ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESCAVAÇÕES ESCORADAS EM ARGILAS MOLES E MÉDIAS

ROBSON PALHAS SARAMAGO

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

Aprovada por :

PROF. MAURICIO EHRLICH (D.Sc.)
(Presidente)

PROF. FRANCISCO DE REZENDE LOPES (Ph.D)

PROF. DIRCEU DE ALENCAR VELLOSO (L.D.)

PROF. FERNANDO EMMANUEL BARATA (L.D.)

PROF. ROBERTO FRANCISCO DE AZEVEDO (Ph.D)

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
MAIO DE 1994

SARAMAGO, Robson Palhas

Análise Numérica do comportamento de escavações escoradas em argilas moles e médias (Rio de Janeiro) 1994.

XI , 228 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1994)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro , COPPE.

1- Análise de Escavações Escoradas
I - COPPE/UFRJ II- Título (série)

à minha família

"Estas verdades não são perfeitas porque são ditas,
E antes de ditas pensadas.
Mas no fundo o que está certo é elas negarem-se a si próprias
Na negação oposta de afirmarem qualquer cousa.
A única afirmação é ser.
E ser o oposto é o que não queria de mim."
(Fernando Pessoa - "O Eu Profundo e os Outros Eus")

AGRADECIMENTOS

Acredito ser este o momento mais difícil desta fase de redação da tese. A concentração vaga longe, tão diversas são as pessoas quanto os momentos que agora tomam minha lembrança.

Inicialmente gostaria de agradecer a DEUS pela oportunidade da vida, oportunidade esta que permitiu o término do presente trabalho.

Ao Prof. Halley Pacheco (titular de hematologia da UFRJ) pelo vasto conhecimento, pela confiança que transmite e pela capacidade de ser infinitamente fraterno. Meus agradecimentos eternos.

Ao Prof. José Ribamar e sua equipe de cirurgiões pela impressionante destreza e dedicação.

Ao Professor Maurício Ehrlich, orientador deste trabalho, pela sua capacidade de passar ensinamentos, de mostrar caminhos e de motivar. Além disto, durante nossa convivência , mostrou um lado humano até então não conhecido por mim, mostrando-se preocupado não somente com a tese porém com a pessoa a quem estava orientando.

Ao Professor Fernando Emannuel Barata, pelos caminhos abertos na Geotecnia e pela motivação contagiante.

Ao Professor Francisco de Rezende Lopes e a Professora Maria Cristina Moreira Alves, pelo auxílio e sugestões na utilização do Progeo.

Ao Professor Cláudio Mahler, pelas sugestões na parte numérica do presente trabalho e pela amizade demonstrada nos momentos mais difíceis de minha vida.

Ao Professor Fernando Danziger e ao Engº Claudio Pereira Pinto, pela demonstração de amizade e por terem mostrado um caminho de vida.

Ao Professor Ian, pelos slides do Metrô Lote 4.

Aos companheiros do Laboratório de Solos, pelo companheirismo, amizade e dedicação. Em especial ao Engº Eduardo Nazareth, pelo interesse demonstrado em solucionar os mais diversos problemas durante a elaboração do presente trabalho.

À COPPE/UFRJ pelo apoio ao presente trabalho.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

Ao colega Brugger, pela ajuda com o Progeo e com a saída gráfica.

À Gisele, pelos desenhos.

Aos amigos Leidimar e Afonso, pela amizade e pelo exemplo que são de esforço e dedicação a profissão.

À minha colega e amiga Valéria, amiga para todos os momentos, cuja amizade perdurará por todas as nossas vidas.

Ao amigo Neudo Barroso, Elza e a Jussara, pelo acompanhamento e dedicação durante o período de enfermidade.

À minha família, pelo apoio, compreensão, dedicação e amor que sempre encontrei.

Ao meu irmão Davi, cujo sorriso mostrou-se o mais eficaz dos remédios, remédio capaz de fornecer uma vontade infinita de estar vivo.

À Adriana, pela ajuda na composição da apresentação deste trabalho e pelo apoio e carinho fundamentais para o término do mesmo.

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

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESCAVAÇÕES ESCORADAS EM ARGILAS MOLES E MÉDIAS

Robson Palhas Saramago

MAIO, 1994

Orientador: Maurício Ehrlich
Programa: Engenharia Civil

Neste trabalho é analisado o comportamento de escavações escoradas em solos argilosos (argilas moles e médias) sob condições não drenadas.

O principal objetivo é estudar a influência da rigidez do paramento no comportamento das escavações escoradas.

Inicialmente este trabalho apresenta uma revisão dos fatores que influenciam o comportamento das escavações escoradas, do mecanismo de ruptura do fundo, da distribuição de pressões de terra atuando no parede estroncada, dos métodos existentes para a análise de estabilidade das escavações e uma revisão da análise por elementos finitos e como esta importante ferramenta pode ser utilizada para simular uma escavação escorada.

Finalmente é apresentado um estudo paramétrico com a análise dos resultados de 55 casos.

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

NUMERICAL ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF STRUTTED EXCAVATIONS IN SOFT AND MEDIUM CLAYS

Robson Palhas Saramago
MAY, 1994

Thesis Supervisor : Maurício Ehrlich
Departament: Civil Engineering

In this work the behavior of strutted excavations in clayey soil (soft to medium clays) under undrained conditions is analysed.

The principal objective of this work is to study the influence of the wall stiffness in the behavior of strutted excavations.

At first this work presents a review of the factors that affect the behavior of strutted excavations, the mechanism of bottom instability, the distribution of earth pressure acting on a braced wall, the methods available for the stability analysis of excavations and a review of finite element analysis and how this important tool can be used to simulate a strutted excavation.

At last a parametric study is presented together with the analysis of the results of 55 cases.

ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

I.1 - Importância do estudo 2
I.2 - Objetivo do trabalho 3

CAPÍTULO II - FATORES QUE INFLUENCIAM AS ESCAVAÇÕES ESCORADAS 5

CAPÍTULO III - O COMPORTAMENTO DAS ESCAVAÇÕES ESCORADAS

III.1 - Introdução 17
III.2 - Mecanismo de Ruptura de Fundo em Escavações Escoradas 17
III.3 - Distribuição de Pressões de Terra no Paramento 18

CAPÍTULO IV - ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO FUNDO DE ESCAVAÇÕES ESCORADAS

IV.1 - Introdução 36
IV.2 - Terzaghi (1943) 37
IV.3 - Tschebotarioff (1951) 38
IV.4 - Bjerrum e Eide (1956) 39
IV.5 - Navfac DM-7 (1971) 41
IV.6 - Ehrlich (1987) 43
IV.6.1 - Método de Análise via Tensões Totais 46
IV.6.2 - O programa AROFU.BAS 50

CAPÍTULO V - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

V.1 - Introdução 61
V.2 - Princípio do Método 62
V.3 - Formulação do Método 63
V.4 - Modelos Elásticos 65
V.4.1 - Modelos Elásticos Lineares 65
V.4.2 - Modelos Elásticos Não-Lineares 65
V.4.2.1 - Incrementais 66
V.4.2.2 - Iterativos 68
V.4.2.3 - Modelo Hiperbólico 69
V.5 - Simulação de Escavação 74
V.5.1 - Testes a serem realizados 79
V.6 - O Programa PROGEO 82
V.6.1 - O Programa PROGRAFG 83

CAPÍTULO VI - DESCRIÇÃO DO ESTUDO PARAMÉTRICO

VI.1 - Introdução 100
VI.2 - O Solo Analisado 100
VI.3 - Parâmetros da Escavação e do Sistema de Escoramento 101
VI.4 - A Malha de Elementos Finitos 107

CAPÍTULO VII - RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

VII.1 - Introdução 113
VII.2 - Zonas de Plastificação e Vetores Deslocamento 113
VII.3 - Fator de Segurança 115
VII.4 - Deslocamentos Horizontais do Paramento 117
VII.5 - Razão de Deslocamento 120
VII.6 - Empuxo da Massa Arrimada 123
VII.7 - Empuxo Abaixo do Fundo da Escavação do Lado Passivo 127

CAPÍTULO VIII - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

VIII.1 - Conclusões 220
VIII.2 - Sugestões 222

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 223

CAPÍTULO I
INTRODUÇÃO

I. INTRODUÇÃO

I.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO

Segundo EHRLICH(1987), uma escavação consiste na remoção de solo e água, ocorrendo, de forma geral, um rebaixamento do lençol d'água abaixo do nível de escavação e também fora da escavação. Esta retirada de solo e água propicia um alívio de tensões totais que, junto ao possível rebaixamento do lençol d'água, acarretam variações no estado de tensões efetivas, tornando possíveis grandes deslocamentos de solo e plastificações localizadas e generalizadas deste solo em torno da escavação.

Com o grande crescimento urbano verificado nas últimas décadas em todo o mundo, a demanda por construções de grande porte se fez presente. Com esta necessidade de se executar as grandes obras de melhoria para a população, nos deparamos com uma crescente demanda pelas escavações escoradas. As escavações escoradas tornaram-se indiscutivelmente indispensáveis para o desenvolvimento dos grandes centros urbanos, porém, ao mesmo tempo, podem se transformar num grande transtorno para a população. É muito comum os habitantes de grandes centros urbanos participarem de movimentos populares contra a execução de obras envolvendo escavações, ou contra as administrações responsáveis tais obras, devido aos transtornos que, muitas vezes, causam ao dia-a-dia do cidadão.

Vários são os aspectos necessários a um projeto de escavação escorada: este projeto deve apresentar segurança para os trabalhadores envolvidos diretamente em sua execução e para os indivíduos que serão beneficiários desta obra; não deverá causar danos às construções vizinhas; o custo deverá ser o menor possível sem comprometimento da qualidade e segurança; a execução deverá ser feita com o máximo de otimização do tempo para que seja minorado o tempo de transtorno por que passa a comunidade.

Como se verifica, a necessidade de escavações escoradas para o pleno desenvolvimento dos centros urbanos é uma realidade, como também é realidade a potencialidade de problemas que estas obras podem causar à população. E, infelizmente, apesar do crescimento do conhecimento sobre comportamento de escavações escoradas nas últimas décadas, ainda não temos uma metodologia bem definida, que nos forneça uma previsão das movimentações e plastificações no maciço, levando em conta os diversos aspectos envolvidos em tal tipo de obra.

Vale aqui transcrever de LAMBE (1970):

"... escavações escoradas constituem uma área negligenciada de estudo na engenharia de solos. A presente e crescente importância das escavações escoradas claramente justifica o esforço requerido para o aperfeiçoamento da técnica".

I.2. OBJETIVO DO TRABALHO.

O presente trabalho tem por objetivo principal o estudo da influência da flexibilidade do sistema de contenção no comportamento de escavações escoradas em argilas moles e médias.

Será efetuada uma análise paramétrica de 55 escavações (hipotéticas), onde são variáveis: o comprimento da ficha e as características de deformabilidade do paramento e do solo argiloso.

As escavações foram simuladas em 5 níveis, sendo que a construção foi considerada como sendo rápida bastante para que o comportamento não drenado do solo pudesse se verificar.

As análises foram efetuadas utilizando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), sem o qual seria inviável tal proposta de trabalho. O programa utilizado foi o PROGEO. Tanto o Método de Elementos Finitos quanto o PROGEO serão comentados posteriormente.

O capítulo II tem por objetivo fornecer uma visão geral dos inúmeros fatores que exercem influência no comportamento das escavações escoradas.

No capítulo III é apresentada uma revisão do comportamento das escavações escoradas. São abordados os mecanismos de ruptura de fundo em escavações escoradas e a distribuição de tensões horizontais de terra na parede..

No capítulo IV é feita uma revisão das análises da estabilidade do fundo de escavações escoradas. Também é apresentado o programa Arofu.bas que será utilizado como importante ferramenta nas análises paramétricas das escavações do presente estudo.

O capítulo V tem por objetivo fornecer uma revisão dos aspectos concernentes ao Método dos Elementos Finitos (MEF), onde é apresentado o seu princípio básico, sua formulação e aspectos do método diretamente relacionados com o processo de escavação. São apresentados os modelos elásticos lineares e não lineares e sua modelação dentro do Método dos Elementos Finitos, sendo que é dada uma atenção especial ao modelo hiperbólico, modelação utilizada para o nosso estudo paramétrico. É apresentada uma revisão dos modelos existentes para simulação da escavação dentro do Método dos Elementos Finitos , os testes a serem realizados para a verificação destas modelações e ainda é feita uma apresentação do programa PROGEO e de sua interface gráfica PROGRAFG.

O capítulo VI fornece uma descrição do estudo paramétrico, mostra-se o solo a ser analisado, os parâmetros da escavação e do sistema de escoramento.

No capítulo VII são mostrados os resultados oriundos do estudo paramétrico, onde é verificado o efeito da flexibilidade da parede sobre as zonas de plastificação que se desenvolvem no interior da massa de solo, sobre os vetores deslocamento, sobre o fator de segurança à ruptura de fundo, sobre os deslocamentos horizontais da parede, sobre a razão de deslocamento, sobre o empuxo da massa arrimada e, finalmente, sobre o empuxo de terra abaixo do fundo da escavação do lado passivo.

O capítulo VIII apresenta as conclusões do presente estudo em relação à influência da flexibilidade do paramento e em relação ao comportamento das escavações escoradas como também sugestões para estudos futuros no campo de escavações escoradas.

CAPÍTULO II
FATORES QUE INFLUENCIAM AS ESCAVAÇÕES ESCORADAS

II. FATORES QUE INFLUENCIAM UMA ESCAVAÇÃO

Vários são os fatores que influenciam uma escavação. São eles: propriedades do solo, controle do nível d'água, tempo, fluxo d'água, dimensões da escavação, sistema de escoramento, programa de escavação e escoramento, estruturas próximas e carregamentos transientes (EHRLICH, 1987).

EHRLICH (1987) discute o efeito combinado das propriedades do solo, do controle do nível d'água e do tempo no comportamento de uma escavação.

A questão fundamental está no fato de não existir, na realidade, uma condição de solicitação não drenada, nem uma condição de solicitação drenada e sim uma condição parcialmente drenada, pois a escavação não é realizada a um tempo suficientemente longo que propicie uma condição perfeitamente drenada, nem é realizada de maneira tão rápida que não permita qualquer dissipação de poro-pressão.

Na prática, consideramos que a escavação executada em depósitos sedimentares argilosos esteja submetida a uma solicitação não-drenada, enquanto a escavação executada em depósitos arenosos esteja submetida a uma solicitação drenada. Porém a questão não pode e não deve ser tratada de forma simplista, faz-se necessário para o projetista que ele não esteja trabalhando com uma hipótese pouco condizente com a realidade.

Para melhor estabelecer parâmetros quanto à validade ou não de se admitir uma hipótese não-drenada para uma determinada escavação em argila saturada, OSAIMI e CLOUGH (1979) construiram ábacos a partir de simulação de escavação efetuada com o auxílio do Método dos Elementos Finitos. Estes ábacos apresentam curvas do grau de dissipação de poro-pressão médio ao final da escavação (figura II.1) para diferentes velocidades de escavação e coeficientes de permeabilidade.

EHRLICH (1987) adverte quanto à utilização e análise dos resultados obtidos destes ábacos. Não se deve perder de vista o fato de os autores citados terem um modelo bem simplificado do problema, não levando em conta a possibilidade de ocorrência de camadas de materiais mais permeáveis (areia e/ou silte), e de gases dissolvidos na água intersticial, que propiciam uma maior velocidade de dissipação da poro-pressão.

A escavação analisada pelos autores citados foi unidimensional, de 15 metros de profundidade, o depósito de argila homogênea, com 30 metros de profundidade e após esta camada de argila considera-se a presença da camada de alta resistência. A relação tensão-deformação foi tomada como elástico-linear, o adensamento como unidimensional, com módulo de elasticidade (E) igual a 6898 kN/m2 e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3.

