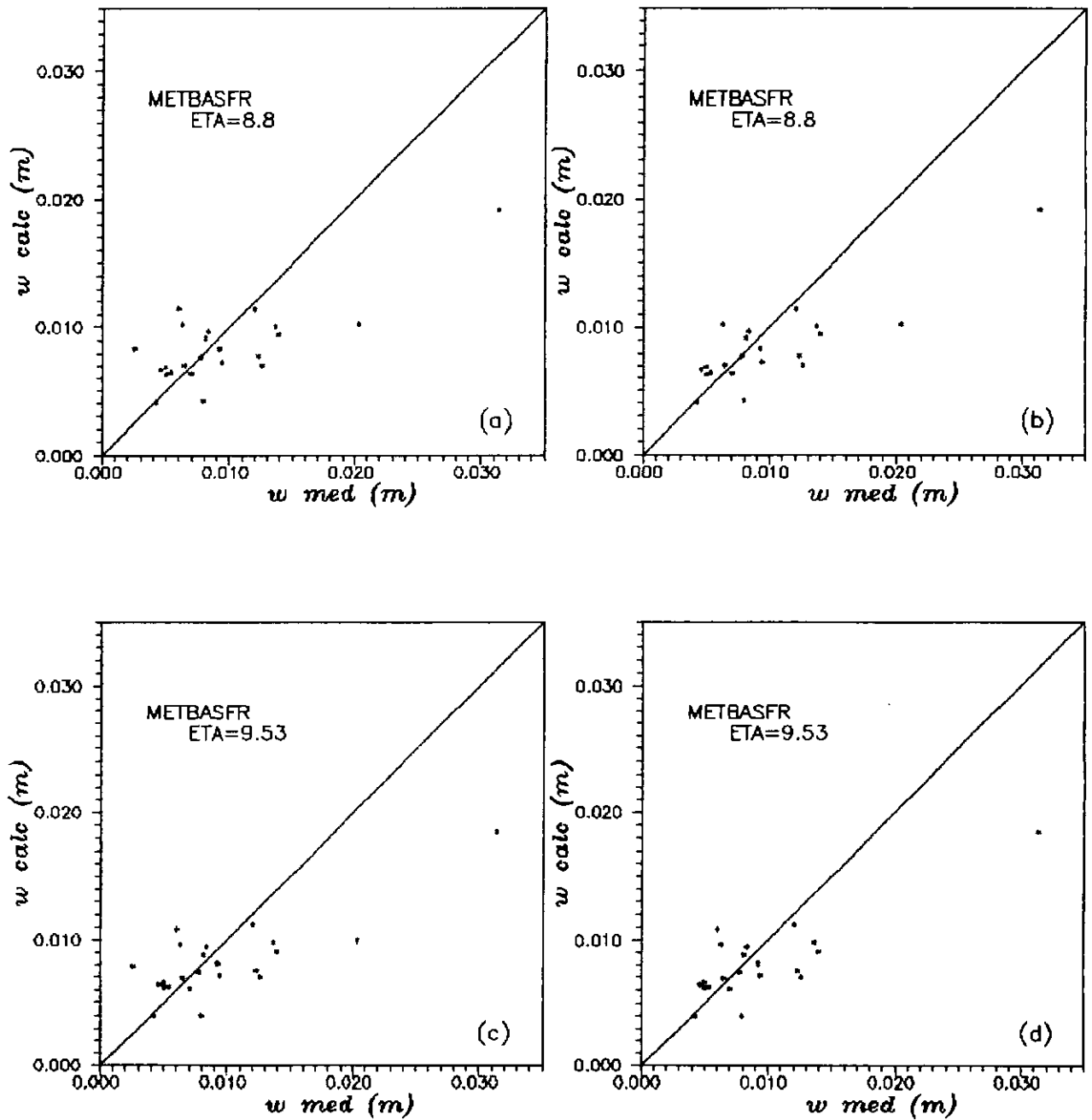


FIGURA VII.3.9 - Estaca METBASFR. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

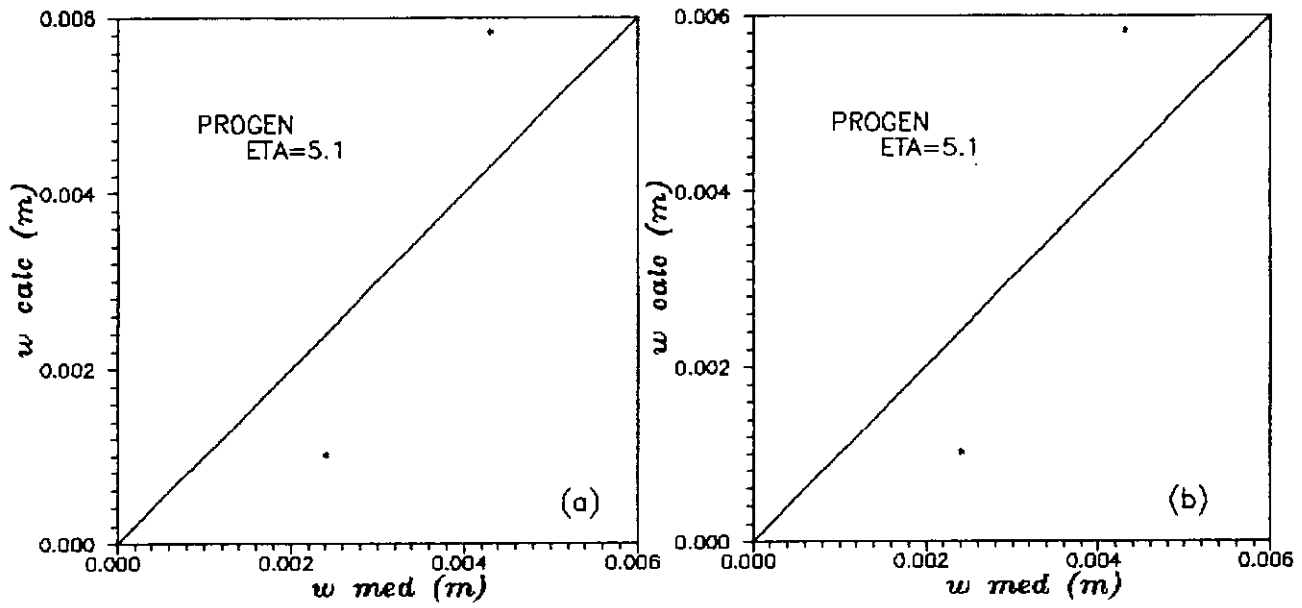


FIGURA VII.3.10 - Estaca PRO. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

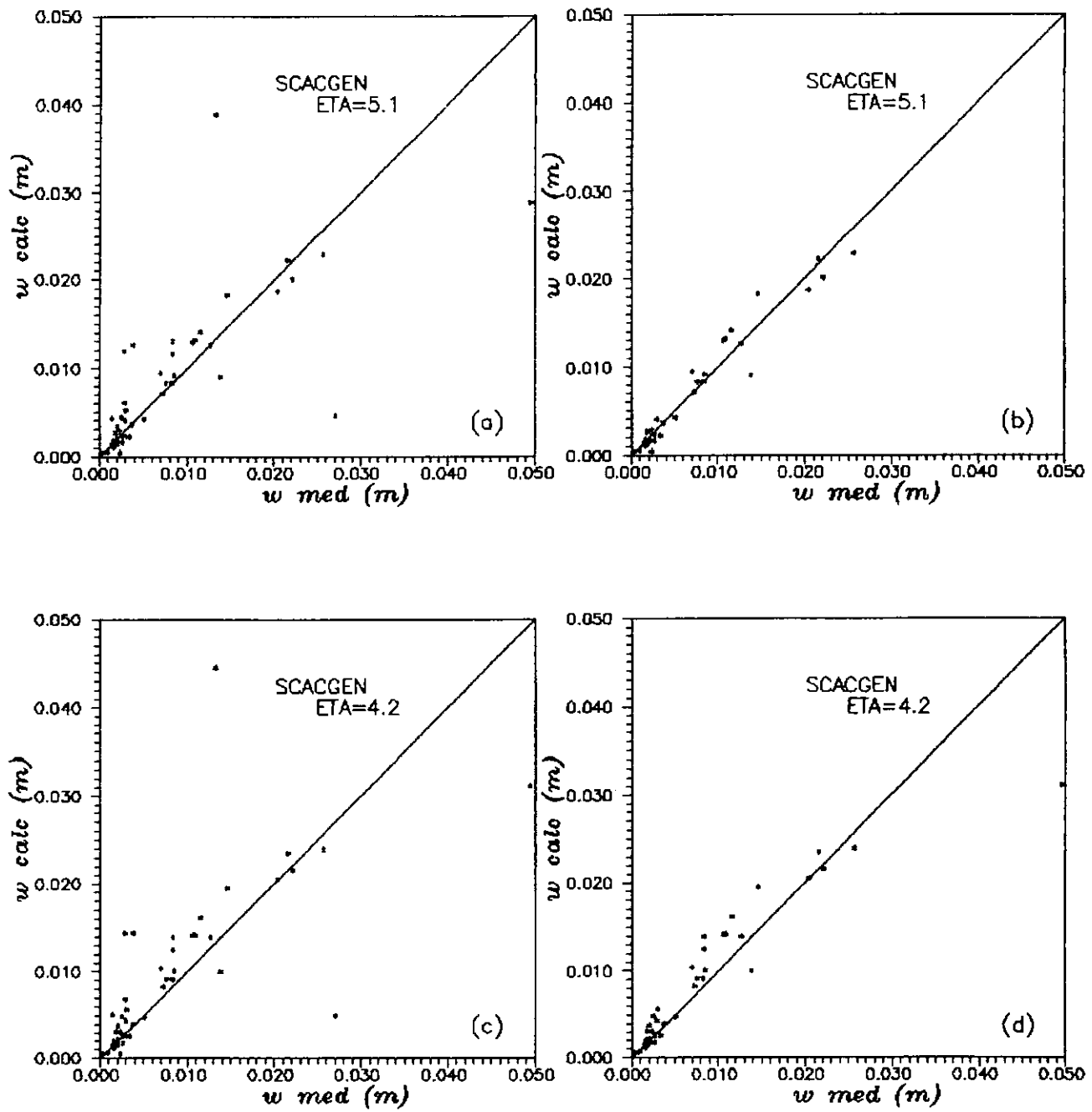


FIGURA VII.3.11 - Estaca SCAC. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

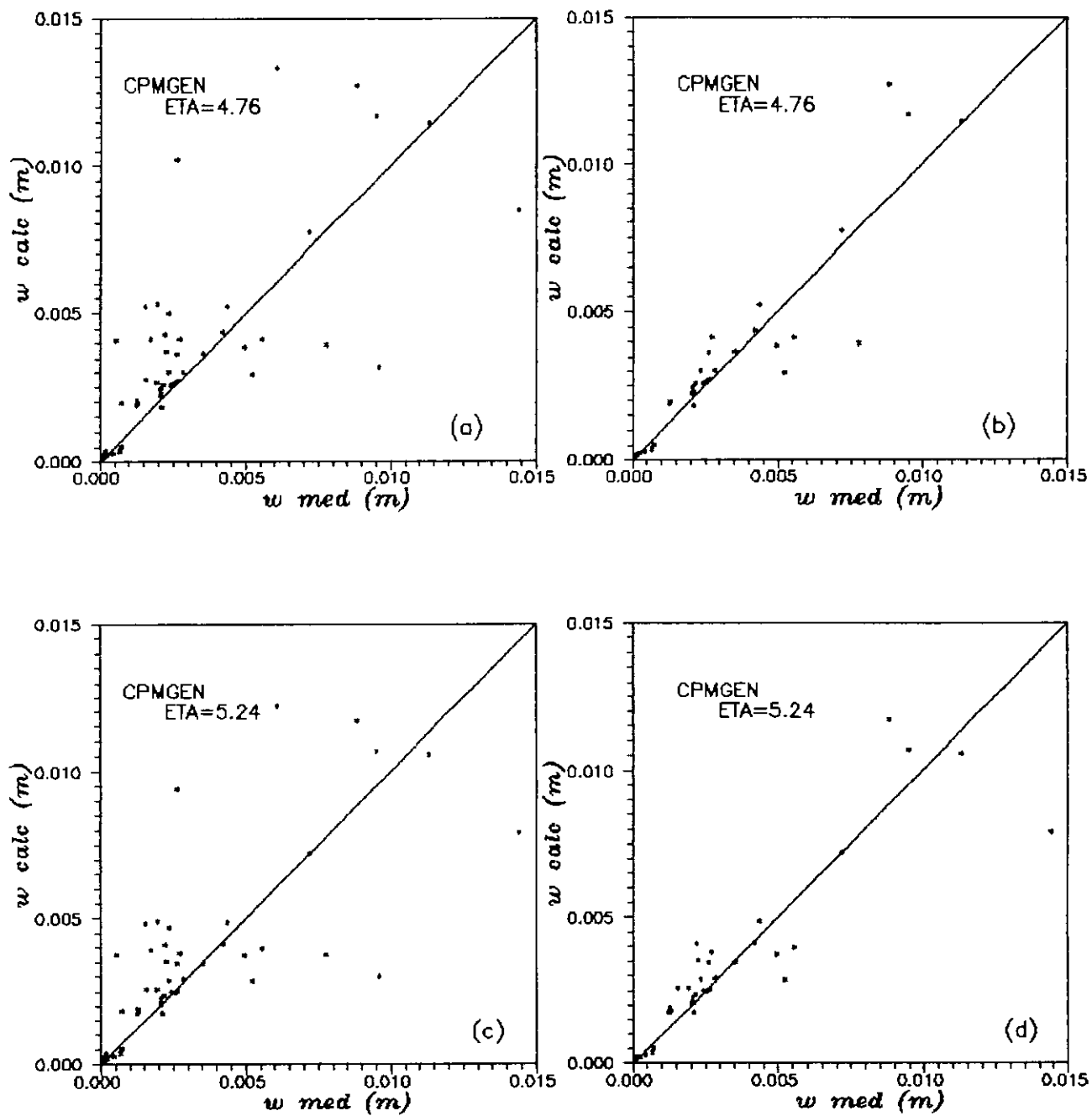


FIGURA VII.3.12 - Estaca CPM. Método Proposto. Gráficos de Dispersão para recalques medidos e calculados com η Proposto, pela análise simples (a) e (b), e pela análise composta (c) e (d); (b) e (d) com expurgo.

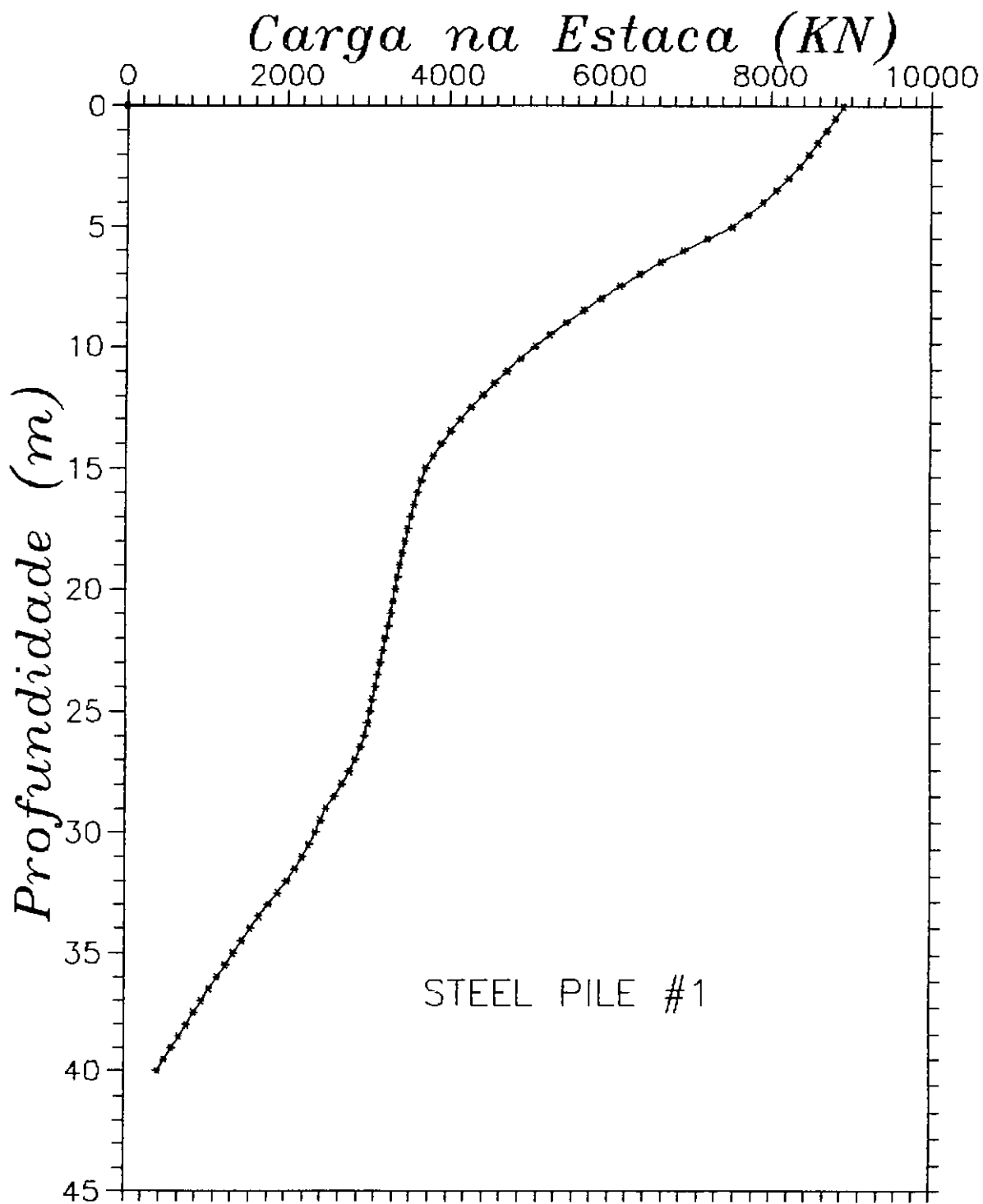


GRÁFICO VII.4.1 - Distribuição de Carga Estática Axial de Compressão.

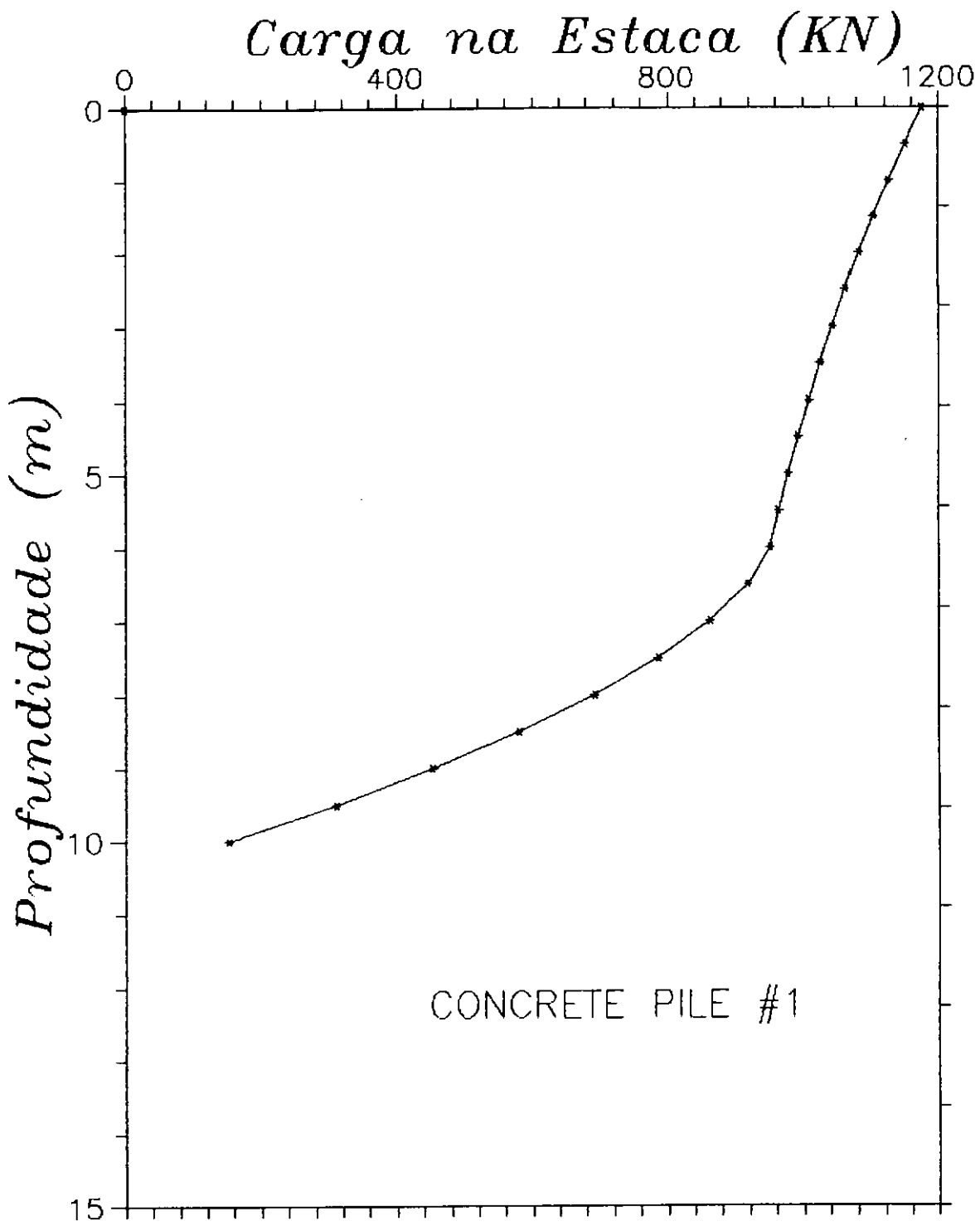


GRÁFICO VII.4.4 - Distribuição de Carga Estática Axial de Compressão.

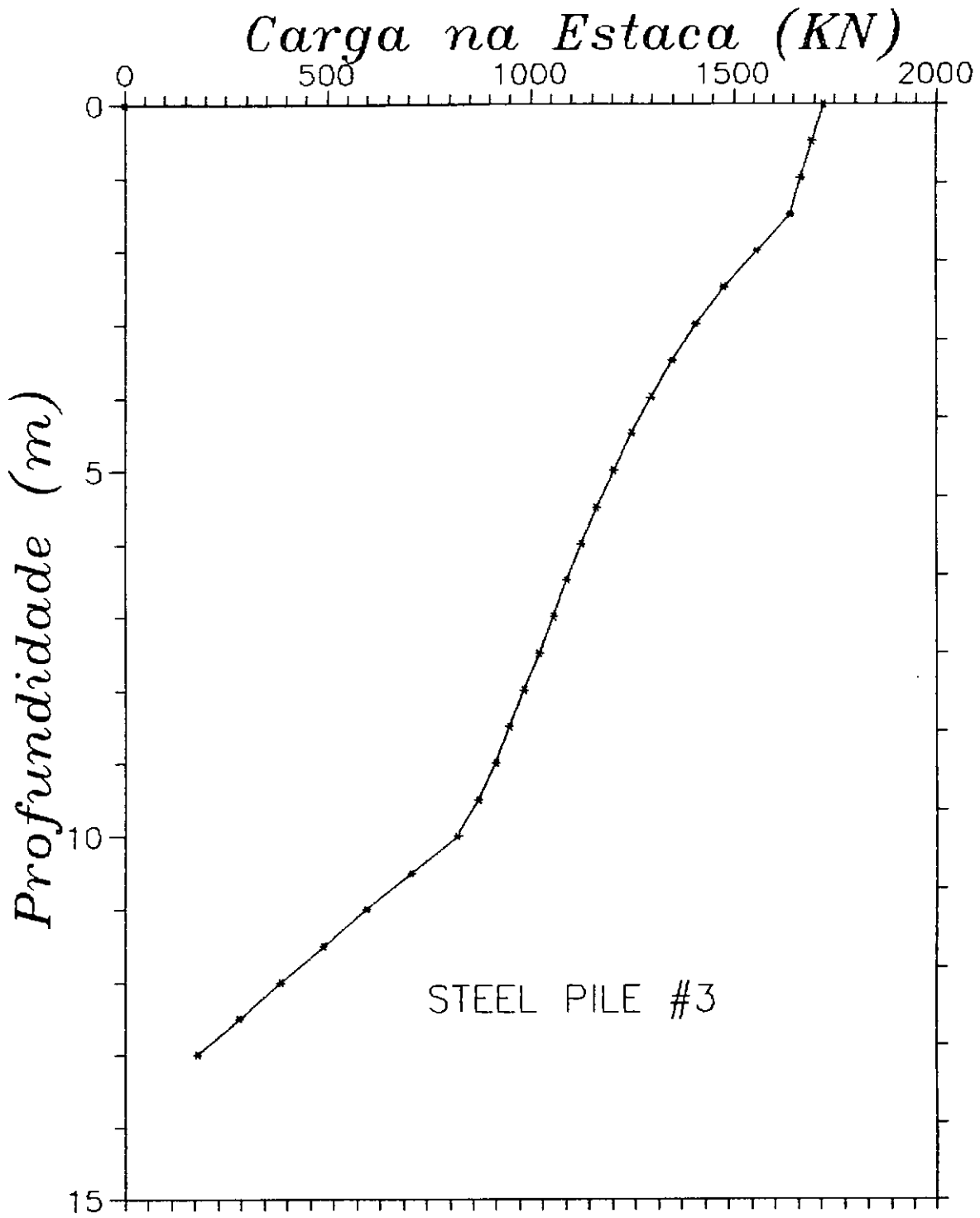


GRÁFICO VII.4.3 - Distribuição de Carga Estática Axial de Compressão.