Sob condições drenadas, o fluxo d'água tem influência nas pressões d'água contra a parede de contenção e também altera as tensões efetivas nos lados ativo e passivo da escavação (Fig II.2), sendo capaz de levar a ocorrência de uma ruptura de fundo na escavação. Estudos deste efeito foram realizados por KAISER e HEWIT (1982).

WONG e BROMS (1989) realizaram estudos com o intuito de analisar os diversos fatores que afetam o deslocamento lateral, o recalque e a ruptura de fundo em escavações escoradas em argila sob condições não drenadas. Para a realização deste estudo, os autores citados fizeram uso do Método dos Elementos Finitos, utilizando uma versão modificada do programa EXCAV desenvolvido por DUNCAN e CHANG (1977).

A importância da dimensão da escavação é de fácil percepção, pois o volume a ser escavado está diretamente relacionado à variação das tensões totais e em condições drenadas com o rebaixamento do lençol d'água influenciando no fluxo d'água. O alívio das tensões totais e o rebaixamento no nível d'água propiciam variações no estado de tensões efetivas no solo , acarretando deformações.

WONG e BROMS (1989) demonstram a influência da profundidade da escavação, analisando a correlação desta com a razão de deslocamento ($\frac{\delta_{Hmax}}{H}$) que é definida como sendo a razão entre o deslocamento horizontal máximo da parede e a profundidade da escavação. Na figura (II.3) apresentam-se os 5 perfis de solo utilizados nesse estudo.

Realizaram a análise para profundidades diferentes (figura II.4), mantendo constante todos os demais parâmetros. Como resultado desse estudo podemos observar que para os três perfis com a resistência ao cisalhamento constante com a profundidade (perfis (a), (b) e (c)), existe uma variação linear entre a razão de deslocamento e a profundidade. Por sua vez, o perfil(e), cuja resistência ao

cisalhamento cresce linearmente com a profundidade, a razão de deslocamento é praticamente independente da profundidade .

O mesmo tratamento foi apresentado para indicar o efeito da largura da escavação sobre o comportamento das escavações escoradas. Segundo WONG e BROMS (1989), caso seja o depósito argiloso muito profundo, o deslocamento lateral aumentará quase na mesma proporção que a largura da escavação. Vale a analogia com o recalque de sapatas assentadas em argilas onde o recalque apresenta um aumento aproximadamente linear com a largura da sapata para uma determinada pressão. Isto se deve ao fato das zonas de plastificação desenvolverem-se com o aumento da largura da cava, acarretando desta forma maiores deslocamentos. Na figura (II.5) apresenta-se o resultado deste estudo.

A profundidade da camada de grande resistência define a espessura de argila abaixo do fundo da escavação e, consequentemente, influencia o tamanho da zona de plastificação, podendo, segundo WONG e BROMS, restringir os deslocamentos do solo abaixo e em torno da escavação. É apresentada (figura II.6) a variação da razão de deslocamento com a espessura relativa (T/B), sendo T a espessura da camada de argila e B, a largura da cava.

Verifica-se, na figura (II.6) que a razão de deslocamento aumenta linearmente com a espessura da camada de argila quando esta espessura é menor do que a metade da largura da cava ($T < B / 2$) e existe uma tendência a permanecer constante quando a espessura da camada de argila é maior do que a largura da cava. Segundo os mesmos autores o efeito da espessura relativa (T / B) aumenta com o aumento da profundidade da escavação.

WONG e BROMS (1989) apresentam um gráfico (figura II.7) onde correlacionam a razão de deslocamento com o fator de segurança à ruptura de fundo calculado através da proposta de TERZAGHI (1943) que será apresentada no capítulo III. A razão de deflexão aumenta rapidamente quando o fator de segurança é menor do que dois ($F_S < 2$) e se apresenta, aproximadamente, constante para fatores de segurança maiores do que dois ($F_S > 2$).

Em geral, as deformações existentes na parade ao nível das estroncas após as instalações das mesmas é muito pequena, porém, caso o estroncamento não seja realizado de imediato, as deformações resultantes deste possível atraso no escoramento são de caráter permanente, devido ao comportamento inelástico do solo.

No presente trabalho, na simulação das escavações, ter-se-á, como hipótese básica, o fato do escoramento ser realizado de imediato, logo após a escavação de cada nível, considera-se também serem as estroncas indeformáveis, o que leva à ausência de deformações ao nível do escoramento após a instalação do estroncamento.

A existência de edificações e de cargas transientes em torno da escavação altera o estado de tensões no solo. Logo, também esta influência é de vital importância para o sucesso de um sistema de escoramento.

O dimensionamento do sistema de escoramento, seja o comprimento da ficha ou a flexibilidade da mesma, afeta de forma direta o estado de tensões do solo, acarretando modificações nos campos de deslocamentos no interior do solo, nas possíveis zonas de plastificação no interior do solo e nos esforços do solo sobre a parede (logo nas cargas no escoramento).

Segundo EHRLICH (1987), os recalques superficiais, numa escavação, englobam um volume total que chamaremos a partir de agora de V_1, sendo este volume de recalque superficial a resultante final do somatório de outros dois volumes deslocados: o primeiro devido ao deslocamento do paramento, ao qual denominaremos V_2 e o segundo, o volume deslocado no levantamento do fundo da escavação, ao qual denominaremos de V_3. Como na condição não-drenada para solos saturados não temos variação de volume, V_1 será igual a $V_2 + V_3$(figura II.8).

A presença da ficha, num sistema de escoramento, e seu dimensionamento, em certo casos são fatores de grande importância para a estabilidade de uma escavação, sendo o seu comprimento e a sua rigidez fatores capazes de aumentar o coeficiente de segurança quanto à ruptura de fundo em escavações escoradas.

WONG e BROMS (1989) conduziram uma análise para investigarem também a influência do efeito da rigidez do paramento e da camada de grande resistência. Realizaram três séries de análises com duas paredes de módulos de elasticidade (E) e momentos de inércia (I) diferentes, para diversas profundidades do indeslocável. A série (a) pertence a uma estaca-prancha com apoio livre , as séries (b) e (c) com apoio fixo. Considerou-se uma articulação entre o paramento e a camada de alta resistência. A figura (II.9) reproduz os resultados pesquisados por WONG e BROMS (1989). Estes resultados são referentes ao estágio final da escavação (H=11m).

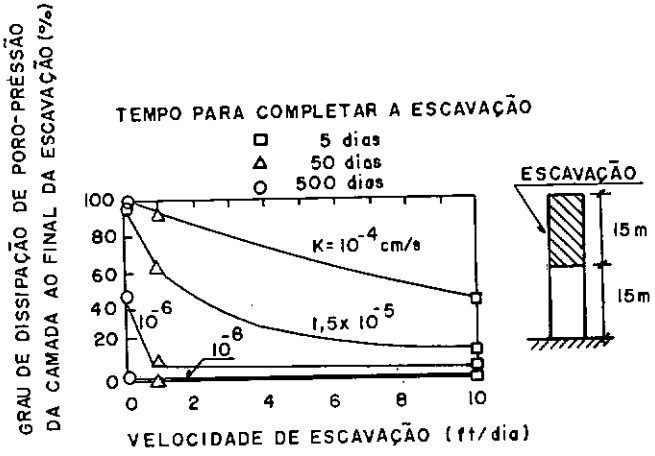


Figura (II.1) - Grau de dissipação de poro-pressão médio ao final da escavação para diferentes velocidades de escavação e permeabilidade do meio , OSAIMI e CLOUGH (1979).

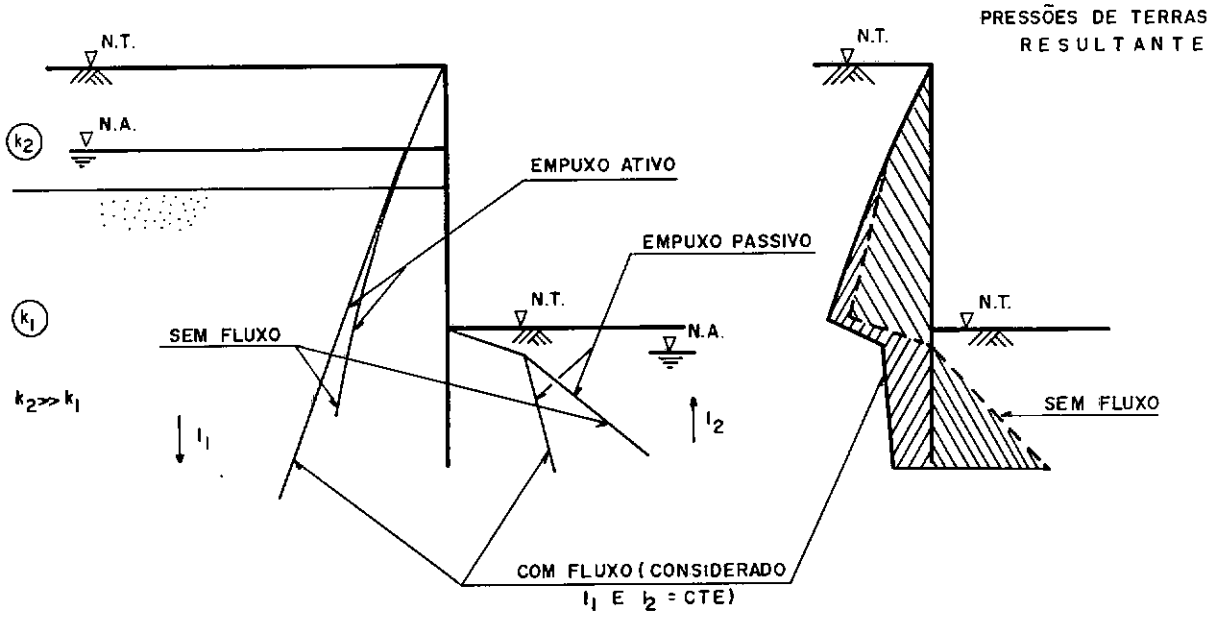


Figura (II.2) - Influência do fluxo nas pressões de terra , KAISER e HEWIT (1982)

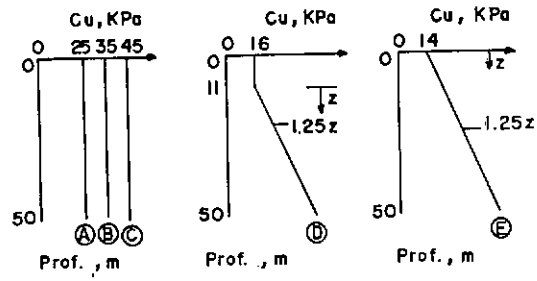


Figura (II.3) - Perfis de solo utilizados por WONG e BROMS (1989)

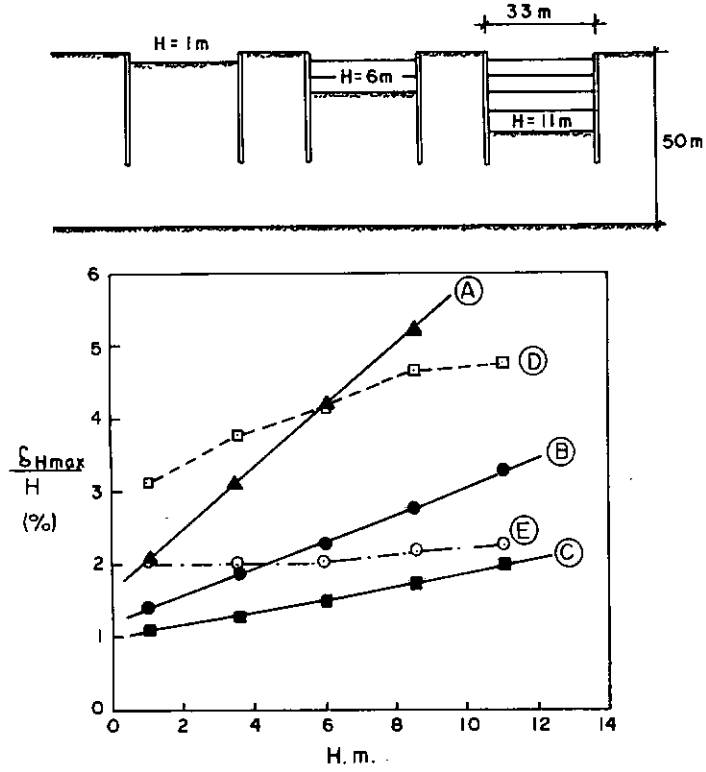


Figura (II.4) - Razão de deslocamento versus profundidade de escavação , WONG e BROMS (1989).

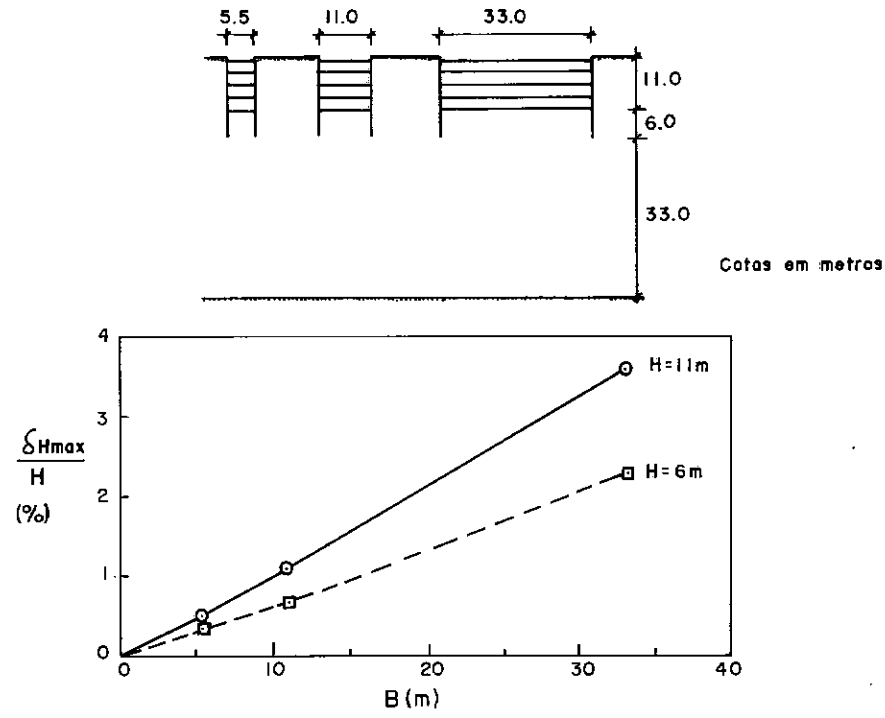


Figura (II.5) - Razão de deslocamento versus largura da cava , WONG e BROMS (1989)

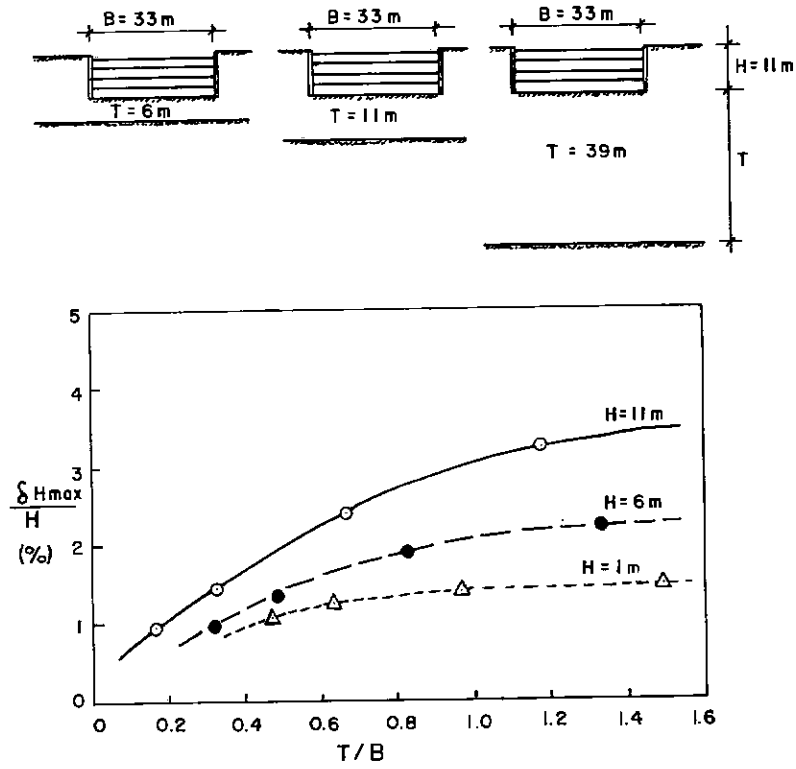


Figura (II.6) - Razão de deslocamento versus espessura relativa , WONG e BROMS (1989).