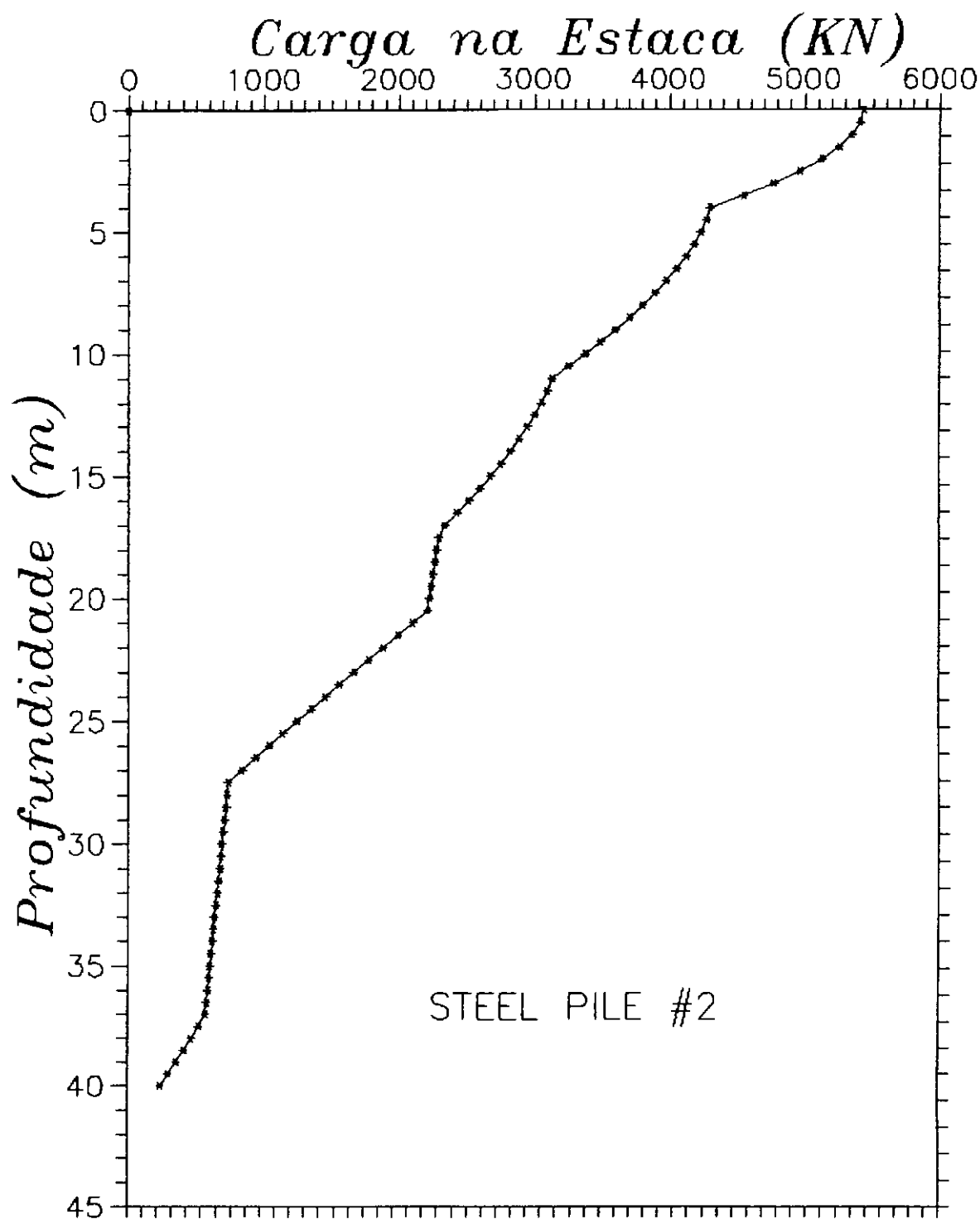


GRÁFICO VII.4.2 - Distribuição de Carga Estática Axial de Compressão.

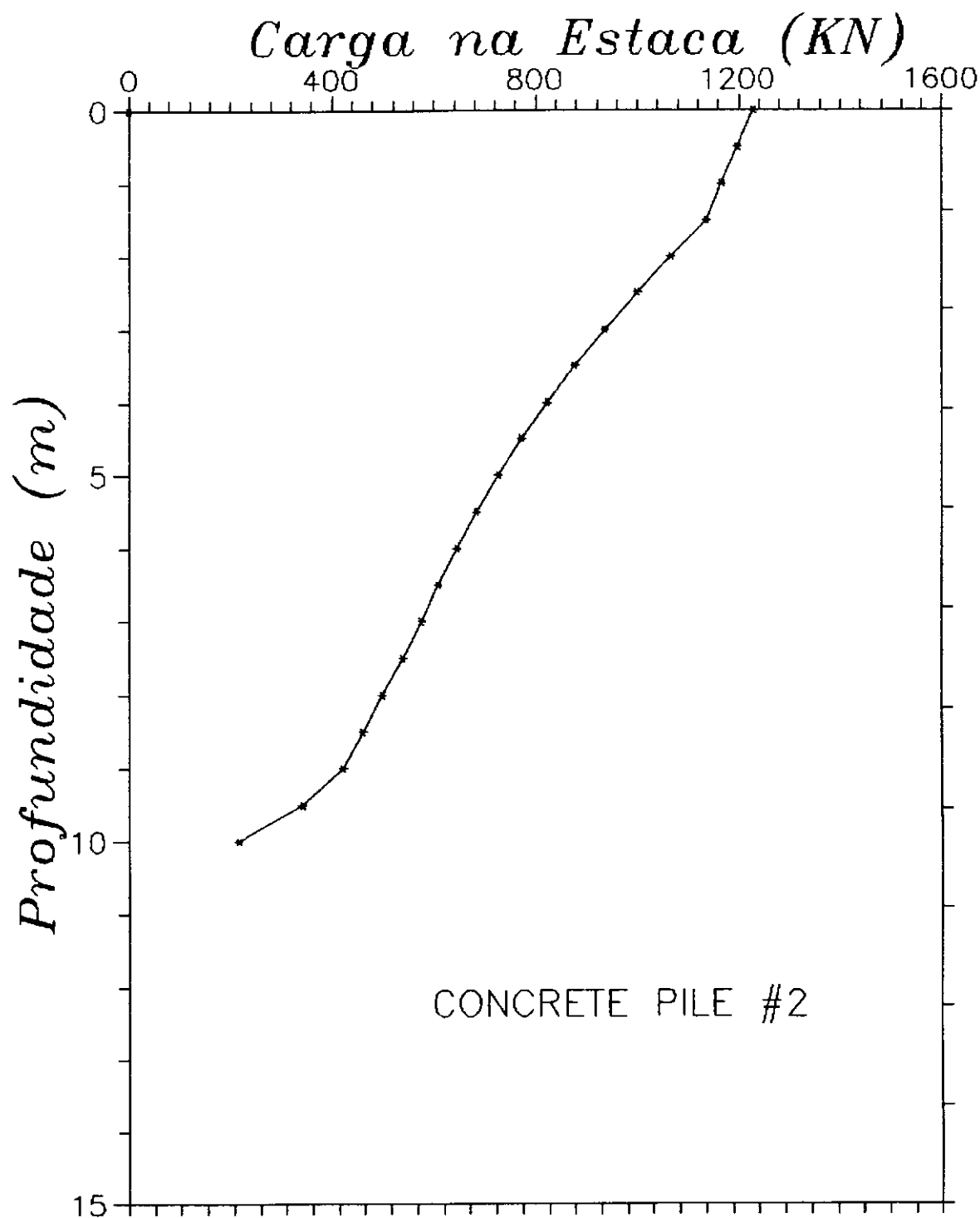


GRÁFICO VII.4.5 - Distribuição de Carga Estática Axial de Compressão.

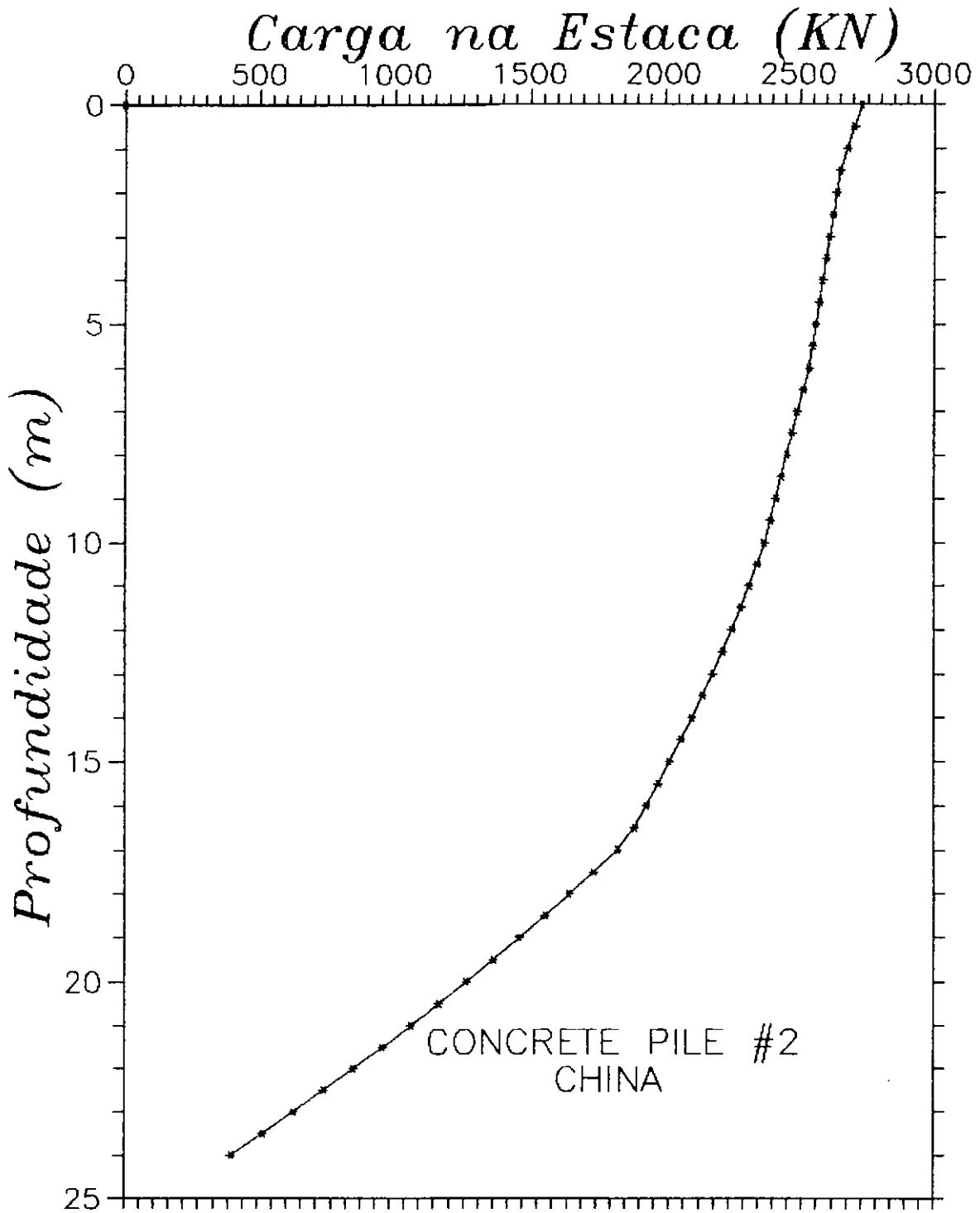


GRÁFICO VII.4.6 - Distribuição de Carga Estática Axial de Compressão.

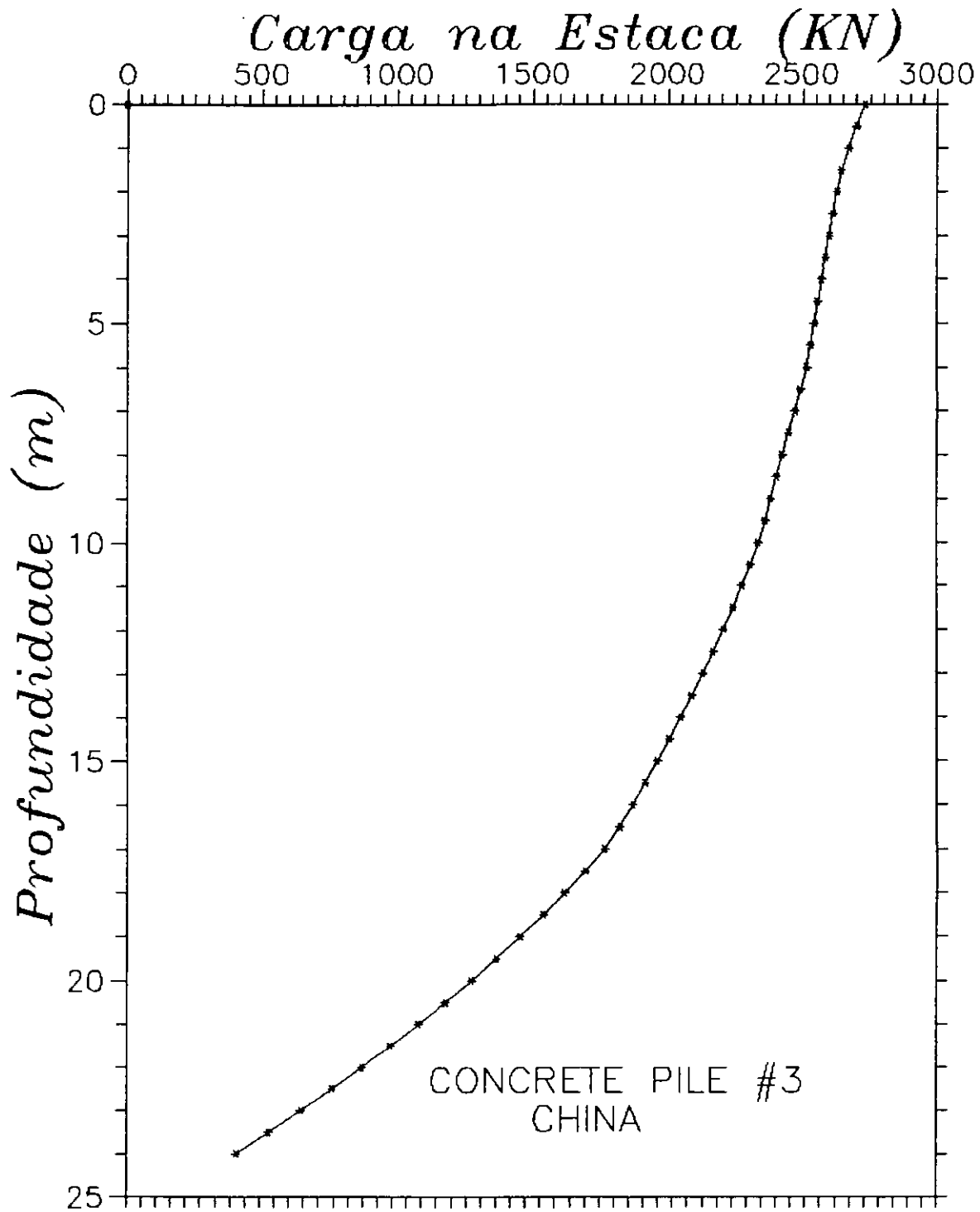


GRÁFICO VII.4.7 - Distribuição de Carga Estática Axial de Compressão.

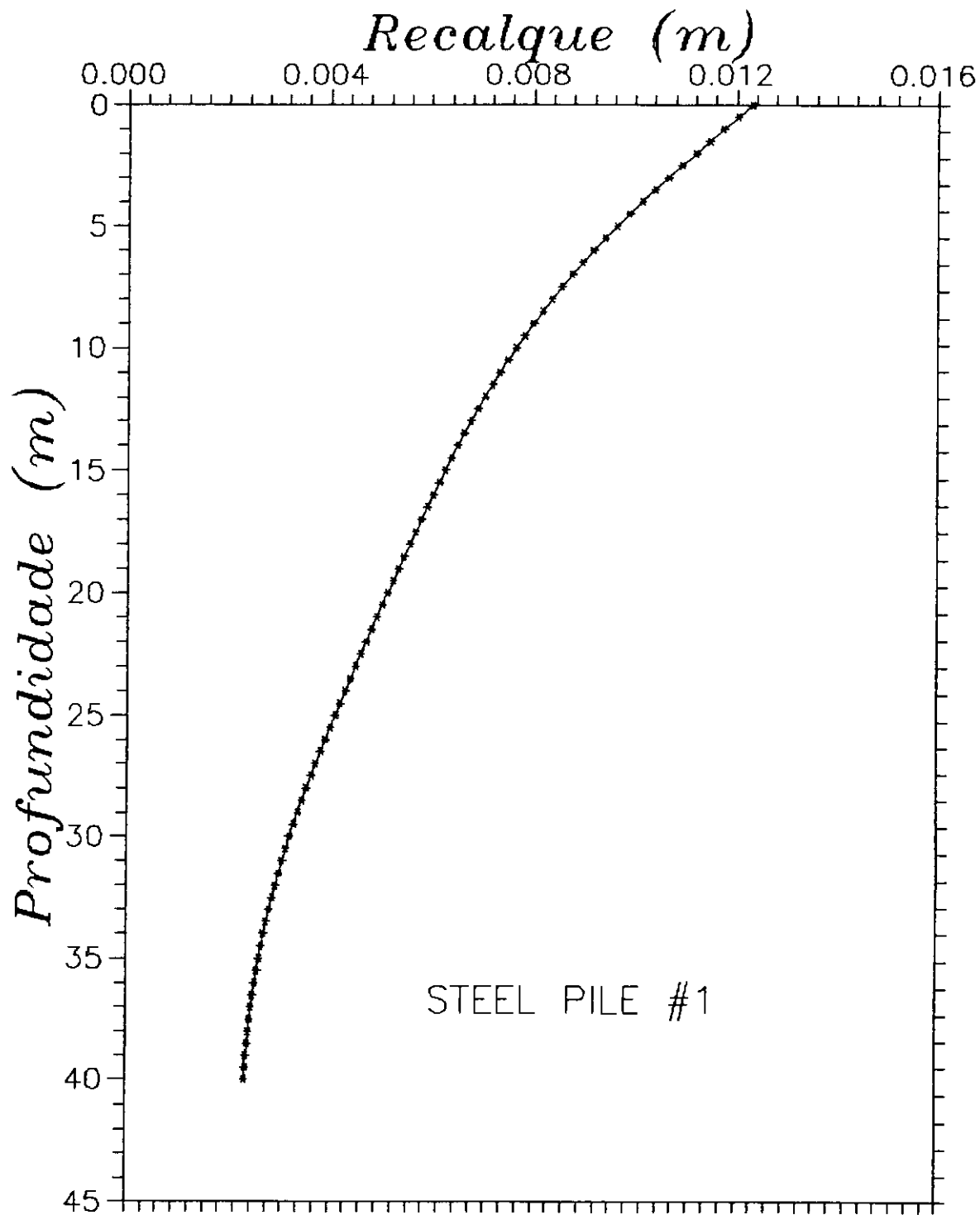


GRÁFICO VII.4.8 - Distribuição de Recalque.

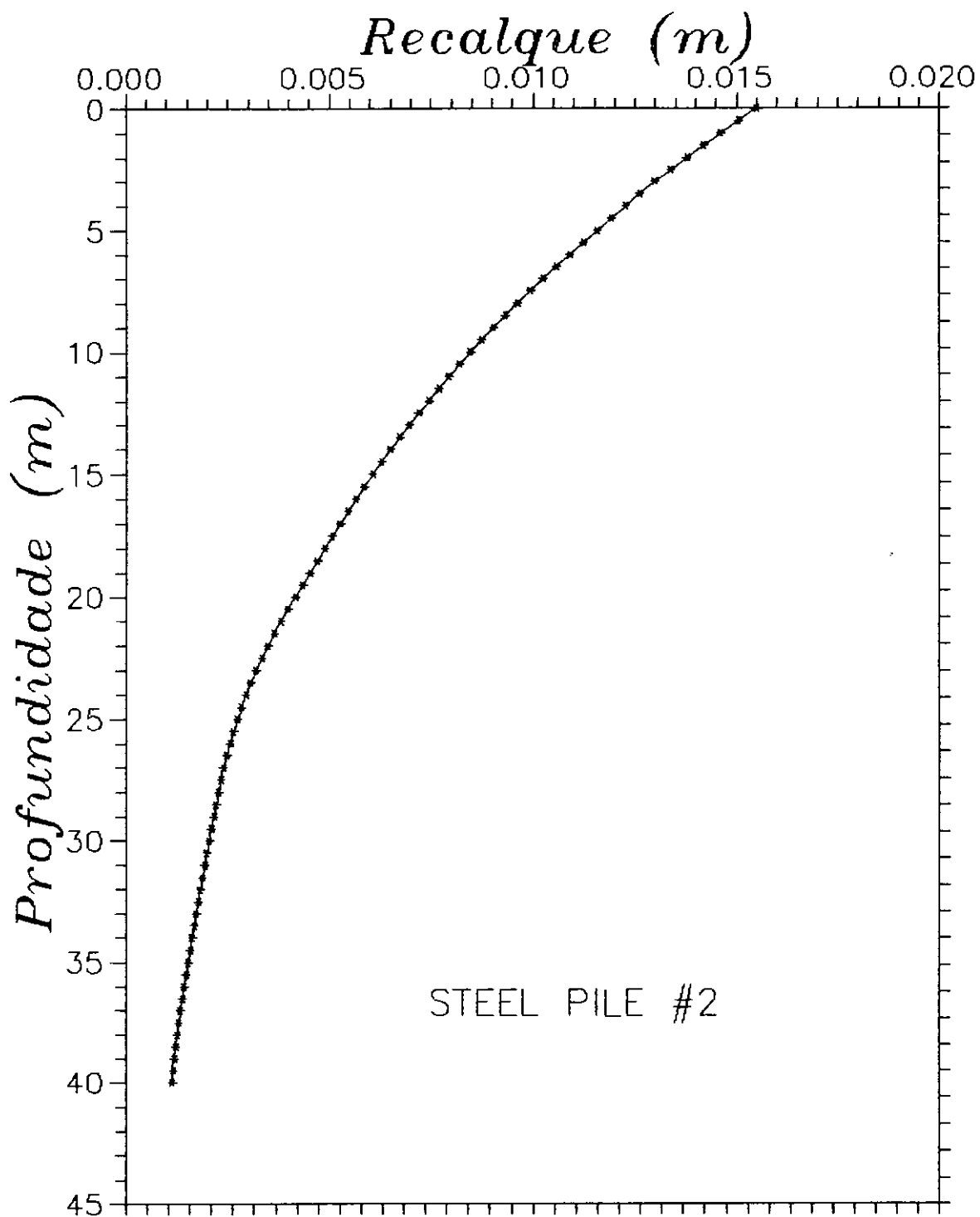


GRÁFICO VII.4.9 - Distribuição de Recalque.