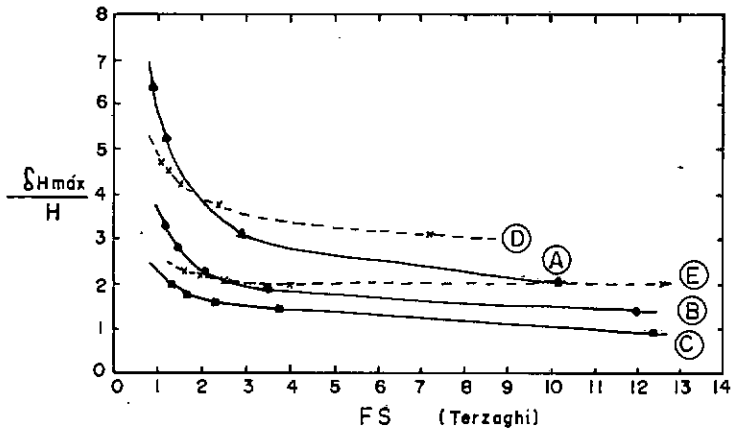


Figura (II.7) - Razão de deslocamento versus fator de segurança , WONG e BROMS (1989).

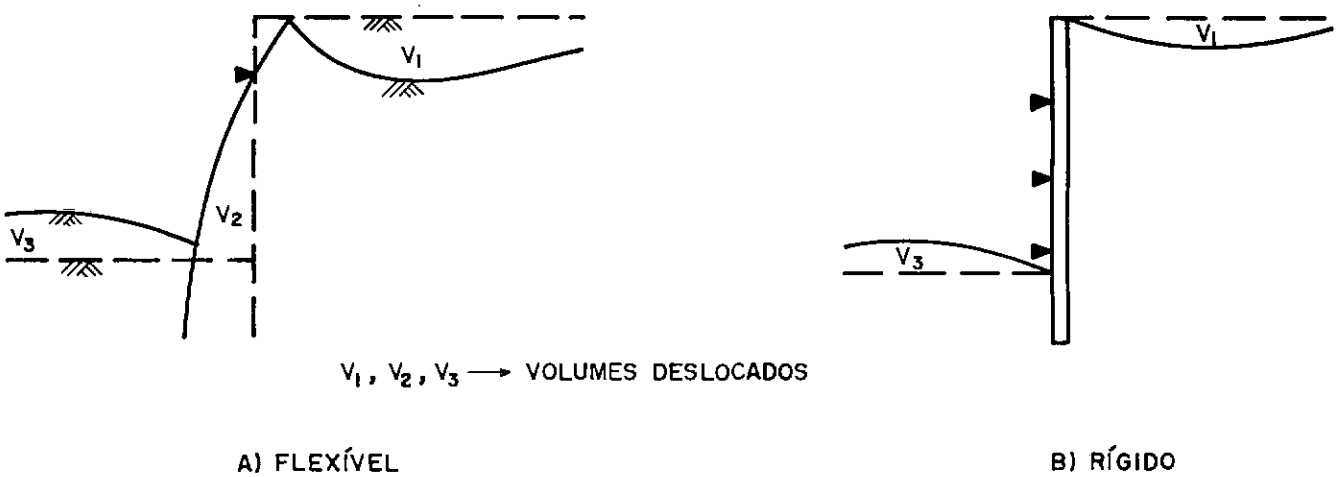


Figura (II.8) - Influência da rigidez do sistema de escoramento de uma escavação escorada, EHRLICH(1987)

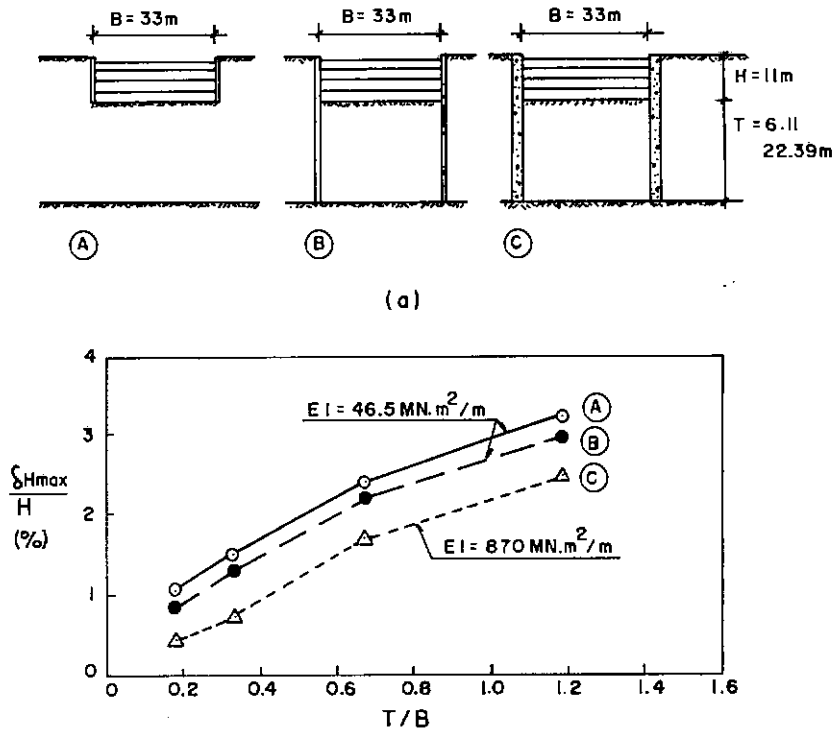


Figura (II.9) - Razão de deslocamento versus espessura relativa para escavações com diferentes módulos de elasticidade e momentos de inércia , WONG e BROMS (1989).

CAPÍTULO III
O COMPORTAMENTO DAS ESCAVAÇÕES ESCORADAS

III. O COMPORTAMENTO DAS ESCAVAÇÕES ESCORADAS

III.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por finalidade fornecer uma breve revisão de diversos aspectos concernentes ao comportamento das escavações escoradas. Apresentam-se os mecanismos de ruptura do fundo em escavações escoradas e aborda-se a distribuição de pressões de terra no sistema de suporte das referidas escavações.

III.2. MECANISMOS DE RUPTURA DE FUNDO EM ESCAVAÇÕES ESCORADAS

Apresenta-se uma revisão dos mecanismos de ruptura de fundo para argila. Mesmo sabendo que, no processo de ruptura, o mecanismo é basicamente o mesmo sob solicitação drenada ou não drenada, consideraremos apenas, o caso não drenado.

O mecanismo se dá, segundo EHRLICH(1987), da seguinte forma: o alívio de tensões totais e/ou fluxo d'água ocasionado pela escavação acarretam uma ruptura passiva do solo abaixo do fundo da escavação, esta ruptura inicial demarca a cunha passiva (cunha 3 da figura III.1). A ruptura dessa cunha passiva acarreta num desconfinamento horizontal da massa de solo situada ao lado da escavação na porção inferior da ficha, podendo ocorrer uma ruptura ativa desta porção de solo (cunha 2 da figura III.1). No caso da existência da ruptura, esta pode ficar restrita a uma porção interna do maciço de solo, ou atingir a superfície do terreno. O autor citado denominou a ruptura que atinge a superfície do terreno de tipo I e a ruptura restrita ao interior do maciço de tipo II; a ruptura do tipo II pode generalizar-se numa ruptura mais ampla, tornando-se do tipo I.

Com o intuito de analisar o estado de tensões, atuando no solo durante o processo de ruptura de fundo, EHRLICH(1987) supôs a ocorrência do processo de ruptura para um sistema de contenção indeformável e indeslocável horizontalmente, fazendo com que não houvesse o envolvimento do paramento e do estroncamento no processo inicial de ruptura. Analisando o estado de tensões e deformações na figura (III.2), verifica-se que, ao longo da vertical que passa pelo centro do fundo da escavação, tem-se o solo submetido a um estado de extensão(ponto C); propiciado pelo alívio nas tensões verticais provocadas pela escavação. Na região inferior da ficha, posicionada lateralmente à escavação(ponto B), verifica-se uma região submetida a um estado de compressão, originado pelo desconfinamento horizontal.

Já o plano de ruptura se apresenta vertical, visto considerar-se o paramento indeslocável horizontalmente e indeformável no momento da ruptura, estando este plano submetido a tensão cisalhante máxima.

Para os solos saturados e sujeitos à solicitação não drenada, não ocorre variação volumétrica durante o processo de ruptura de fundo. O volume deslocado no fundo da escavação é igual ao volume deslocado na superfície do terreno, caso se considere nulo o deslocamento da parede de contenção. Ocorrendo movimentações no paramento, elas induziriam maiores recalques na superfície do terreno. O entumecimento verificado próximo ao paramento, assim como a deslocamento do fundo da escavação, deve-se ao alívio das tensões verticais presentes no processo de escavação. Por sua vez, o alívio das tensões horizontais na região inferior da ficha é o causador dos recalques superficiais.

As figuras (III.3) e (III.4) apresentam, respectivamente, o círculo de Mohr e as trajetórias de tensões de um ponto genérico A sobre a linha vertical de ruptura (EHRLICH, 1987). Foi adotada a hipótese da igualdade entre a trajetória de tensões efetivas na condição ativa de Rankine e no processo de ruptura de fundo

EHRLICH(1987) resume o mecanismo de colapso de fundo da seguinte forma para uma escavação real: o processo de escavação acarreta, inicialmente, pelo desconfinamento lateral, movimentações preponderantemente horizontais da massa arrimada, ocorrendo uma tendência inicial para a mobilização do estado ativo de Rankine (na figura III.4, o caminho de I para II). A remoção contínua de material no prosseguimento da escavação pode levar à instabilização do fundo da cava, induzindo, no maciço, deformações verticais crescentes. Este aumento de deformações, no sentido vertical, altera a tendência inicial para o estado ativo de Rankine, fazendo agora com que a trajetória de tensões totais projete-se na ruptura no ponto III da figura (III.4).

III.3. DISTRIDUIÇÃO DE PRESSÕES DE TERRA NO PARAMENTO

Este item tem por objetivo fornecer um panorama da distribuição de pressões de terra no paramento, do comportamento da resultante desta distribuição de pressões e dos diagramas de pressões aparentes com suas aplicações.

Sabemos, pela teoria de Rankine de pressões ativas de terra, que a pressão horizontal que o maciço de solo exerce sobre o paramento é definido pela seguinte expressão :

$$p_a = \gamma z \, tg^2 (45 - \phi/2) - 2 c \, tg (45 - \phi/2)$$

sendo :

p_a = pressão ativa de Rankine.

z = profundidade do ponto onde se deseja calcular a pressão ativa.

γ = peso específico do solo.

ϕ = angulo de atrito interno do solo.

c = coesão do solo.

O valor da resultante das pressões ativas de Rankine sobre o paramento pode ser definido através da integral da pressão ativa de Rankine ao longo da profundidade do paramento.

$$E_a = \int_0^H p_a \, d_z \quad = \frac{1}{2} \gamma H^2 \, tg^2 (45 - \frac{\phi}{2}) - 2 S_u \, H tg (45 - \frac{\phi}{2})$$

No presente estudo, como comentado anteriormente, estamos voltados para o comportamento das argilas saturadas submetidos a uma solicitação não drenada. Nessas condições, é válida a hipótese do ângulo de resistência ao cisalhamento nulo.

Sendo $\phi = 0$, as equações acima tornar-se-ão de apresentação mais simplificada:

$$p_a = \gamma z - 2 S_u$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2 S_u H$$

VARGAS(1978) salienta o fato da distribuição de pressões, em arrimos de argilas moles saturadas, ser semelhante, ao longo do paramento, à distribuição das pressões em arrimos de areia, possibilitando que a expressão acima referente à resultante seja expressa por analogia da seguinte forma:

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

logo :

$$K_a = 1 - \frac{4S_u}{\gamma H}$$

MANA(1978) comenta que observações de medições efetuadas na carga de estroncas de diversas escavações escoradas em argilas de consistência mole a média, nos levam a crer que, de maneira geral, o empuxo total é igual ou ligeiramente maior do que o calculado com base no previsto pela teoria de Rankine.

TERZAGHI e PECK(1967) mostram um quadro (figura III.5) comparativo entre os valores das pressões de terra medidos nas estroncas de escavações em argilas ($K_a = \frac{2E}{\gamma H^2}$) com as pressões de terra calculadas com base na teoria de Rankine ($K_a = 1 - \frac{4S_u}{\gamma H}$); vale ressaltar que este estudo é uma complementeção de estudos realizados por FLAATE (1966).

TERZAGHI e PECK (1967) mostram, com esse gráfico, que as pressões observadas encontram-se plotadas dentro de uma faixa de 30%. Como exceção, verificamos seis medições correspondentes à cidade de Oslo (N_3 , N_4 , N_5 , N_6 , N_7 e N_8). Segundo os autores citados, este comportamento é causado pelo grau de instabilidade no fundo destas escavações, havendo uma plastificação tal que os deslocamentos acontecem em grandes proporções. Continuam os mesmos autores demonstrando que a zona de plastificação, nesses casos, desenvolve-se sem restrição devido à falta de restrição abaixo do fundo da escavação e motivado pelo fato do número de estabilidade N ($= \frac{\gamma H}{S_u}$) estar variando entre 6.3 e 8.5; quando a partir de valores entre 3 a 4, recalques superficiais já se apresentam significativos em torno da escavação. Como aproximação para estes casos em que o empuxo total de terra sobre o paramento não corresponde àquele calculado pela teoria de Rankine, TERZAGHI e PECK(1967) apresentam um fator redutor m para ser aplicado na resistência ao cisalhamento.

$$K_a = 1 - m\frac{4S_u}{\gamma H}$$

Para o caso das escavações de Oslo, cuja região de plastificação não possui restrição e o número de estabilidade N é maior do que 4, TERZAGHI e PECK encontraram para m um valor igual a 0.4.

Porém, mesmo com a aplicação deste fator de redução m, os autores acima mencionados, citam o caso do metrô da cidade de Chicago, como sendo inaplicável à metodologia do uso simples do número de estabilidade N e do fator de redução m. As escavações em Chicago possuem espessuras de argila suficientes para o desenvolvimento total da zona de plastificação e o cálculo do número de estabilidade N é maior do que 4, assim como na cidade de Oslo. Como incoerência, verifica-se que o fator de redução m para este caso não é algo em torno de 0.4 como Oslo, e sim igual a 1, pois as cargas nas estroncas e as movimentações são muito inferiores às da cidade norueguesa.

TERZAGHI e PECK(1967) justificam estas supostas incoerências, nas diferenças existentes no grau de pré-adensamento das respectivas argilas. As argilas de Chicago teriam sido submetidas a um pré-adensamento por geleiras glaciais, porém este pré-adensamento não teria sido suficiente para alterar a resistência da argila, e sim suficiente para aumentar o módulo tangente inicial para valores muito grandes quando comparados com argilas normalmente adensadas.

Vale, neste ponto, ressaltar a existência de dois números de estabilidade, definidos após recomendação de PECK, HANSON e THORNBURN (1974). Para o primeiro número de estabilidade N ($\frac{\gamma H}{S_u}$), temos S_u representando a média da resistência não drenada da argila ao longo da escavação. Já para o segundo número de estabilidade N_b ($\frac{\gamma H}{S_{ub}}$), S_{ub} representa a resistência não drenada da argila logo abaixo da escavação.

PECK (1969) sugeriu a utilização do fator m, capaz de ajustar o carregamento para os casos que fogem daqueles de comportamento previsto pela teoria de Rankine. Caso o número de estabilidade N ($\frac{\gamma H}{S_u}$) seja menor do que 6 a 8, utiliza-se o valor de m igual a unidade; caso o número de estabilidade seja maior do que 6 a 8 e a argila possua uma grande espessura abaixo do nível da escavação, m deverá ser tomado igual a 0.4 (figura III.6).

PECK, HANSON e THORNBURN (1974) definiram as condições para a utilização dos dois números de estabilidade N e N_b. Caso o índice adimensional N_b seja menor do que 7 e o índice adimensional N for algo entre 10 e 12, determina-se o diagrama de pressões aparentes pelo diagrama abaixo reproduzido (figura III.7), tomando o cuidado de se adotar uma largura para o diagrama maior do que 0.4 γH. Quando o índice adimensional N_b for maior do que 7 e a instabilidade do fundo for acentuada, tornando iminente a ruptura de fundo. Não existe recomendação por parte dos referidos autores, apenas chamam a atenção que os diagramas de pressão aparente demonstrados não são capazes de indicar as cargas nas estroncas, sendo estas demasiadamente elevadas.

EHRLICH (1987) faz uma reanálise dos casos apresentados por TERZAGHI e PECK (1967), incluindo um novo caso em Oslo (AAS, 1984) e no México (RODRIGUEZ e FLAMAND, 1969) e conclui que os números de estabilidade não têm consistência teórica suficiente para definir corretamente os dois grupos de escavações com comportamento diferenciado citados por TERZAGHI e PECK (1967). Segundo EHRLICH, a baixa representatividade do índice adimensional N_b tem origem na imperfeição deste índice como instrumento para avaliar a estabilidade do fundo da escavação, pois não leva em consideração fatores que exercem grande influência no processo de estabilidade do fundo, como a geometria da escavação, a presença e flexibilidade da ficha e o perfil do terreno. EHRLICH (1987), analisando a figura (III.8), separou o que chamou de duas famílias distintas, a primeira, como já anteriormente constatado, seguindo o comportamento previsto pela teoria de Rankine, sendo esta família composta pela maioria dos casos apresentados e a qual família denominou-se de grupo 1 (curva 1 do gráfico modificado por EHRLICH). A segunda família, onde se encontram os casos da cidade de Oslo, Cidade do México e outras, ajusta-se a equação desenvolvida por EHRLICH representativa das condições correspondentes ao colapso de fundo ($\sigma_h = \sigma_v - 2S_u \operatorname{sen}(\phi')$), sendo a curva 2 e curva 3 para valores de ϕ' igual a 30° e 20° respectivamente. Para plotar no gráfico as curvas 2 e 3, EHRLICH calculou o K_a destas curvas da seguinte forma:

$$E_a = \int_0^H \sigma_{Ha} . dh$$

logo:

$$E_a = (\frac{\gamma H^2}{2}) - 2S_u \operatorname{sen}(\phi')H$$

denominando como anteriormente mencionado,

$$K_a = \frac{2E_a}{\gamma H^2}$$

temos:

$$K_a = 1 - (\frac{4S_u}{\gamma H}).\text{sen}(\phi')$$

BJERRUM, CLAUSEN e DUNCAN(1972), para explicarem o fato de medições efetuadas em cidades como Oslo e Cidade do México fugirem dos resultados previstos pela teoria de Rankine, introduziram o conceito de profundidade de influência D_O, profundidade do limite inferior do volume de solo que participa do processo de deformação causado pela variação do carregamento durante a escavação. Reanalisando casos históricos, BJERRUM, CLAUSEN e DUNCAN demonstram que, substituindo-se a profundidade de escavação H na equação que nos fornece a resultante, isto é, o empuxo total ($E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2S_u H$) por D_O, a resultante final da parcela de pressão ativa menos a parcela referente à pressão passiva é significativamente próxima ao observado nas medições das cargas das estroncas nas escavações de Oslo, Cidade do México e Chicago.

MANA(1978), após estudos sobre a profundidade de influência, sugere que a teoria de Rankine prevê adequadamente a resultante total de pressões de terra, caso seja considerada a profundidade de deformação apropriada. MANA apresenta ainda um método proposto por FOSS(1973), visando a determinação da profundidade de influência D_O. Pela figura (III.9), verificamos que a área hachurada corresponde à diferença entre a pressão de terra ativa e a pressão de terra passiva até a profundidade de influência D_O (" total net earth pressure").

MANA(1978) chama a atenção para o fato de que, apesar da teoria de Rankine poder aparentemente prever a resultante das pressões de terra agindo contra o paramento, a teoria de Rankine, por sua vez, não é capaz de prever a distribuição de pressões ao longo do paramento. MANA salienta observações realizadas por TERZAGHI (1936, 1941) demonstrando ser a distribuição de pressões de terra na parede escorada de formato trapezoidal e não triangular como assinalado pela teoria de Rankine. TERZAGHI demonstra que a distribuição de pressões, atrás de uma

parede rígida em areias, é função da forma de movimentação da parede: caso a movimentação se faça pela parte inferior da parede, a distribuição de pressões terá o formato triangular; caso a parede apresente movimentação em torno de sua porção superior, como é o caso de paredes estroncadas, a distribuição de pressões apresentar-se-á com a forma parabólica ou trapezoidal. MANA comenta ser o processo de distribuição de pressões bem mais complexo, sendo função de diversas variáveis, como geometria da escavação, rigidez do solo e profundidade da camada de maior resistência.

BJERRUM, CLAUSEN e DUNCAN (1972) conseguem descrever o processo de distribuição de pressões qualitativamente, introduzindo o efeito de arqueamento. A deformação lateral do solo, localizado abaixo da escavação, é relativamente grande quando comparada com a deformação a que está submetida a porção escorada da parede acima do nível de escavação. Esta deformação relativa do solo, abaixo do nível de escavação, possibilita uma minoração das pressões no trecho inferior ao nível da escavação, transferindo esta carga para o trecho superior de maior rigidez devido à presença do sistema de escoramento.

Verifica-se pela figura (III.10), que, no trecho inferior da escavação, a distribuição de pressões é menor do que a prevista pela teoria de Rankine, já paara o trecho superior ao nível da escavação, trecho onde a parede encontra-se escorada, a distribuição de pressões apresenta valores superiores ao previsto pela teoria de Rankine. Todavia a resultante das pressões continuara' sendo aquela prevista por Rankine, desde que se considere a profundidade de influência D_O.

O efeito de arqueamento, logo a redistribuição de pressões, será proporcional à deformação relativa que se processa entre a região abaixo do nível da escavação e a região acima do nível da escavação. Caso a deformação relativa seja pequena, a distribuição de pressões não fugirá muito da prevista pela teoria de Rankine.

EHRLICH(1987) sugere, para o caso de escavações escoradas submetidas a uma solicitação não drenada, diagramas de pressão aparente, oriundos de uma adaptação da proposta inicial apresentada por PECK (1969), alterada com base na reanálise dos casos históricos, lançando mão da fundamentação teórica desenvolvida pelo próprio autor. Para o caso de escavações onde a instabilidade do fundo esteja suficientemente elevada para propiciar grandes deslocamentos da massa de solo posicionada ao fundo da escavação, isto é, aqueles definidos como pertencentes ao grupo 2, é sugerido a utilização do diagrama (c) da figura (III.11) de largura igual

a γH - sen (ϕ)$4S_u$; segundo EHRLICH, ainda, esta condição se dá a partir do momento que o fator de segurança à ruptura de fundo atinge valores não superiores a 1.5, sendo os diagramas (a) e (b) da figura (III.11) representativos de escavações onde não é verificada a presença de significativas movimentações da massa de solo situada abaixo do nível da escavação.

O índice N_{crit} , adotado nesta representação gráfica, é função de relações entre parâmetros geométricos da respectiva escavação, sendo determinado a partir de dois ábacos abaixo reproduzidos, figura (III.12) e figura (III.13), um para o caso de S_u constante com a profundidade e outro definido para o caso de S_u variando com a profundidade.

$$N_{crit} = f\left[\frac{(H+E)}{B}; \frac{(H+E)}{D_o}\right]$$

sendo:

H = profundidade da escavação.

E = comprimento da ficha.

B = largura da escavação.

D_O = espessura de camada de argila comprendida do final da ficha até a camada de alta resistência.

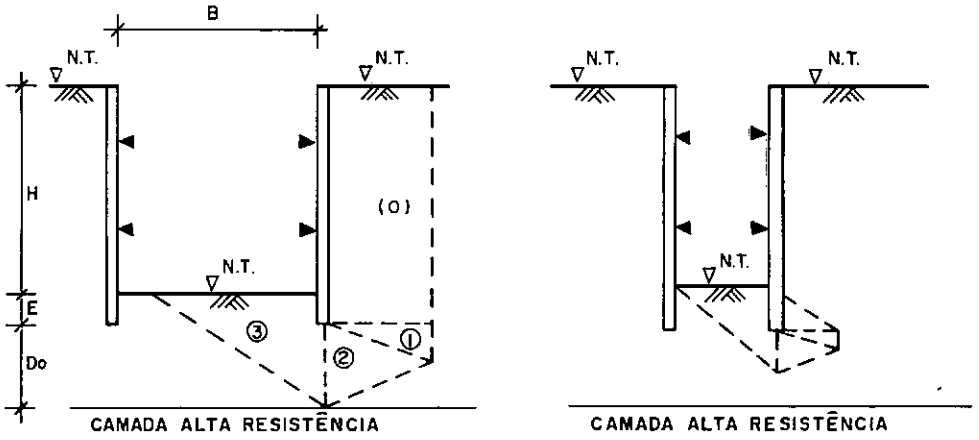


Figura (III.1) - Configurações de rupturas de fundo em escavações , EHRLICH (1987).

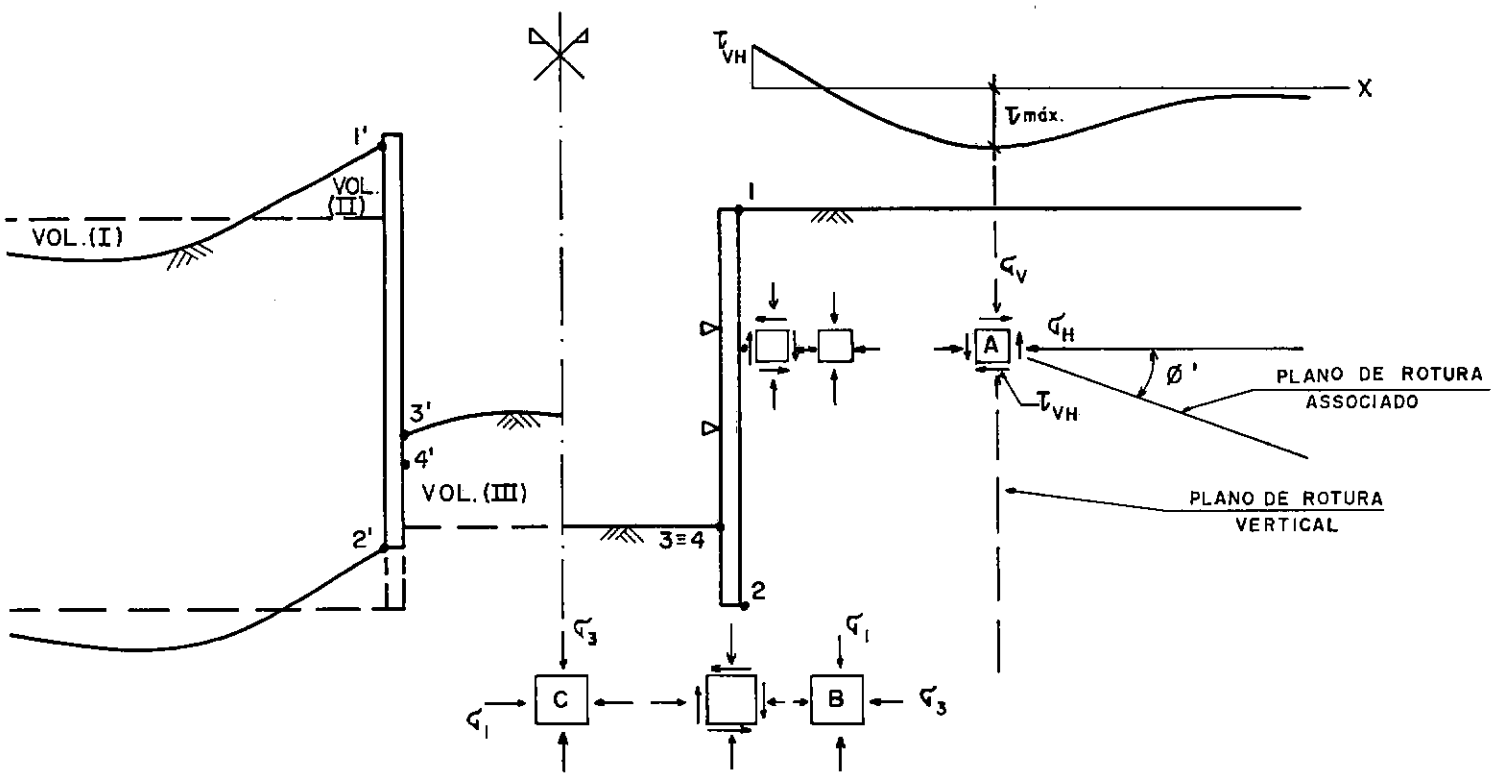


Figura (III.2) - Estado de tensões e deformações no solo em uma escavação escorada em processo de ruptura de fundo , EHRLICH (1987).

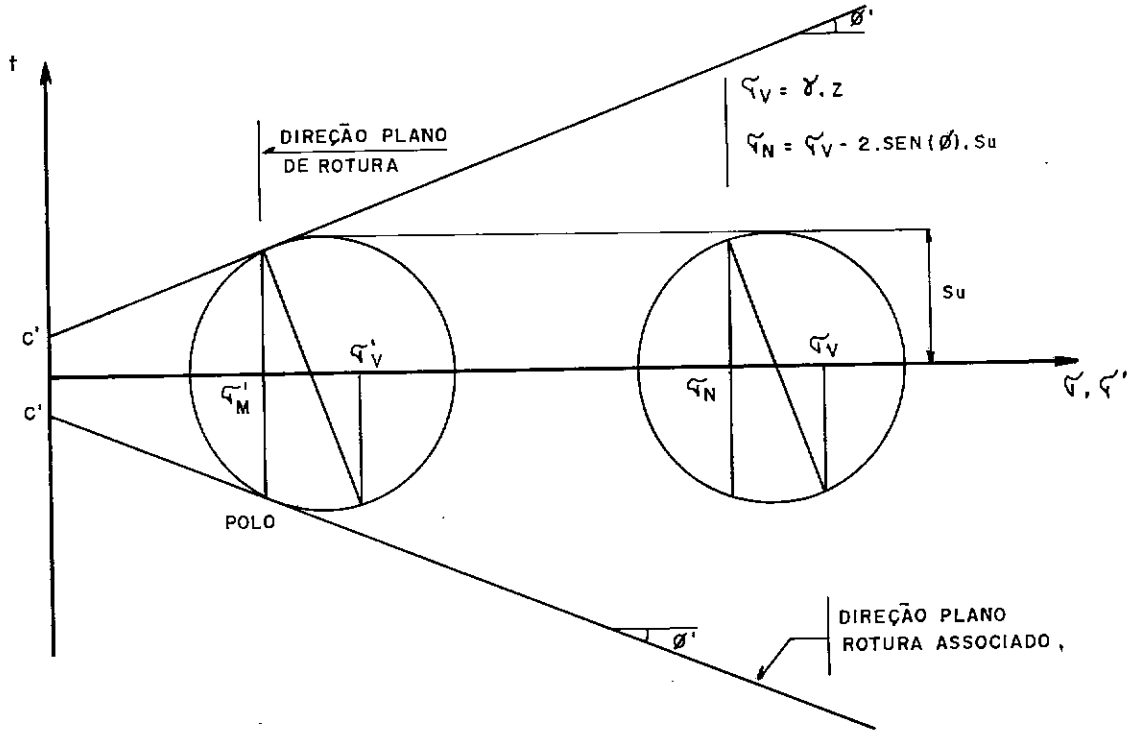


Figura (III.3) - Estado de tensões do ponto A na ruptura de fundo , condição de solicitação não-drenada , EHRLICH (1987).