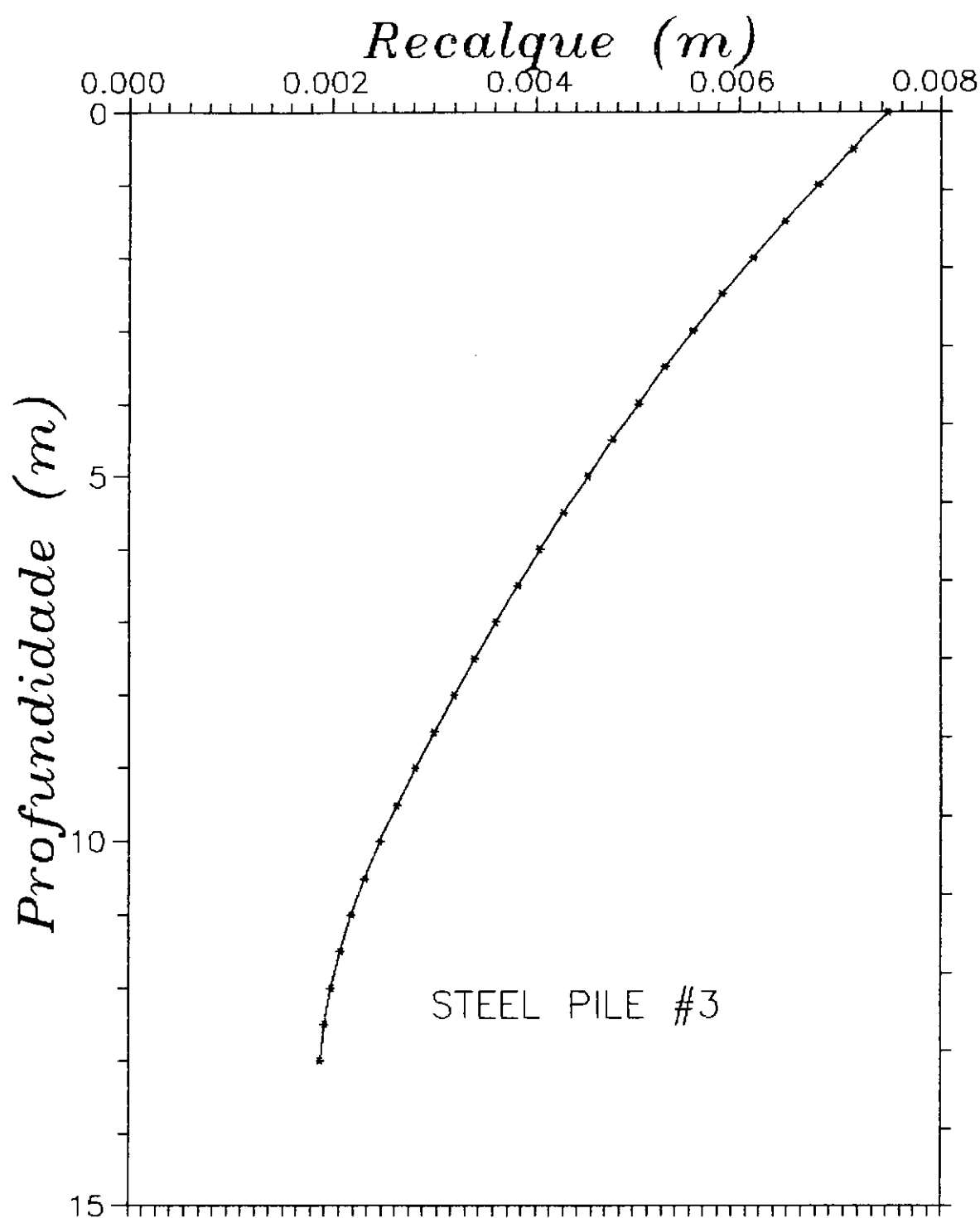


GRÁFICO VII.4.10 - Distribuição de Recalque.

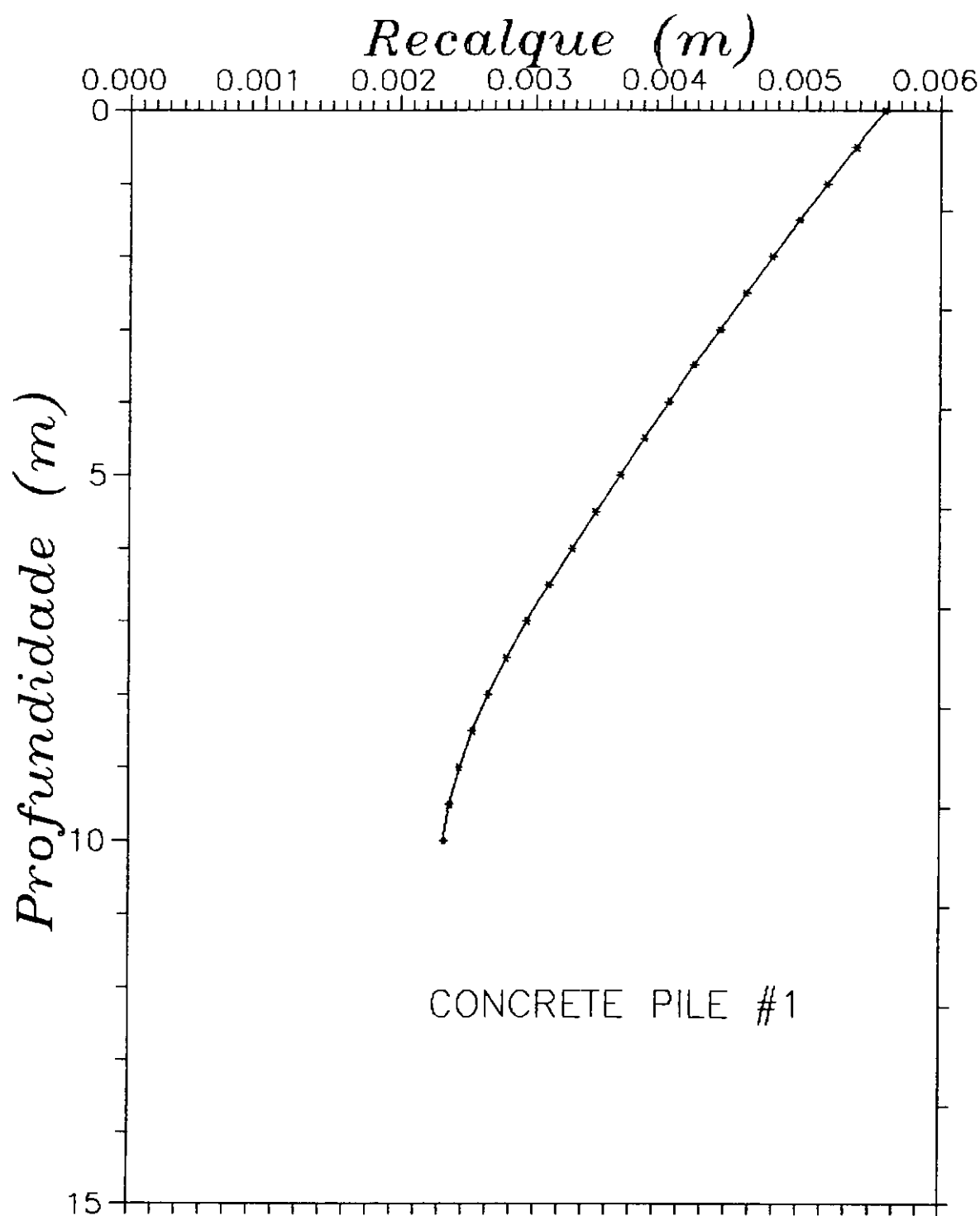


GRÁFICO VII.4.11 - Distribuição de Recalque.

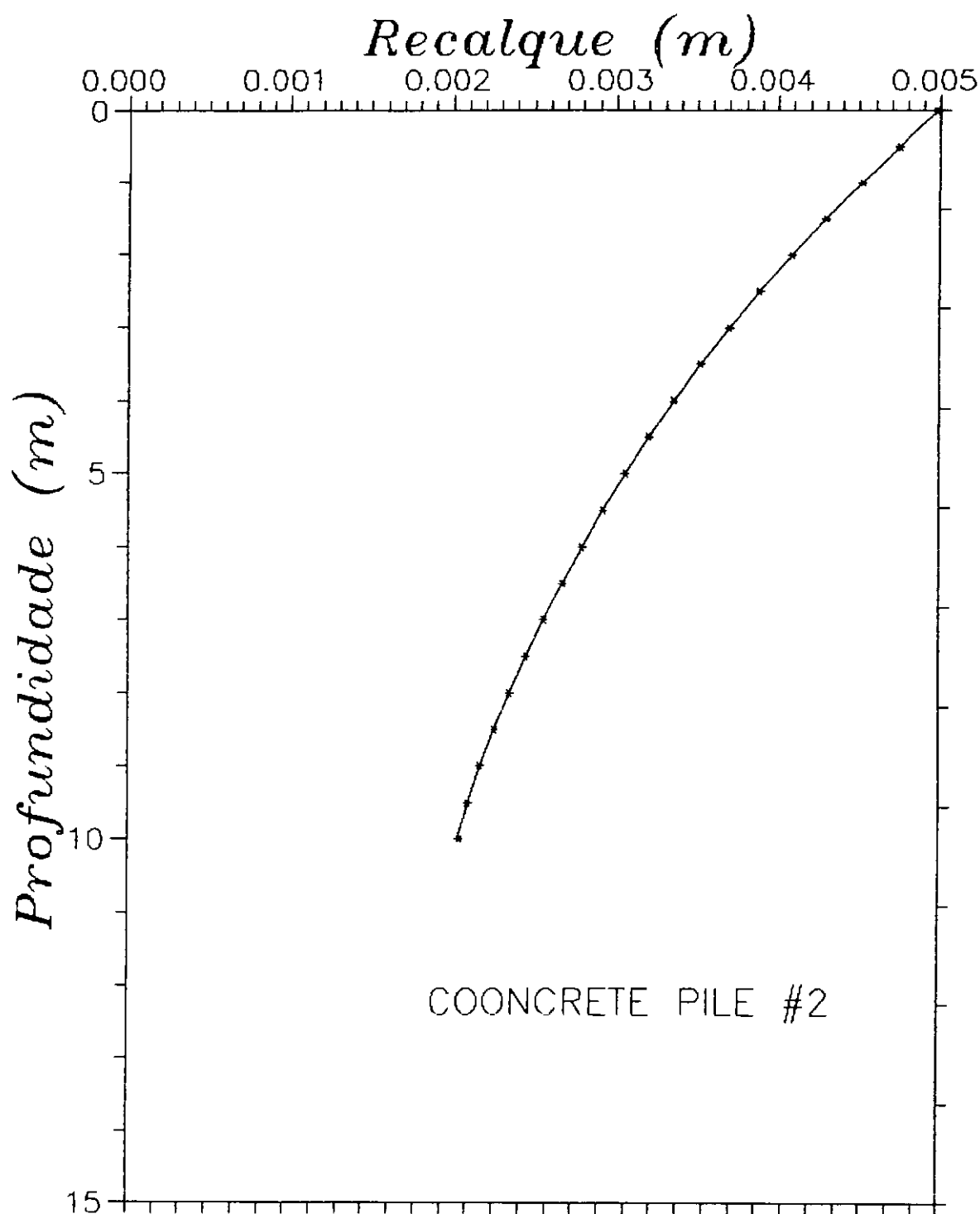


GRÁFICO VII.4.12 - Distribuição de Recalque.