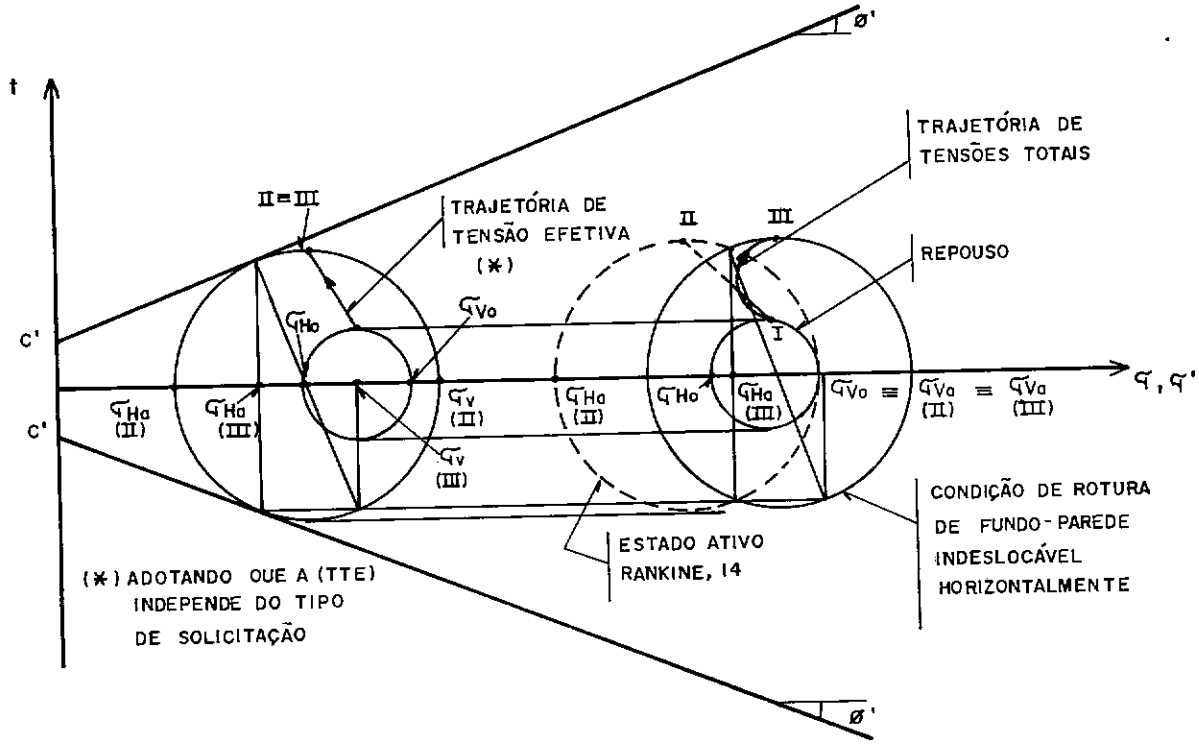
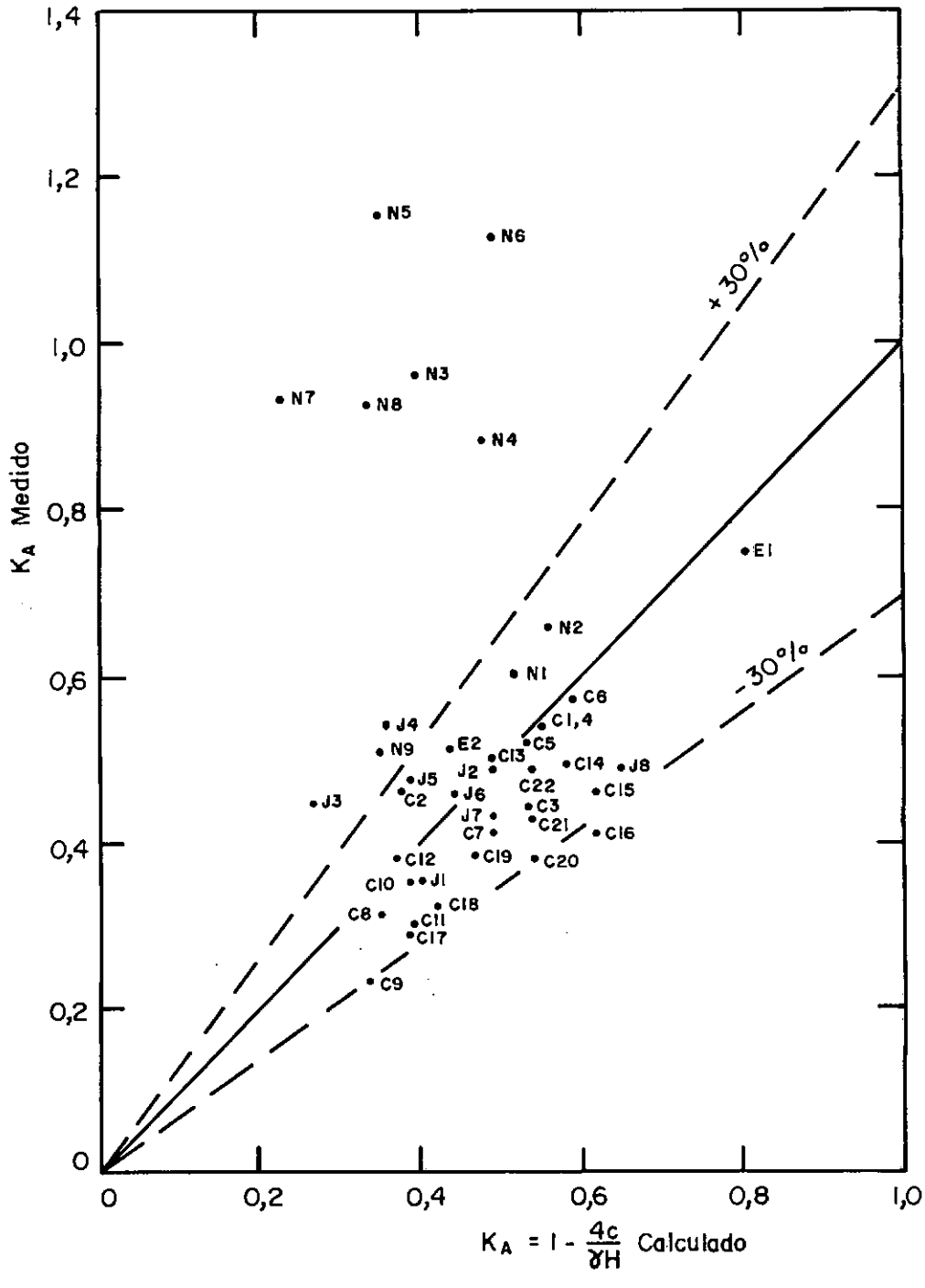


Figura (III.4) - Trajetória de tensões do ponto A durante o processo de ruptura , EHRLICH (1987)



A especificação dos pontos acima pode ser encontrada na figura (III.8).

Figura (III.5) - Comparação entre os valores das pressões de terra medidos nas estroncas de escavações versus as pressões de terra calculadas com base na teoria de Rankine, TERZAGHI e PECK (1967)

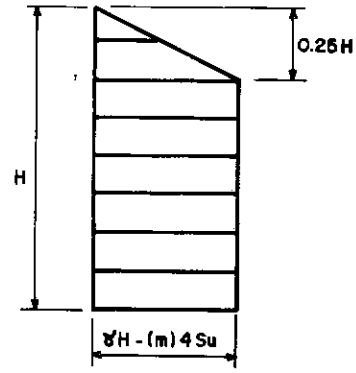


Figura (III.6)- Diagrama para o cálculo do carregamento nas estroncas em argilas moles, PECK (1969).

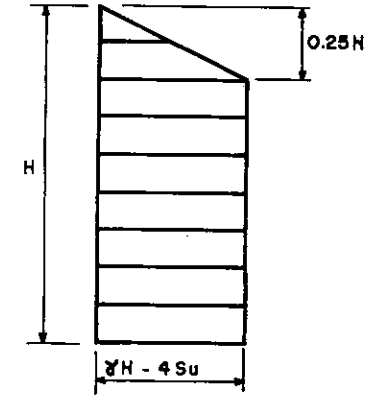
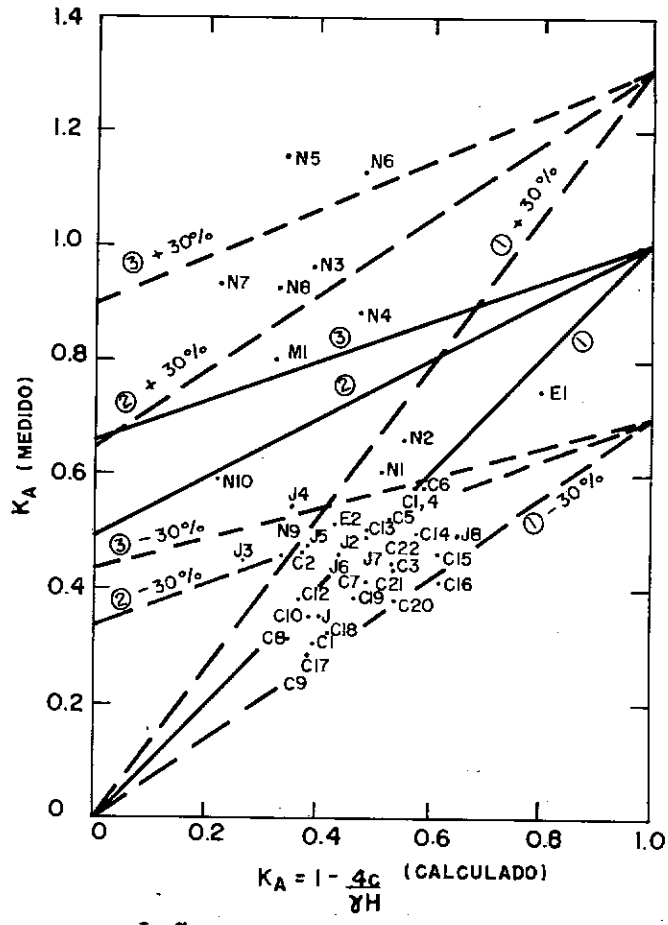


Figura (III.7) - Diagrama para o cálculo do carregamento nas estroncas em argilas moles , PECK , HANSON e THORNBURN (1974)



Japão

J1 Toquio Edf - T (Endo 1963)

J2 Toquio- Metrô (Ishihara e Yuasa 1963)

J3-7 Toquio Edf-M (Endo1963)

J8 Osaka Edf-H (Endo1963)

Chicago

C1-4 metrô S/A (Peck 1943)

C5,6 metrô S3 (Peck 1943)

C7 metrô S4B (Peck 1943)

C8 metrô S8A (Peck 1943)

C9 metrô S9C (Peck 1943)

C10,11 metrô D6E (Peck 1943)

C12-16 metrô D8 (Peck 1943)

C17,18 Inland Steel Bldg (Lacroix 1956)

C19-22 Harris Trust (White 1958)

Oslo

N1,2 Gronland 2 (NGI 1965)

N3,4 Vaterland 1 (NGI 1962)

N5,6 Vaterland 2 (NGI 1962)

N7,8 Vaterland 3 (NGI 1962)

N9 Enerhaugen (NGI 1962)

N10 Rua Gunnerus (Aas ,1984)

Inglaterra

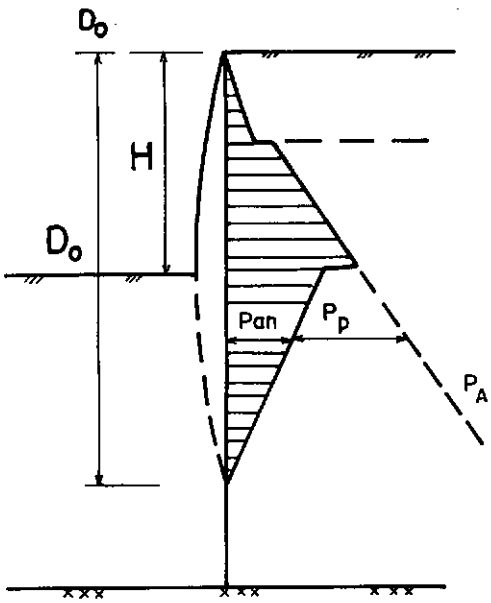
E1 Usina elétrica de Poole. (Megaw 1951)

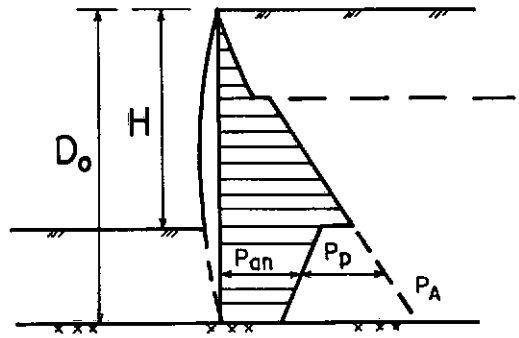
E2 Shellhaven (Skempton e Ward 1952)

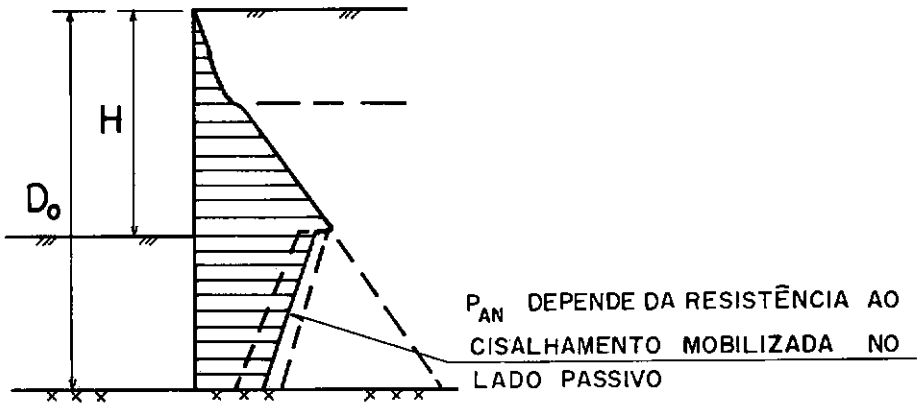
México

M1 (Rodriguez e Flamand 1969)

Figura (III.8) - Comparação entre pressões de terra medidas e calculadas através da teoria de Rankine e da equação $\sigma_H = \sigma_V - 2\text{sen}(\phi')S_u$ atuantes em escavações escoradas em argilas moles e médias , EHRLICH (1987)







Do_{max} = profundidade onde as pressões ativas e passivas se igualam

Figura (III.9) - Método de cálculo da pressão total de terra (FOSS,1973)

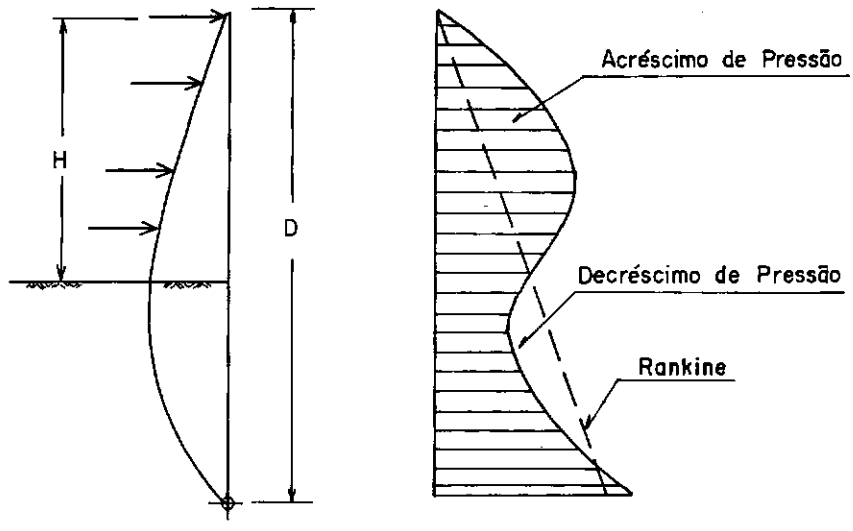


Figura (III.10) - Perfil de deslocamento da parede e a redistribuição de pressões de terra devido ao efeito do arqueamento , BJERRUM , CLAUSEN e DUNCAN (1972).

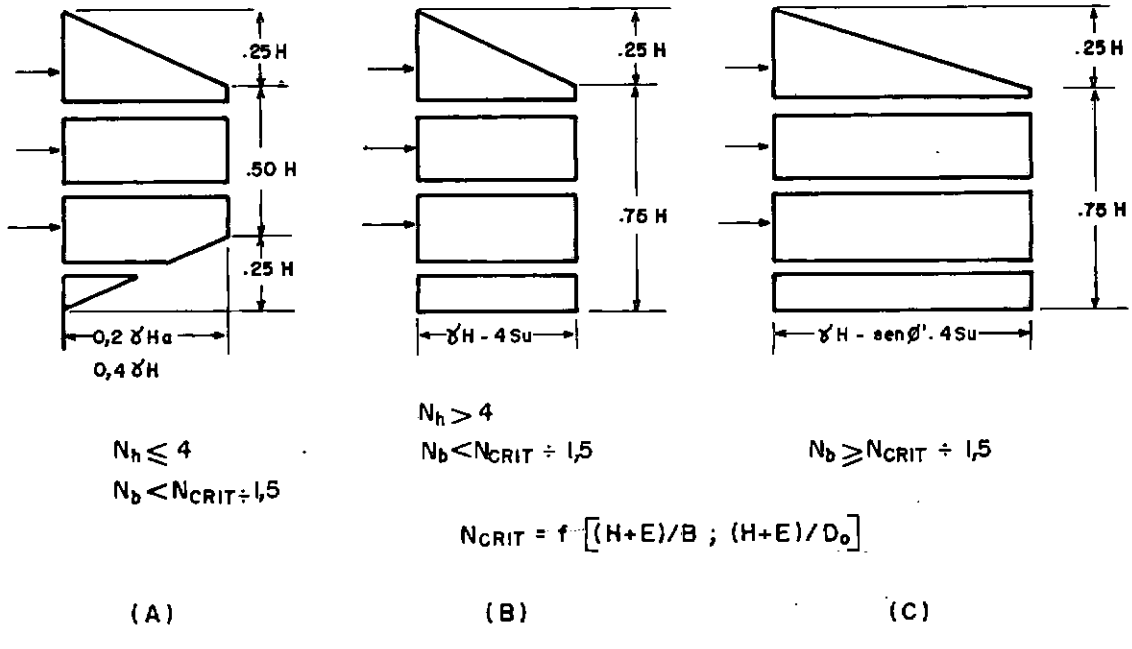


Figura (III.11) - Diagramas de pressão aparente proposto para escavações em materiais argilosos sob condições não-drenadas , EHRLICH (1987).

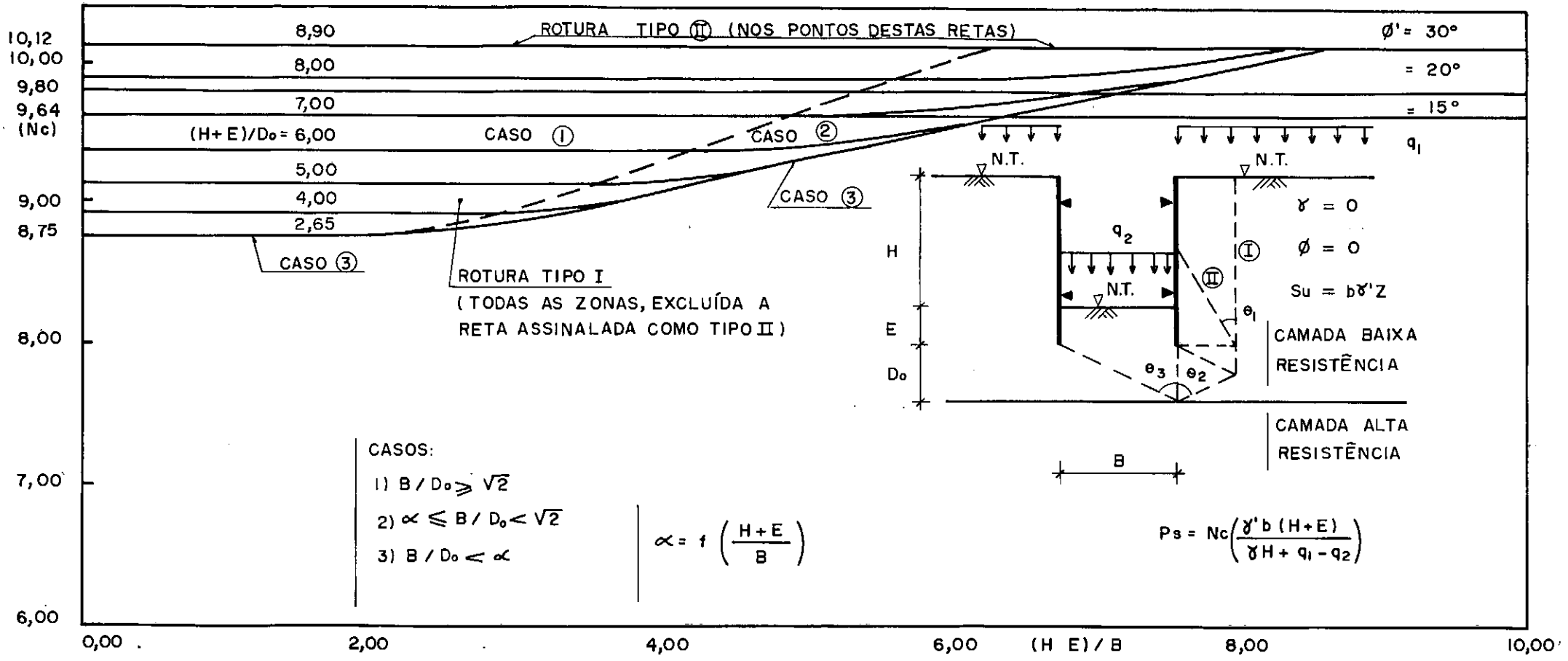


Figura (III.13) - Relação Nc versus (H+E) /B e (H+E)/Do ; Su = $b\gamma' Z$, EHRLICH (1987)

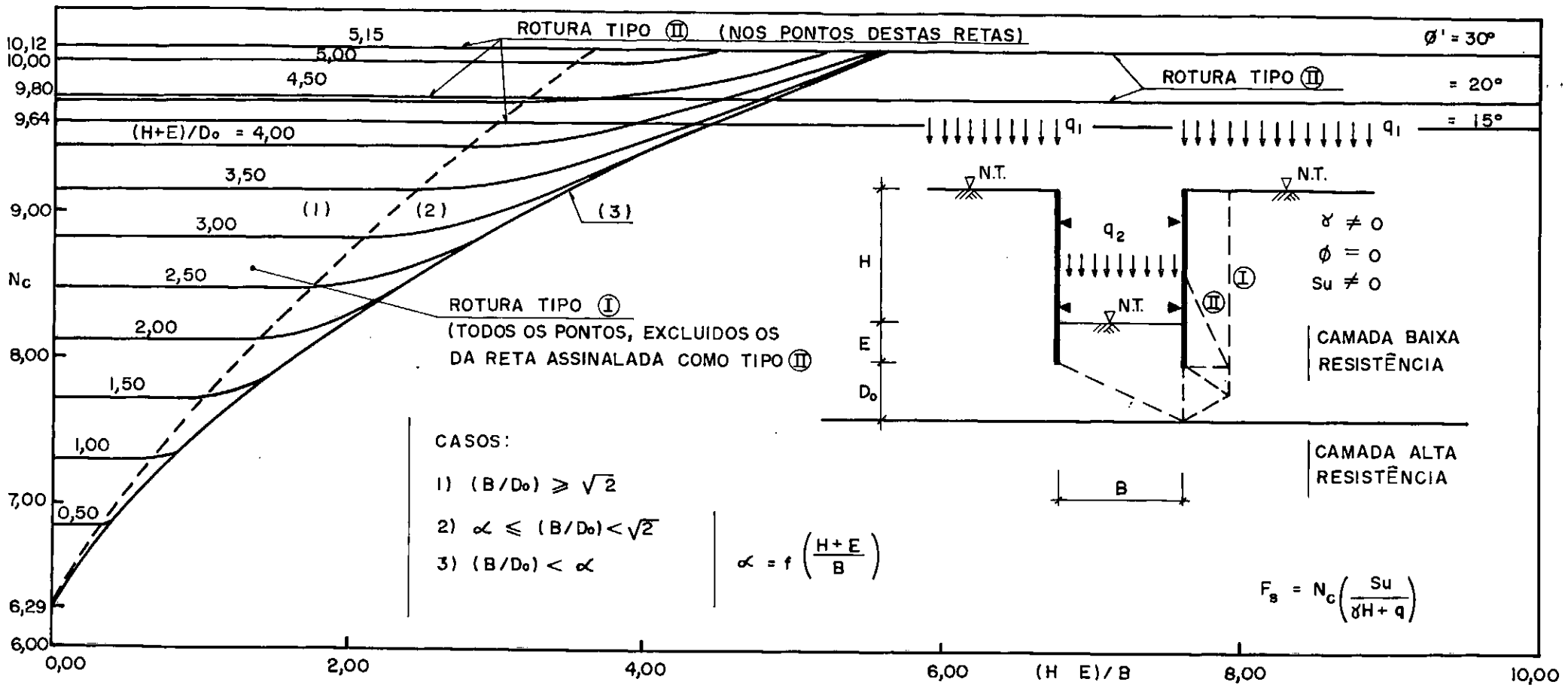


Figura (III.12) - Relação Nc versus (H+E) /B e (H+E)/Do ; Su constante , EHRLICH (1987)

CAPÍTULO IV
ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO FUNDO DE ESCAVAÇÕES ESCORADAS

IV. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO FUNDO EM ESCAVAÇÕES ESCORADAS

IV.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem o objetivo de apresentar e discutir as metodologias existentes para a análise de estabilidade de fundo de escavações escoradas.

A possibilidade de ruptura de fundo, em escavações escoradas, é analisada por diversos autores, ressalta-se a necessidade de não perdermos de vista as hipóteses e as analogias que propiciaram o desenvolvimento de cada metodologia de cálculo, para que não apliquemos as análises propostas por certos autores a casos que não possuam semelhança, ou melhor, não estejam de acordo com as hipóteses básicas que propiciaram o desenvolvimento da metodologia .

Inicialmente, é interessante salientar uma possível classificação geral do comportamento das escavações; esta proposta foi apresentada por CLOUGH e SCHMIDT(1977). A caracterização se faz conforme a figura(IV.1), com a resistência não drenada da argila, sendo relacionada à profundidade da escavação; as linhas delimitam valores de N, número de estabilidade, que serve como um parâmetro do grau de estabilidade da escavação.

O número de estabilidade N é definido da seguinte forma:

$$N = \frac{\gamma Z}{S_U}$$

sendo :

γ = peso específico da argila.

Z = profundidade da escavação.

S_u = resistência não drenada da argila no fundo da escavação.

Para propiciar uma análise mais abrangente onde fosse possível a consideração da sobrecarga, efetuou-se uma modificação na equação inicial, acrescentando-se um novo termo, a profundidade equivalente (Z+q/γ), adquirindo a equação a seguinte forma:

$$Z + \frac{q}{\gamma} = \frac{N}{\gamma} S_U$$

sendo :

q = sobrecarga.

$Z + q/\gamma$ = profundidade equivalente.

N/γ = é a inclinação da linha de referência no gráfico.

IV.2. TERZAGHI (1943)

TERZAGHI(1943) utilizou-se da teoria de capacidade de carga para efetuar a sua proposta para análise de estabilidade do fundo de escavações escoradas. A massa de solo, localizada em ambos os lados da escavação, exerce uma pressão vertical num plano horizontal, passando pelo fundo da escavação. Este carregamento, uniformemente distribuído, atua como uma sapata contínua de base rugosa, sendo desconsiderado o deslocamento lateral do solo acima do nível da escavação.

Para o estado plano de deformações (escavações onde o comprimento é grande quando comparado com a dimensão de sua largura) e em argilas sob condições não drenadas, a capacidade de carga (q_f) será :

$$q_f = 5{,}7\ S_u$$

sendo:

S_u = resistência não drenada do depósito.

A pressão vertical(p_v) que atua no plano horizontal que passa pelo fundo da escavação é calculada a partir de uma largura(B_1) que varia em função da geometria da escavação e da localização da camada de maior resistência abaixo do nível da escavação.

Temos dois casos para o cálculo do valor de B_1 :

$$D > B/\sqrt{2}\ \text{, tem-se}\ B1 = B/\sqrt{2}$$

$$D < B/\sqrt{2}\ \text{, tem-se}\ B1 = D$$

Calculando p_v temos : $\gamma H B_1 - H S_u = B_1 H (\gamma - S_u/B_1)$

Sendo o fator de segurança igual a razão entre q_f e p_V, temos:

$$F_S = \left(\frac{1}{H}\right)\left(\frac{5,7\,S_u}{\gamma - \frac{S_u}{B_1}}\right)$$

A altura crítica (H_C) será:

$$H_C = \frac{5,7\;S_u}{\gamma - \frac{S_u}{B_1}}$$

IV.3. TSCHEBOTARIOFF (1951)

Baseado no mesmo princípio utilizado por TERZAGHI , a capacidade de carga de sapatas, TSCHEBOTARIOFF(1951) propôs um método de análise de ruptura de fundo em escavações. Esse método diferencia-se do apresentado por TERZAGHI à medida que leva em conta o comprimento da escavação (L), figura (IV.3), e altera o valor da capacidade de carga (q_f) em relação àquela apresentada por TERZAGHI , baseando-se na capacidade de carga de PRANDTL (1920).