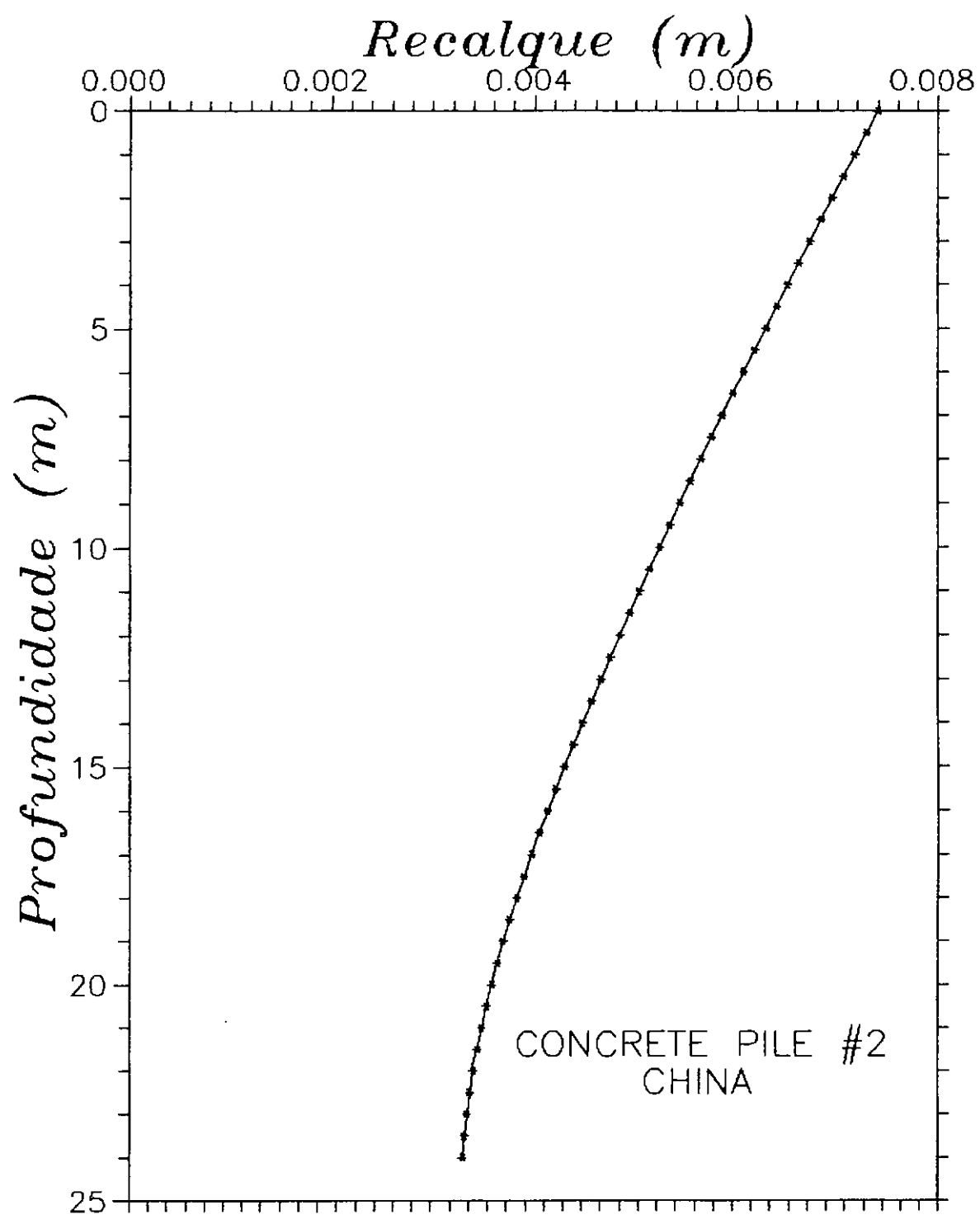


GRÁFICO VII.4.13 - Distribuição de Recalque.

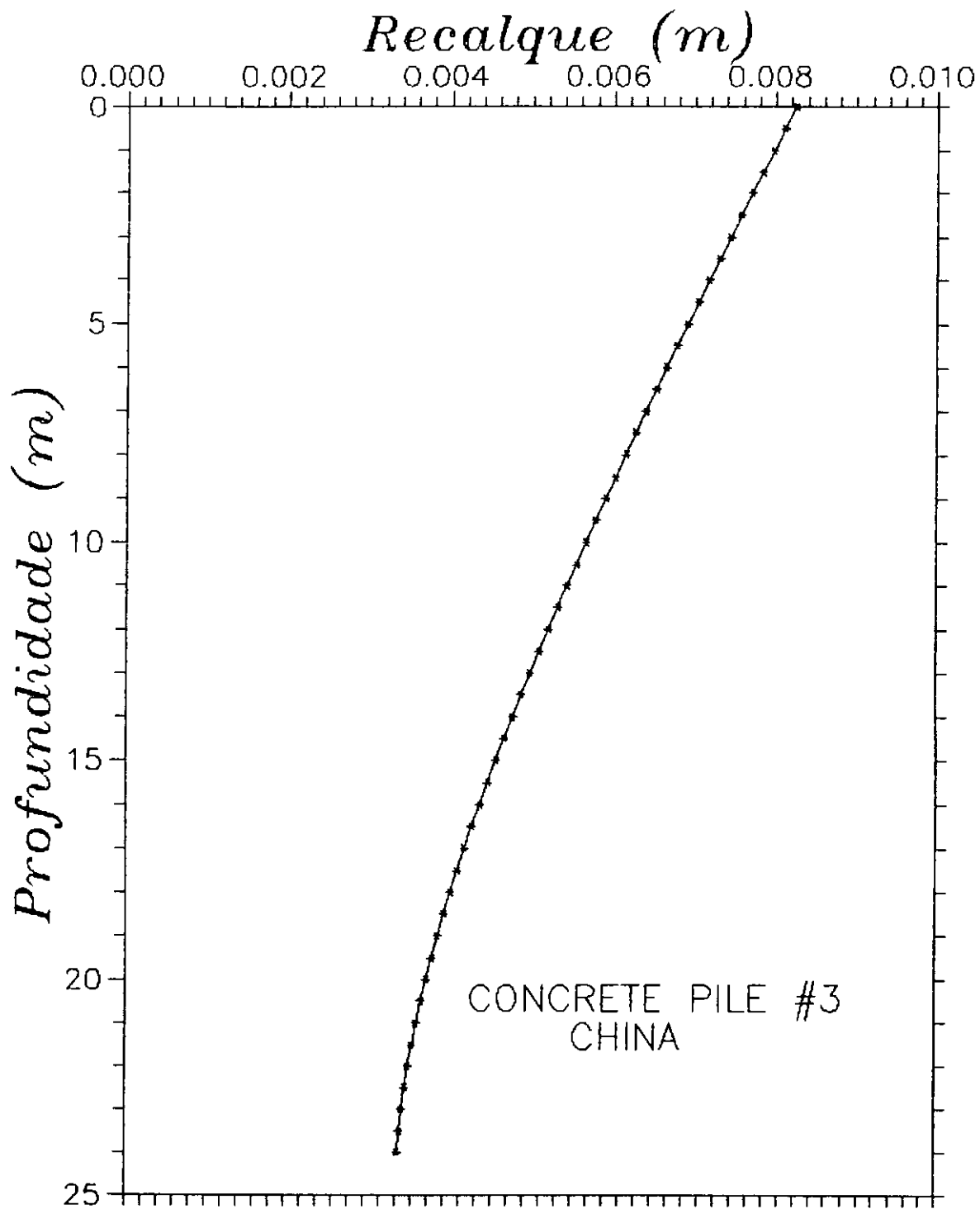


GRÁFICO VII.4.14 - Distribuição de Recalque.

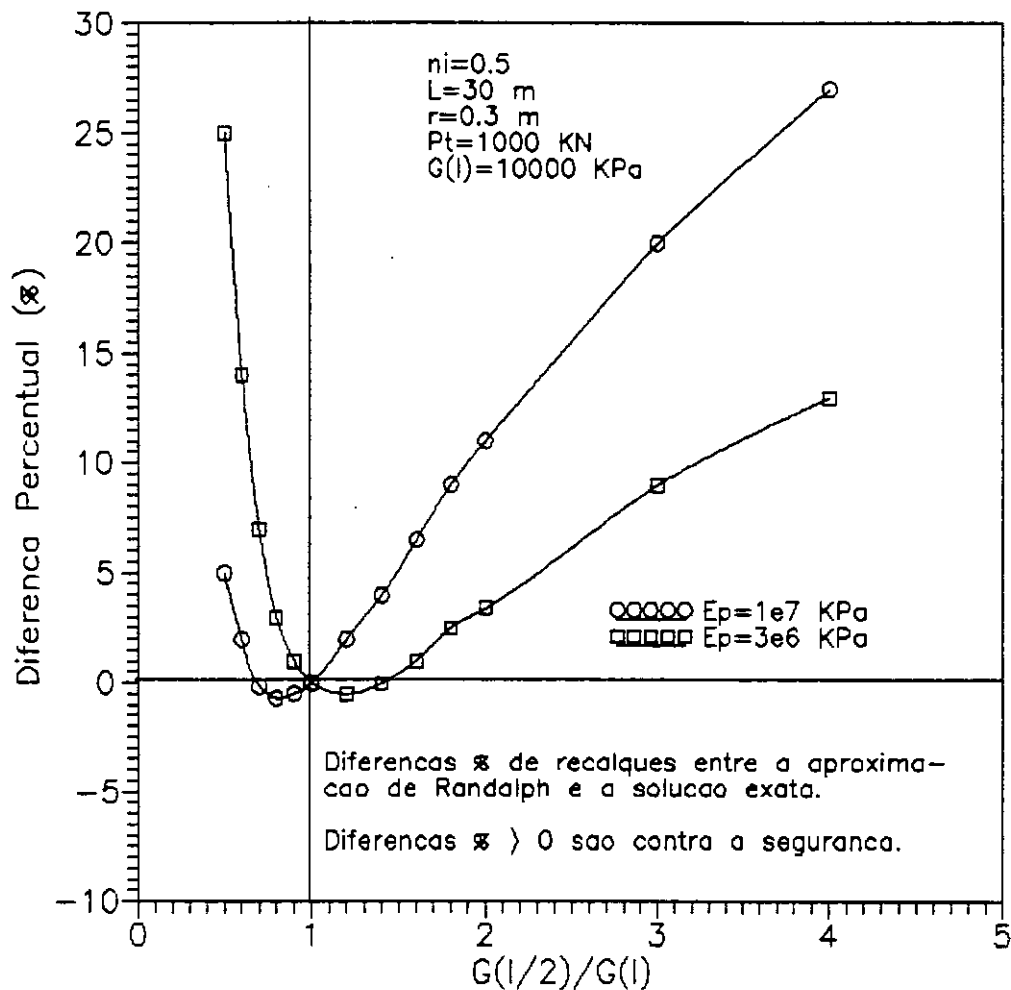


GRÁFICO VII.5.1 - Diferenças entre a aproximação de Randolph e a Solução Exata do Método Proposto