São as seguintes as alturas críticas obtidas via proposta de TSCHEBOTARIOFF:

I - Para $L \leq B_1$

$$H_c = \frac{2,57 q_u \left(1 + 0,44 \frac{B_1}{L}\right)}{\gamma - \left(0,5 B_1 + \frac{1}{L}\right)}$$

II- Para $B_1 < L < 2B_1$

$$H_c = \frac{2,57 q_u \left(1 + 0,44 \frac{2B_1 - L}{L}\right)}{\gamma - q_u \left(\left(\frac{1}{2B_1}\right) + \left(\frac{2B_1 - L}{B_1 L}\right)\right)}$$

III- Para $L \geq 2B_1$

$$H_c = \frac{2{,}57\, q_u}{\gamma - \frac{q_u}{2B_1}}$$

sendo :

$B_1 = D$ caso seja $B > D$
$B_1 = B$ caso seja $B < D$

IV.4. BJERRUM e EIDE (1956)

BJERRUM e EIDE(1956) assinalam que as modelagens anteriormente apresentadas somente levam a resultados realísticos para "escavações rasas", isto é, escavações onde a relação H/B é menor que a unidade. Para escavações onde a relação entre H/B seja maior do que a unidade ("escavações profundas"), as modelagens anteriores nos conduzem a valores que não condizem com o observado na prática. BJERRUM e EIDE analisam o fato de não haver uma mobilização total da resistência ao cisalhamento da massa do solo abaixo do fundo da escavação até a superfície do terreno, ocorrendo, sim, uma superfície de ruptura localizada abaixo do fundo da escavação, tendo, desta forma, uma mobilização da resistência ao cisalhamento sem a total contribuição das camadas de solo localizacas no trecho superior da escavação.

BJERRUM e EIDE utilizaram a teoria de capacidade de carga em fundações como um instrumento para alcançar uma aproximação de uma solução satisfatória para o problema do cálculo de estabilidade de escavações. Segundo os autores citados, para um tratamento exato do problema torna-se necessário o uso da teoria da plasticidade.

A teoria de capacidade de carga em fundações em argilas é expressa pela seguinte equação :

$$q_f = \gamma D + N_c S_u$$

sendo :

q_f = capacidade de carga da sapata.

γ = peso específico da argila.

S_u = resistência não drenada da argila.

D = profundidade da sapata.

N_c = coeficiente que depende da forma e profundidade da sapata.

O fator de segurança à ruptura de fundo será expressa pela equação :

$$Fs = N_c \frac{Su}{\gamma D + q}$$

sendo:

Fs = fator de segurança.

D = profundidade da escavação.

γ = peso específico da argila.

S_u = resistência não drenada da argila na região logo abaixo e em torno da escavação.

q = sobrecarga na superfície do terreno.

N_c = um coeficiente que depende das dimensões da escavação.

BJERRUM e EIDE utilizaram-se das definições dos valores de N_c obtidos para capacidade de carga de fundações por SKEMPTON(1951) em estudos teóricos e experimentais (modelos reduzidos). O valor de N_c é obtido com o auxílio do ábaco desenvolvido por SKEMPTON (figura IV.4).

Como podemos verificar, o valor de N_c varia de acordo com as relações entre D/B e B/L. Para valores de D/B superiores a três, a curva que representa N_c se torna independente de D/B.

BJERRUM e EIDE(1956) com o intuito de comprovarem a metodologia de análise proposta por eles, realizaram a retro-análise da ruptura de 14 escavações.

O fator de segurança teórico para sete casos, onde observou-se uma ruptura completa, variou entre 0.82 e 1.16, tendo como média um valor de 0.96. Resultado que confirmou a análise teórica e a acurácia deste método de predição do comportamento de escavações.

Para quatro casos onde se observou uma ruptura parcial, o valor do fator de segurança variou entre 0.85 e 1.25, apresentando como média 1.11.

Para três escavações que não apresentaram rupturas, o fator de segurança à ruptura de fundo variou entre 1.0 e 1.14 com a média 1.08. Observações de campo efetuadas, durante as respectivas escavações, levam a crer, segundo os autores, que os fatores de segurança calculados nos fornecem corretamente a evolução da estabilidade das escavações.

Foi também analisado o fato de existirem escavações onde a profundidade é muito grande em relação à largura da escavação, apresentando um fator de segurança baixo em relação às outras escavações. O fator de segurança teórico para essas escavações variou entre 0.82 e 0.85, tendo como média o valor de 0.84. EHRLICH(1987) comenta que essas diferenças podem ter origem na modelagem realizada por SKEMPTON(1951), pois na realidade, as condições de contorno de uma escavação são diferentes das condições de contorno verificadas para uma sapata. Por sua vez, BJERRUM e EIDE(1956) justificam esse comportamento como sendo uma peculiaridade das argilas norueguesas (os resultados referem-se às cidades de Oslo, Goteborg e Trondheim), pois apresentam uma relação (E/S_u) muito alta. Os mesmos autores sugerem ainda uma majoração no valor de N_c de 9 para 10 na curva que representa relações de B/L igual a 1.

BJERRUM e EIDE(1956) comentam ainda o fato de existir um aumento na probabilidade de ruptura caso a escavação não seja suficientemente escorada para impedir o excesso de deformações horizontais. Também comentam que para escavações pouco profundas, com a presença de argilas rijas em camadas superiores, a ruptura de fundo será pouco influenciada pelo escoramento.

Apesar de BJERRUM e EIDE(1956) assinalarem que o efeito estabilizador da ficha será pequeno nos casos em que a resistência não drenada da argila não crescer com a profundidade, vale ressaltar que toda metodologia desenvolvida pelos autores é incapaz de considerar os efeitos estabilizadores da ficha e de camadas de alta resistência abaixo da escavação.

IV.5. NAVFAC DM-7 (1971)

O Navfac DM-7(1971), manual da marinha americana, apresenta um fator de segurança à ruptura de fundo expresso da seguinte forma :

$$F_S = N_{CT} \left(\frac{Su}{\gamma H + q} \right)$$

onde :

$$N_{cr} = N_{cd} (1+0.2(B/L))$$

A tabela (IV.1) apresenta a relação entre (N_{cd} / N_c) e (H / B)

H/B	N_{cd}/ N_c
0	1.00
0.5	1.15
1	1.24
2	1.36
3	1.43
4	1.46

Tabela (IV.1)-Relação N_{cd} / N_c x H / B

Para os casos de camadas com resistência ao cisalhamento constante e variável, os valores de N_c x S_{u1}/S_{u2} x T/B são obtidos na figura (IV.5).

A figura (IV.6) relaciona N_{cr} x H/B, para escavações escoradas em depósitos homogêneos sem restrições de fundo.

Ressalta-se que os valores obtidos pela figura (IV.6) são superiores aos apresentados por SKEMPTON (1951).

Para a definição dos valores de N_c, utilizou-se o método de equilíbrio limite com superfícies de ruptura circular. EHRLICH(1987) comenta que a metodologia tem, como hipótese, o envolvimento de toda a largura da fundação no processo de ruptura, não sendo portanto possível a aplicação da metodologia para a análise de rupturas parciais. Assim como os métodos anteriormente apresentados, esse também não possibilita uma análise da capacidade estabilizadora da ficha.

EHRLICH (1987) questiona também a consistência do método para processos de ruptura onde existe a participação de mais de uma camada. EHRLICH apresenta dois exemplos bem ilustrativos, um com a camada rígida localizada ao nível do fundo da escavação, logo com uma relação T/B = 0 e outro exemplo com perfil homogêneo, sem a presença do indeslocável, isto é com a relação T/B = ∞ (figura IV.7).

Apresentaremos agora a análise efetuada por EHRLICH (1987) para os dois casos:

caso A $T/B = 0$

$S_{u2} / S_{u1} = 1.4$, com $N_c = 7.74$

$$(F_s)_A = 7.74\, S_{u1} \left(\frac{Ncd / Nc}{\gamma H}\right)_A$$

caso B $T / B = \infty$

$S_{u2} / S_{u1} = 1.0$ (perfil homogêneo) , com $N_c = 5.53$

$$(F_s)_B = 5.53\, S_{u2} \left(\frac{Ncd / Nc}{\gamma H}\right)_B$$

Como $\left(\frac{Ncd / Nc}{\gamma H}\right)_A = \left(\frac{Ncd / Nc}{\gamma H}\right)_B$

Temos : $\frac{(Fs)_A}{(Fs)_B} = \frac{7.74 Su1}{55.53 Su2}$

como $S_{u2} / S_{u1} = 1.4$

conclui-se que $(F_s)_A = (F_s)_B \Rightarrow$ IRREAL

Daí, conclui-se ser o método conservativo para o caso de $S_{u1} > S_{u2}$ e contrário a segurança para a situação onde $S_{u1} < S_{u2}$.

IV.6. EHRLICH (1987)

A metodologia desenvolvida por EHRLICH(1987) permite a análise de situações de grande complexibilidade, sendo possível a análise de camadas de solo heterogênas, submetidas à solicitação não drenada, cujas análises podem ser efetuadas via tensões totais ou tensões efetivas, ou submetido à solicitação drenada, com a existência ou não de fluxo d'água, podendo também ser a análise da

estabilidade de fundo efetuada, levando-se em conta a presença da camada de alta resistência abaixo do nível da escavação e também da presença de fichas parciais sem flexibilidade.

Consideraremos apenas as análises não drenadas efetuadas via tensões totais.

Para a situação particular de análise realizada via tensões totais de maciços de solo homogêneos e isotrópicos, a formulação analítica desenvolveu-se a partir da consideração de duas hipóteses básicas, a primeira apresenta uma resistência ao cisalhamento constante com a profundidade e a segunda uma resistência ao cisalhamento de variação crescente com a profundidade.

A metodologia, estudada por EHRLICH, fundamenta-se nos teoremas da análise limite e no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A análise limite define os teoremas do limite superior e o teorema do limite inferior(DRUCKER, GREENBERG e PRAGER, 1952).

O teorema do limite superior afirma que, num meio perfeitamente plástico, caso as condições de carregamento e as forças de massa estabeleçam um campo de velocidades cinematicamente admissível instável, haverá o escoamento. Diz-se ser um campo de velocidades cinematicamente admissível, quando este satisfaz as condições de contorno, é capaz de ser expresso por funções de posição contínua, com derivada contínua e apresentando-se instável quando as energias dissipadas internamente forem inferiores ao trabalho realizado pelas forças externas.

O teorema do limite inferior, por sua vez, afirma a não ocorrência de escoamento num meio perfeitamente plástico, caso esteja atuando, sobre este meio, um campo de tensões estaticamente admissível e estável. Considera-se ser, estaticamente admissível, um campo de tensões que esteja em equilíbrio com as forças externas, com as forças de massa e seja expresso por funções contínuas e deriváveis de primeira e segunda ordem. Considera-se também ser este campo de tensões estável, caso as tensões em todos os seus pontos sejam menores do que a tensão de escoamento.

EHRLICH(1987) chama atenção para o fato dos teoremas da análise limite terem sido demonstrados para materiais que possuem relação tensão-deformação rígido-perfeitamente plástico ou elasto-perfeitamente plástico, sendo verificado para o caso de solos, comportamentos outros, como o ganho de resistência ("Strain

Hardening") ou perda da resistência ("Strain Softening") com a deformação. EHRLICH, porém, comenta sobre a expectativa de uma representação adequada por parte das modelagens existentes para o caso de carregamento monotônico levado até a condição de ruptura.

Analisando as definições correspondentes aos teoremas de limite superior e limite inferior, verifica-se que as modelagens que satisfazem, unicamente, ao teorema do limite superior são contrárias à segurança; por sua vez as modelagens que satisfazem somente ao teorema do limite inferior são conservativas. O ideal seria uma mesma modelagem conseguir satisfazer tanto o teorema do limite superior quanto o teorema do limite inferior, tornando-se, dessa maneira, uma modelagem dita perfeita.

Para a sua modelagem, EHRLICH analisou a possibilidade da ocorrência de duas formas distintas de ruptura: a primeira, a qual denominou de ruptura tipo I, seria a ruptura que se propaga até a superfície externa da escavação, já a segunda forma de ruptura, de tipo II, seria aquela que não atinge a superfície externa da escavação, ficando restrita à região interna do maciço e abaixo da escavação. Na figura (IV.8) apresenta-se a reprodução dos modelos adotados para a ruptura tipo I e para a ruptura tipo II; verifica-se que as modelagens apresentadas baseiam-se no teorema do limite superior, sendo, cinematicamente admissíveis. Conclui-se que os resultados obtidos teoricamente seriam contrários à segurança, estando os valores dos fatores de segurança obtidos via modelos apresentados em patamares superiores aos reais. Análises efetuadas por GUNN (1980), utilizando-se de conceitos oriundos da análise limite para condições similares às analisadas por EHRLICH, fornecem resultados nos quais as análises estática e cinemática apresentaram-se defasadas em termos relativos por algo em torno de 20%. No entanto, análises de condições de colapso efetuadas por EHRLICH, utilizando o método, apresentaram resultados coerentes com o fator de segurança calculado

Nota-se pela figura (IV.8), que o segundo modelo apresentado, aquele que representa uma condição de ruptura não alcançando a superfície do terreno, ficando restrito ao interior do maciço, não possui uma condição de cinematicidade admissível, sendo a força interna (M_3) obtida através do equilíbrio estático da cunha (ABC), creditando-se, a ela, a condição de força externa. A partir dessa hipótese para a modelagem de ruptura tipo II, foi elaborada uma modelagem para a ruptura tipo II, agora cinematicamente admissível, figura (IV.9). Segundo EHRLICH, apesar de ser teoricamente imperfeita, esta modelação, para a ruptura tipo II, é capaz de levar

em consideração a influência das forças de natureza elástica que se fazem presentes na região da cunha (ABC), que, segundo o referido autor, comandam em muitos casos o processo de ruptura de fundo de uma escavação escorada.

IV.6.1. MÉTODO DE ANÁLISE VIA TENSÕES TOTAIS

A partir dos modelos de ruptura já mencionados, EHRLICH (1987) estabeleceu expressões analíticas para a determinação, via tensões totais, do fator de segurança da ruptura do fundo em escavações escoradas em argila sob condição de solicitação não drenada. Essas equações possibilitam a análise de escavações em camadas de solo homogêneas, isotrópicas e com a resistência ao cisalhamento constante ou crescente com a profundidade, além da consideração da influência de camadas de alta resistência abaixo do nível da escavação e da existência de fichas parciais não flexíveis. Abaixo apresentam-se as expressões para o cálculo do fator de segurança a ruptura de fundo em escavações escoradas.

Para o caso de resistência ao cisalhamento constante com a profundidade (S_u=constante), tem-se:

$$F_s = N_c \cdot \left(\frac{S_u}{\gamma H + \Delta q} \right)$$

sendo:

$\Delta q = q_1 - q_2$

N_C = obtido como abaixo apresentado para o caso de ruptura tipo I ou II

Para o caso de ruptura tipo I, o valor de N_C poderá ser estipulado a partir de três casos distintos , determinados da seguinte forma:

<u>1º caso</u>

$$\left(\frac{B}{D_o} \right) \geq \sqrt{2}$$

$$N_c = 2. \sqrt{\left[2\left(\frac{H+E}{D_o} \right) + 3 \right]} + 2\sqrt{2}$$

<u>2º caso</u>

$$\alpha \leq \left(\frac{B}{D_o}\right) < \sqrt{2}$$

$$N_c = 2.\sqrt{\left[2\left(\frac{H+E}{D_o}\right)+3\right]} + 2\left(\frac{D_o}{B}\right) + \left(\frac{B}{D_o}\right)$$

3º caso

$$\left(\frac{B}{D_o}\right) < \alpha$$

$$N_c = 2.\left[\left(\left(\frac{H+E}{B}\right).\tan(\theta_3)+1\right)ctn(\theta_2) + \frac{2}{\text{sen}(2\theta_2)} + ctn(\theta_3) + \frac{2}{\text{sen}(2\theta_3)}\right]$$

sendo:

$$\tan(\theta_2) = \sqrt{\left[2.\left(\frac{H+E}{B}\right)\tan(\theta_3)+3\right]}$$

$$ctn(\theta_3) = \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right).\sqrt{\left(1+\frac{2.\left(\frac{H+E}{B}\right)}{\sqrt{\left[2.\left(\frac{H+E}{B}\right)\tan(\theta_3)+3\right]}}\right)}$$

sendo:

B = largura da escavação.