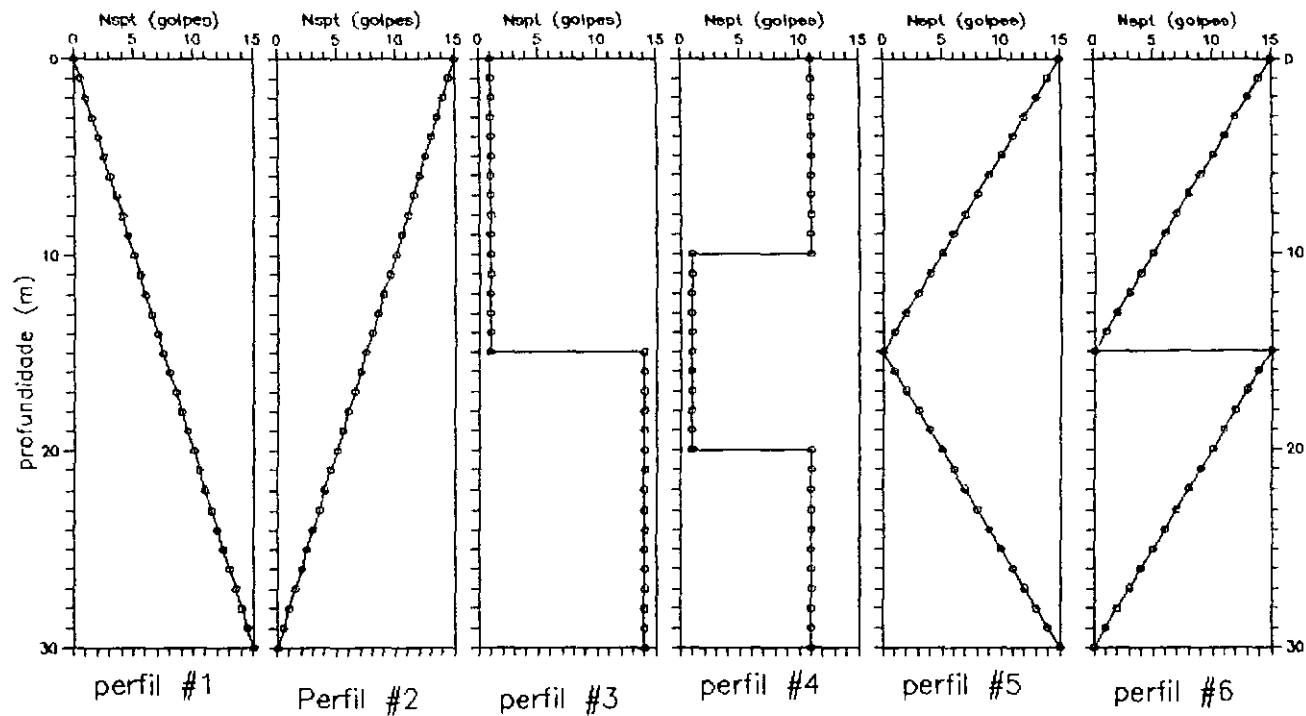


FIGURA VII.5.2- Perfis para análise paramétrica

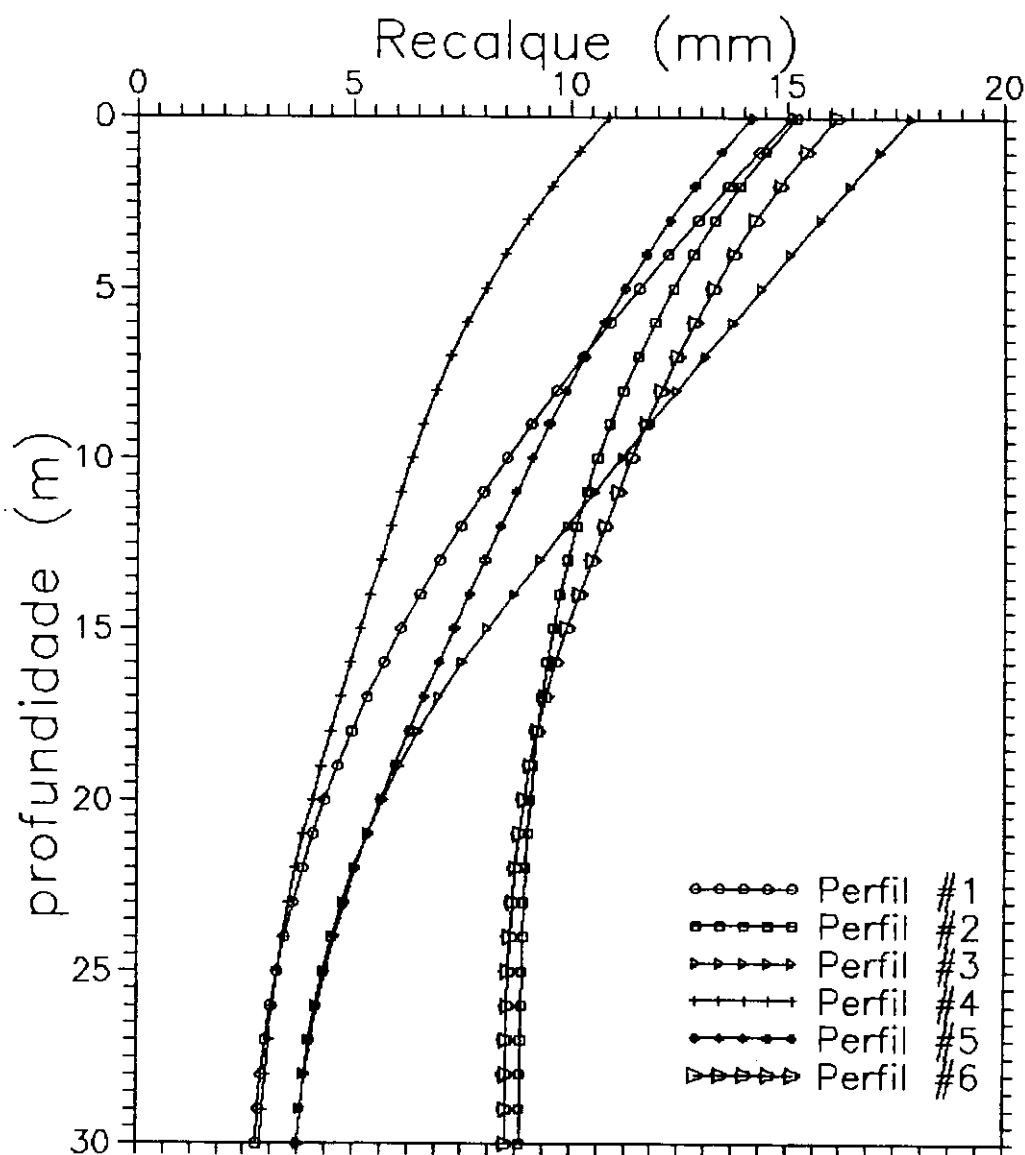


GRÁFICO VII.5.3 - Distribuição de Recalques da Análise Paramétrica

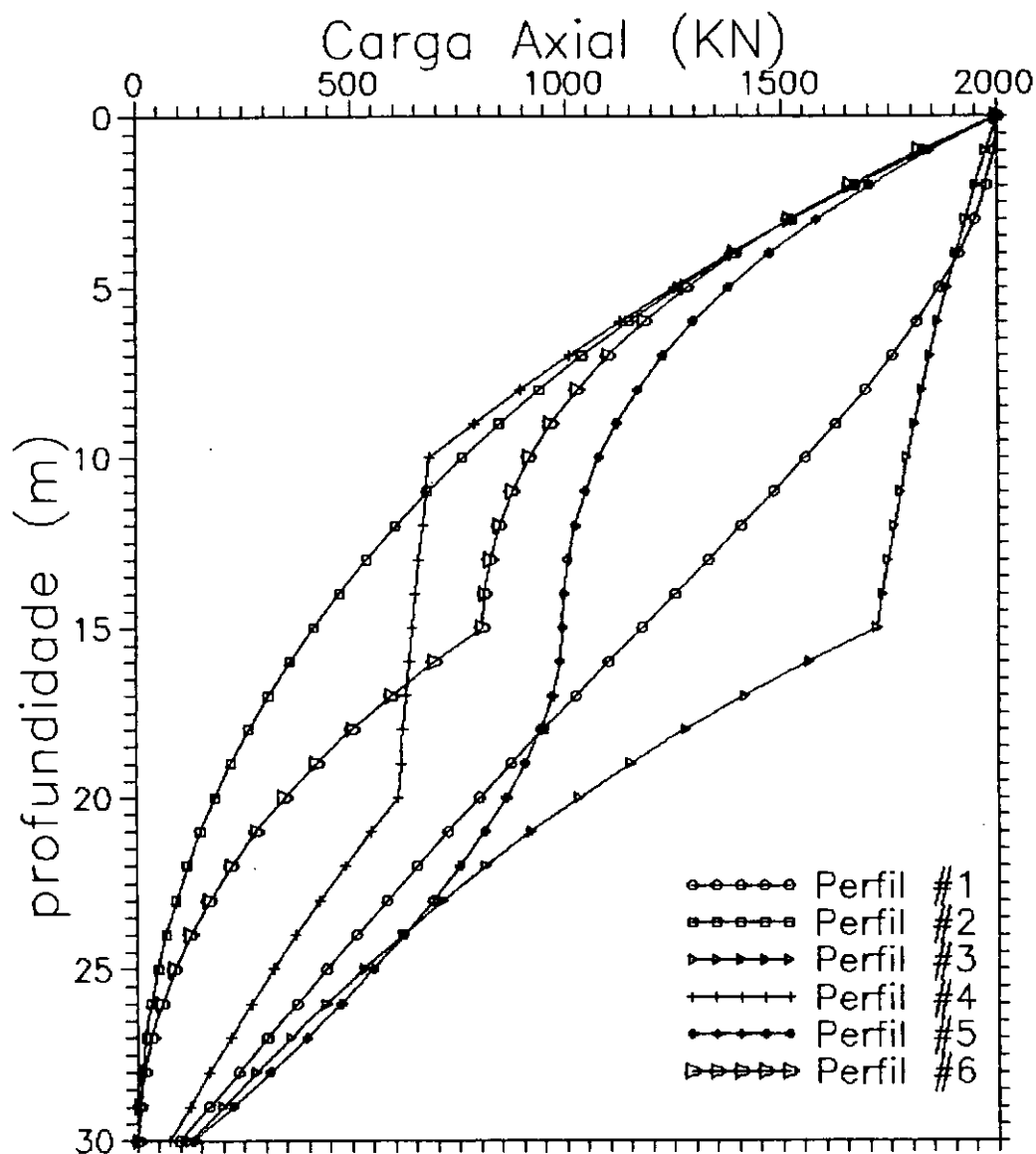


GRÁFICO VII.5.4 - Distribuição de Carga Axial para Análise Paramétrica

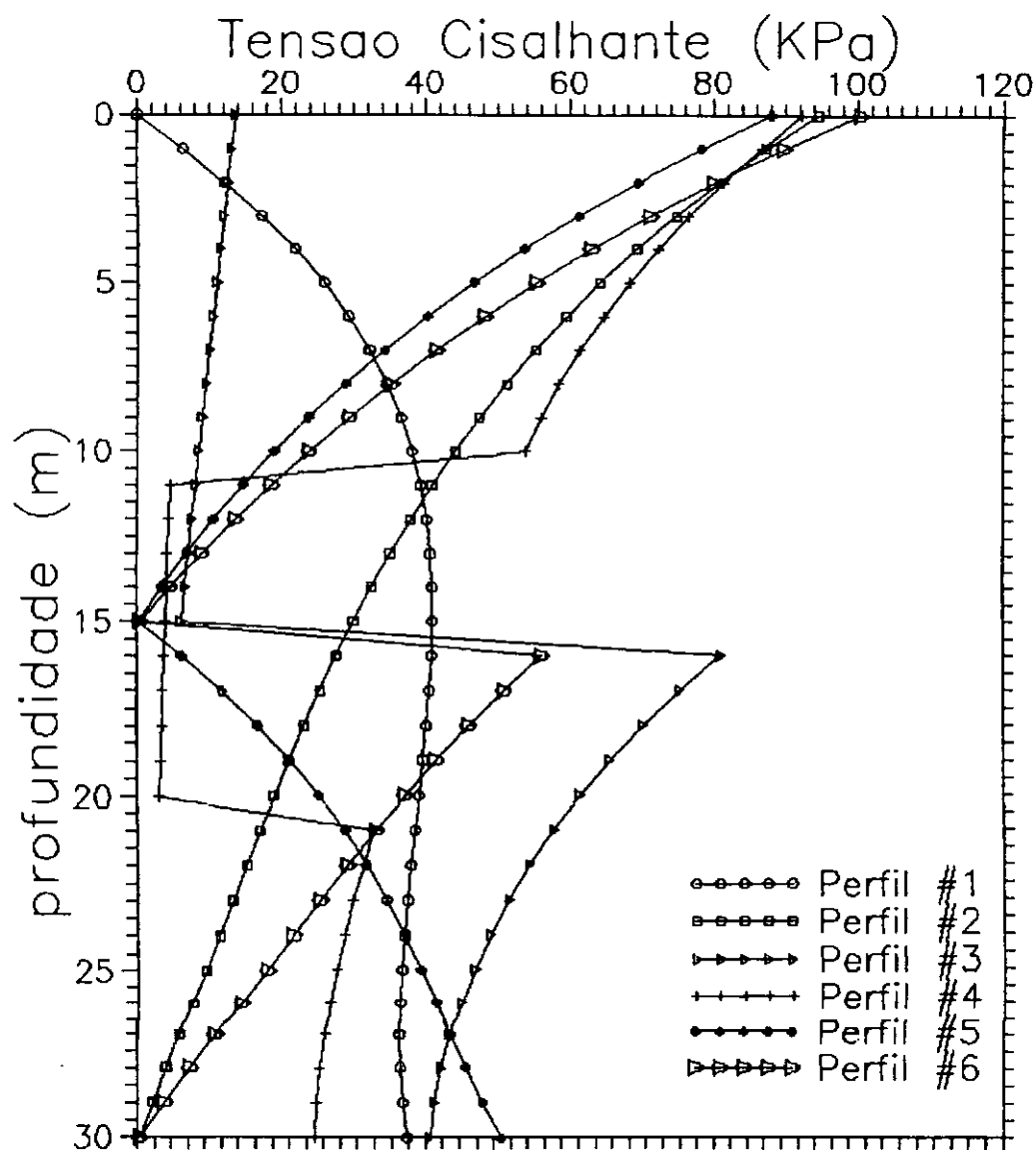


GRÁFICO VII.5.5 - Distribuição de Tensão Cisalhante para a análise paramétrica

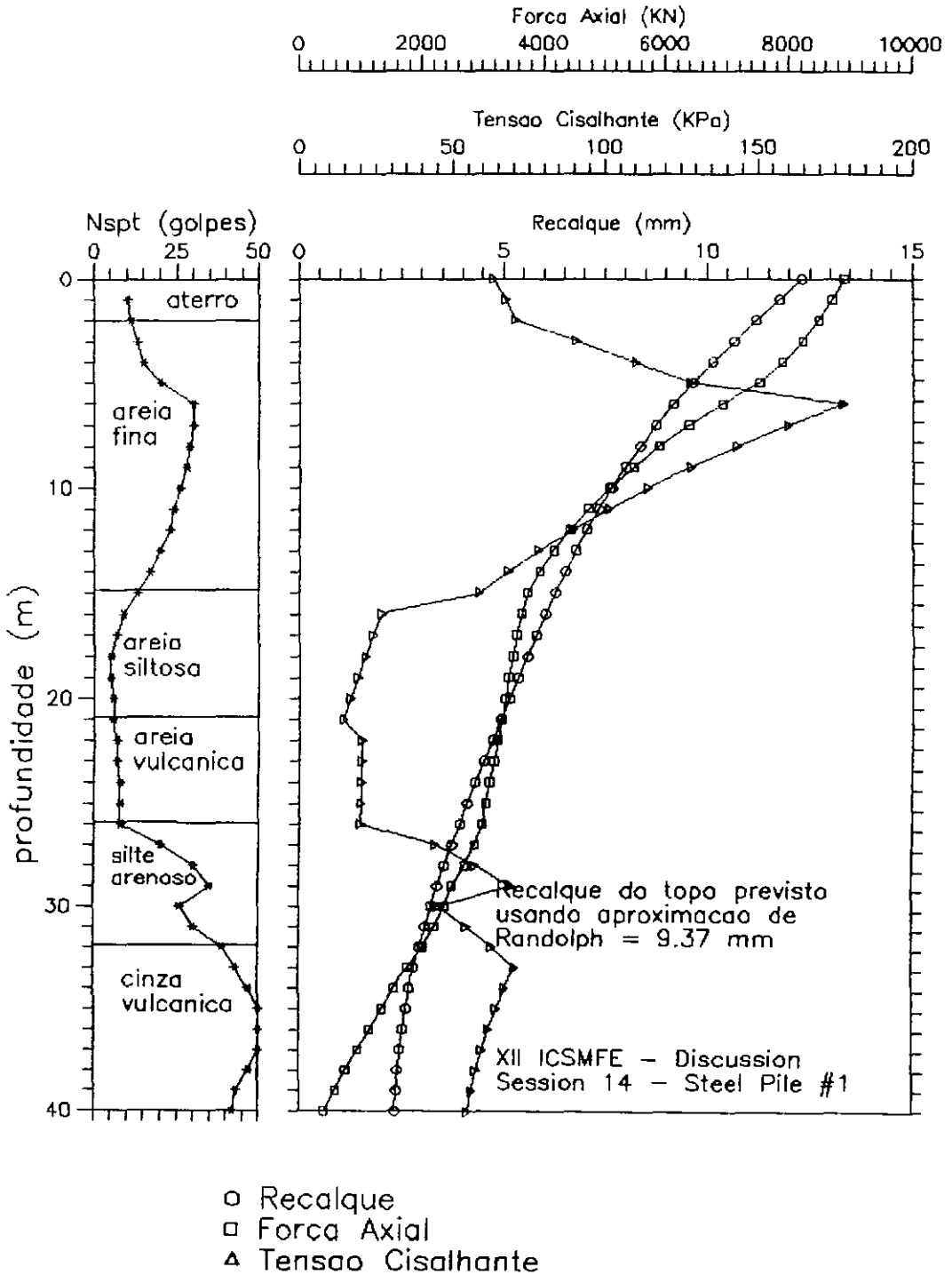


GRÁFICO VII.5.6

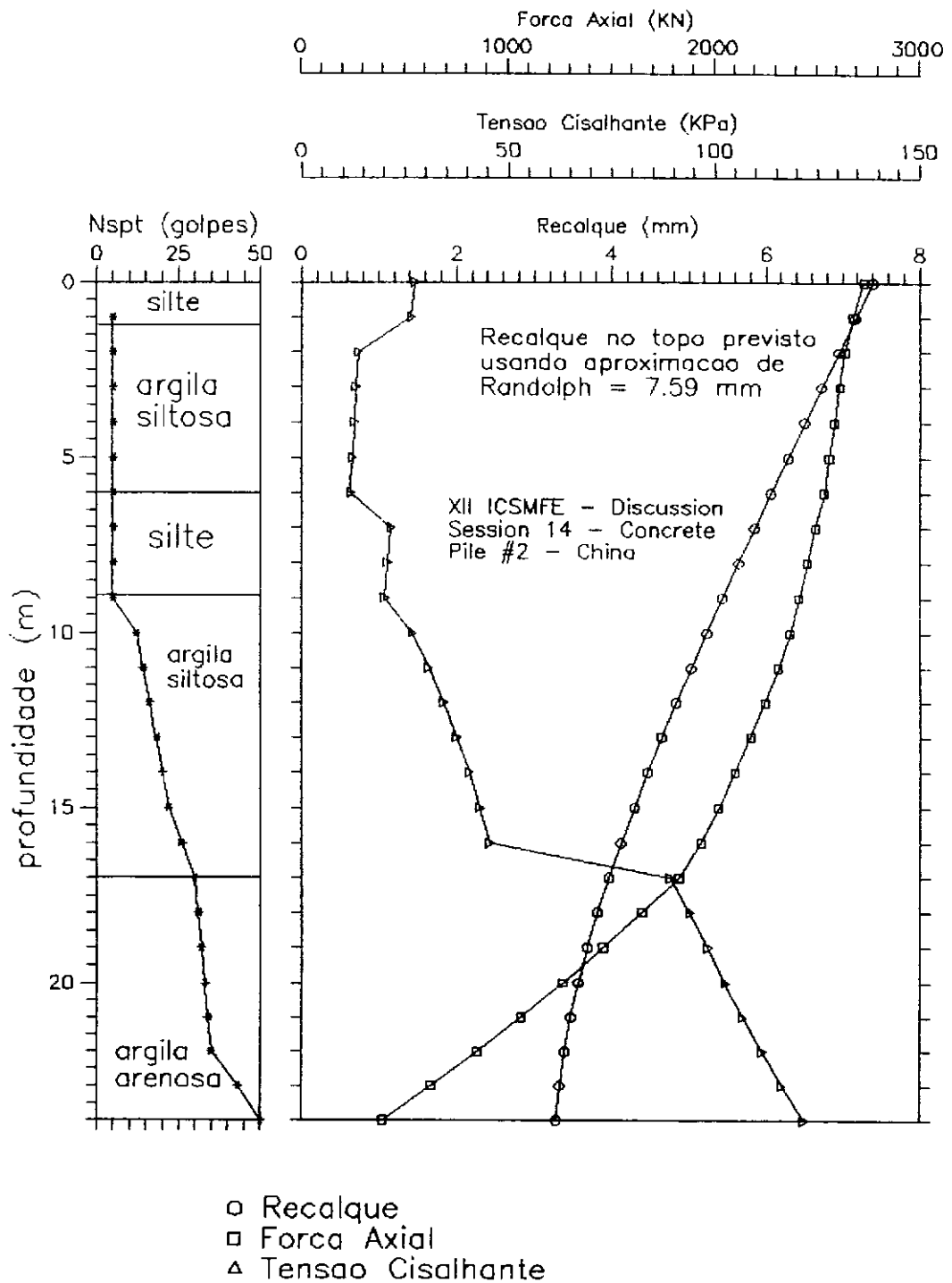
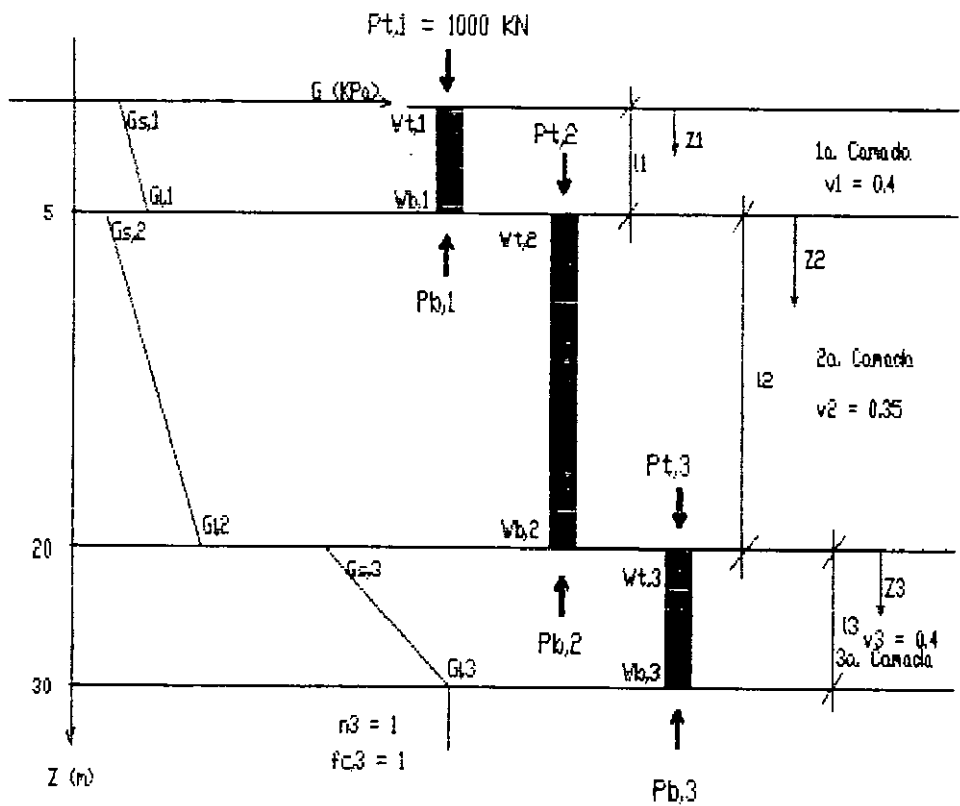


GRÁFICO VII.5.7



Dados:

$$E_P = 1.10^7 \text{ KPa}$$

$$r_0 = 0,3 \text{ m}$$

$$r_b = 0,3 \text{ m}$$

$$G_i = m_i (b_i + z_i)$$

$$l_i$$

$$v_i$$