D_O = espessura da camada de solo, compreendida entre o final da ficha e a camada de alta resistência.

E = comprimento da ficha.

EHRLICH(1987) assinala que o 3º caso não permite uma solução fechada. Para a determinação do valor da condição crítica faz-se necessário iterações. Na tabela (IV.2) apresenta-se valores de Nc , θ_2 e θ_3 críticos, para diferentes valores de (H+E)/B.

(H+E)/B	θ_2 (º)	θ_3 (º)	N_c
0	60,00	54,74	6,293
1	66,03	45,82	7,471
2	68,63	41,45	8,260

3	70,28	38,54	8,886
4	71,47	36,39	9,416
5	72,39	34,69	9,881
5,6	72,85	33,82	10,121

Tabela (IV.2) - Valores de N_c e os correspondentes θ_2 , θ_3 críticos para diferentes $\left[\frac{H+E}{B}\right]$, S_u constante , ruptura tipo I e caso (3) - EHRLICH (1987)

Para o caso de ruptura tipo II, o valor de N_c é obtido através da seguinte equação :

$$N_c = 2\sqrt{3} + 4\sqrt{2} + 2\,\mathrm{sen}(\phi)$$

Para os valores de ϕ iguais a 30º, 20º e 15º teríamos:

N_c	ϕ
10,12	30º
9,80	20º
9,64	15º

Tabela (IV.3) - N_c x ϕ

Para o caso de resistência ao cisalhamento crescente com a profundidade $(S_u = b.\gamma'.z)$, tem-se o fator de segurança expresso pela seguinte equação:

$$F_s = N_c \cdot \left(\frac{b\gamma'(H+E)}{\gamma H + \Delta q} \right)$$

A seguir tem-se, para ruptura tipo I, as expressões correspondentes aos casos 1, 2 e 3.

1ºcaso

$$\frac{(H+E)}{D_o} \leq 3{,}313 \quad \Rightarrow \quad N_c = 8{,}81$$

$$\frac{(H+E)}{D_o} > 3{,}331 \Rightarrow N_c = \left(\frac{D_o}{H+E}\right).\left(2.\left(\frac{H+E}{D_o}\right)+1\right).\left(\sqrt{\left(\left(\frac{H+E}{D_o}\right)+2{,}5\right)}+\sqrt{2}\right)$$

2º caso

$$N_c = \left(\frac{D_o}{H+E}\right).\left(2.\left(\frac{H+E}{D_o}\right)+1\right).\left[\sqrt{\left[\frac{H+E}{D_o}+2{,}5\right]}+\left(\frac{H+E}{B}\right)\left(\frac{D_o}{H+E}\right)+\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{H+E}{D_o}\right)\left(\frac{B}{H+E}\right)\right]$$

3ºcaso

$$N_c = \left(\frac{B}{H+E}\right).ctn(\theta_3).\left(2\left(\frac{H+E}{B}\right).\tan(\theta_3)+1\right).\left[\sqrt{\left[\left(\frac{H+E}{B}\right)\tan(\theta_3)+2{,}5\right]}+ctn(\theta_3)+0{,}5\tan(\theta_3)\right]$$

EHRLICH (1987) mostra os resultados do valor de N_C e os correspondentes valores de θ_2 , θ_3 para um determinado espectro de variação nos valores de $\left[\frac{H+E}{B}\right]$

(H+E)/B	θ_2 (º)	θ_3 (º)	N_C
1,87	66,22	54,73	8,757
3,00	67,91	49,96	8,890
4,00	68,99	46,94	9,099
5,00	69,88	44,71	9,324
6,00	70,62	42,92	9,551
7,00	71,23	41,35	9,772
8,00	71,77	40,03	9,985
8,66	72,03	39,01	10,121

Tabela (IV.4) - Valores de N_C e os correspondentes θ_2 , θ_3 para diferentes $\left[\frac{H+E}{B}\right]$, com S_u crescente com a profundidade , ruptura tipo I , caso (3) - EHRLICH (1987)

Para o caso de ruptura tipo II com S_u crescente com a profundidade teríamos:

$$N_c = 2\sqrt{3} + 4\sqrt{2} + 2\,\mathrm{sen}(\phi)$$

Para os valores de ϕ iguais a 30^o , 20^o e 15^o teríamos :

N_c	ϕ
10,12	30^o
9,80	20^o
9,64	15^o

Tabela (IV.5) - N_c x ϕ

IV.6.2. O PROGRAMA AROFU.BAS

O programa Arofu.bas foi desenvolvido por EHRLICH(1987) com o intuito de analisar o problema de ruptura de fundo em escavações escoradas para os casos de maior complexidade, sendo possível a verificação da estabilidade de fundo em camadas heterogêneas, com a resistência não drenada constante ou crescente com a profundidade, submetida a uma solicitação não drenada ou mesmo drenada com a presença ou inexistência de fluxo de água, sendo considerado o efeito estabilizador da ficha (sem flexibilidade) e existência de uma camada de resistência mais elevada abaixo do nível da escavação.

O programa foi desenvolvido na linguagem "Basic" e a interação com o usuário é realizada por intermédio da tela e teclado.

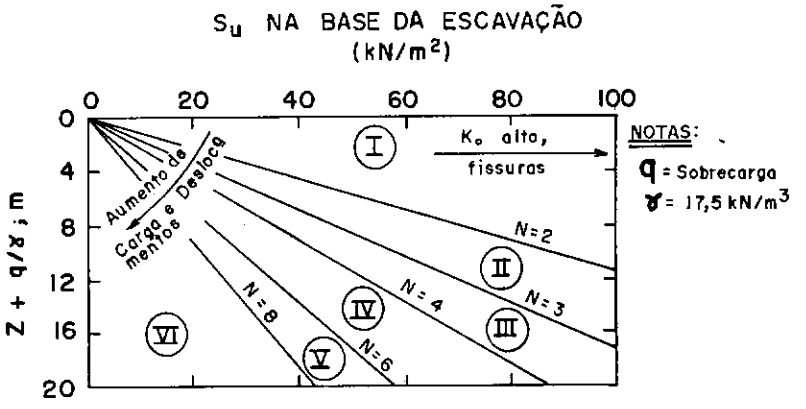
EHRLICH(1987) faz uma apresentação dos dados de entrada do programa e de seus parâmetros de controle, não faz sentido para este trabalho repetir tais comentários, porém vale ressaltar aspectos da relação de saída, formulados e introduzidos no programa por EHRLICH(1987), cuja notação será utilizada no prosseguimento do presente trabalho.

As rupturas de fundo, em escavações escoradas, são subdivididas em três tipos. A ruptura tipo I é aquela cuja superfície de ruptura da cunha "O" é vertical e atinge a superfície do terreno. A ruptura tipo II, por sua vez, define-se por apresentar a superfície de ruptura da cunha "O" inclinada, não chegando a tocar na superfície do terreno, caracterizando-se como uma ruptura restrita ao interior do maciço. A ruptura tipo III (não será objeto de análise no presente trabalho) apresenta o fluxo de

água como sendo o grande agente para o processo de ruptura de fundo, tendo o processo de ruptura início na cunha passiva (3), sem nenhuma dependência das demais cunhas, este tipo de ruptura pode se apresentar como localizado ou pode generalizar-se. Ainda existe uma subdivisão para a ruptura tipo III, é a chamada ruptura tipo III (T) análoga à ruptura III, porém com uma ruptura por tração na cunha 3.

Em função do comportamento da cunha passiva, a relação de saída do programa subdivide o processo de ruptura em quatro casos. Para o caso 1, a cunha (3) é tangente à camada de alta resistência, não chegando a atingir o extremo oposto da escavação. Para o caso 2, a cunha (3) atinge a camada de alta resistência, alcançando também o extremo oposto da escavação. Para o caso 31, a cunha (3) não toca a camada de alta resistência, nem alcança o extremo oposto da escavação. E para o caso 32, temos a cunha (3) não apresentando tangência com a camada de alta resistência, porém atinge o extremo oposto da escavação.

Na figura (IV.10) está representado o caso geral para análise de estabilidade de fundo em escavações escoradas, e as respectivas nomeclaturas dos parâmetros para a utilização do programa Arofu.bas.



zona	comportamento característico
I	resposta elástica , pequena movimentação
II	problemas com taludes em argilas quebradiças
III	problemas com paredes em balanço
IV	movimentos moderados e carregamento nas escavações escoradas
V	problemas de ruptura de fundo
VI	grandes movimentações , grandes cargas

Figura (IV.1) - Gráfico de classificação para escavações ,

CLOUGH e SCHMIDT (1977)

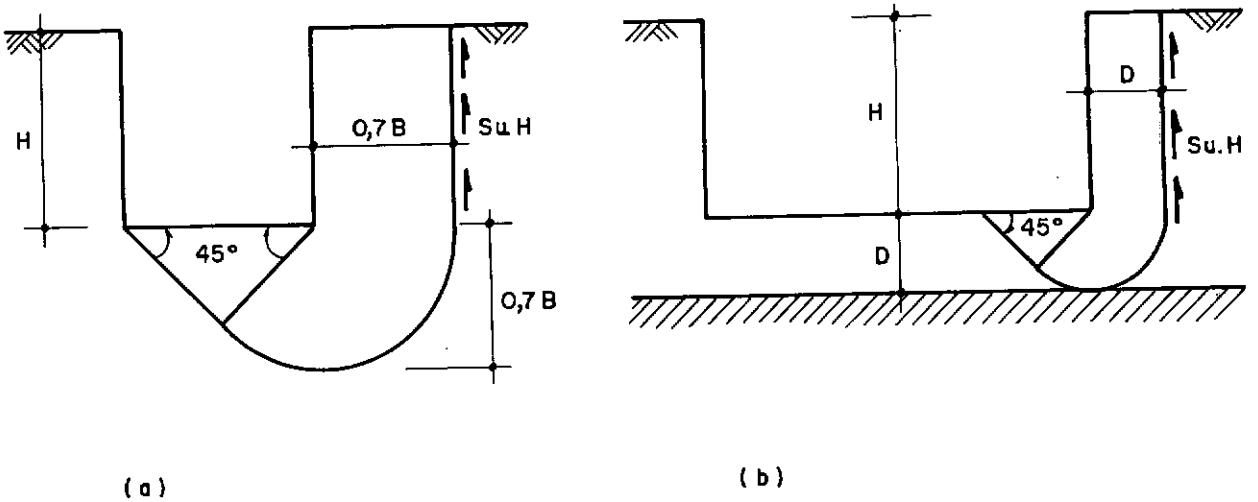
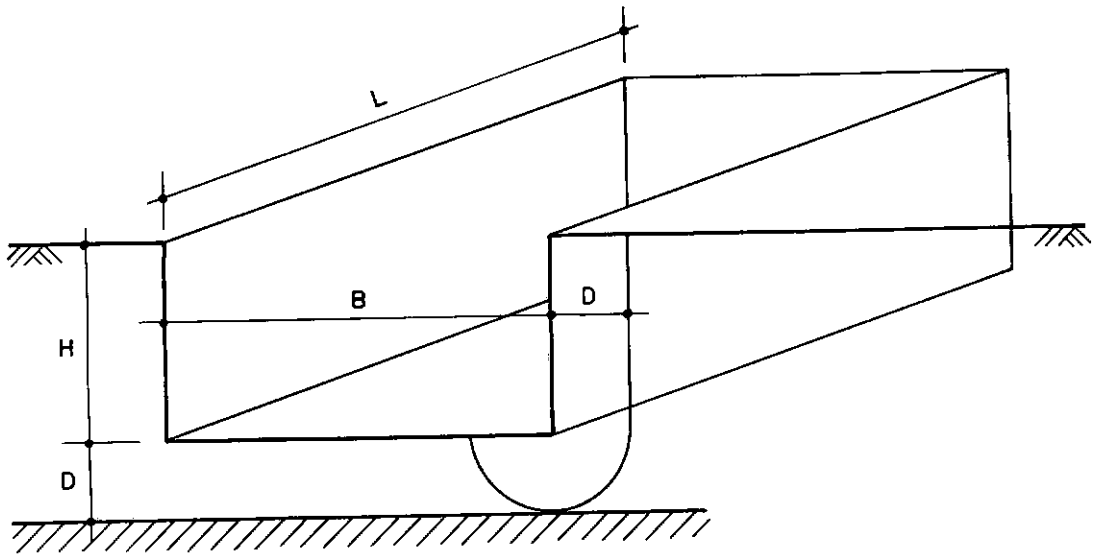
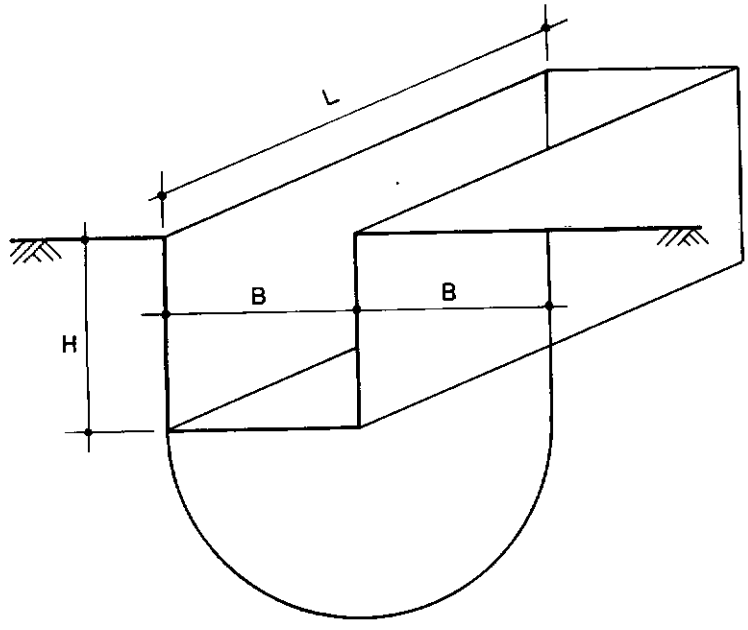


Figura (IV.2) - Análise da ruptura de fundo para escavações em solos argilosos não drenados , TERZAGHI (1943)

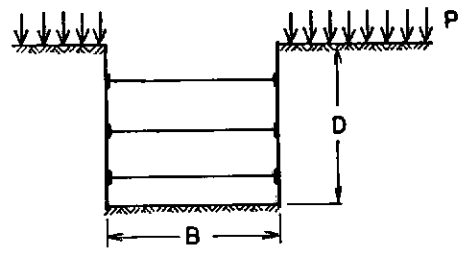


(a)



(b)

Figura (IV.3) - Análise de ruptura de fundo para escavações em solos argilosos não drenados , TSCHEBOTARIOFF (1951)



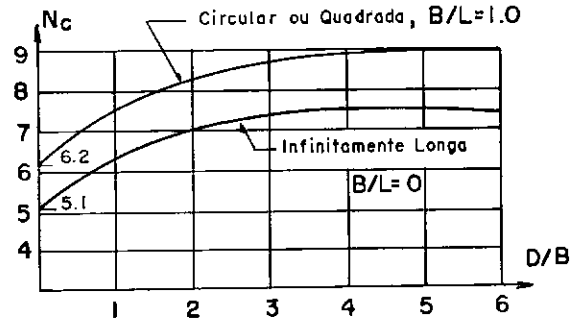
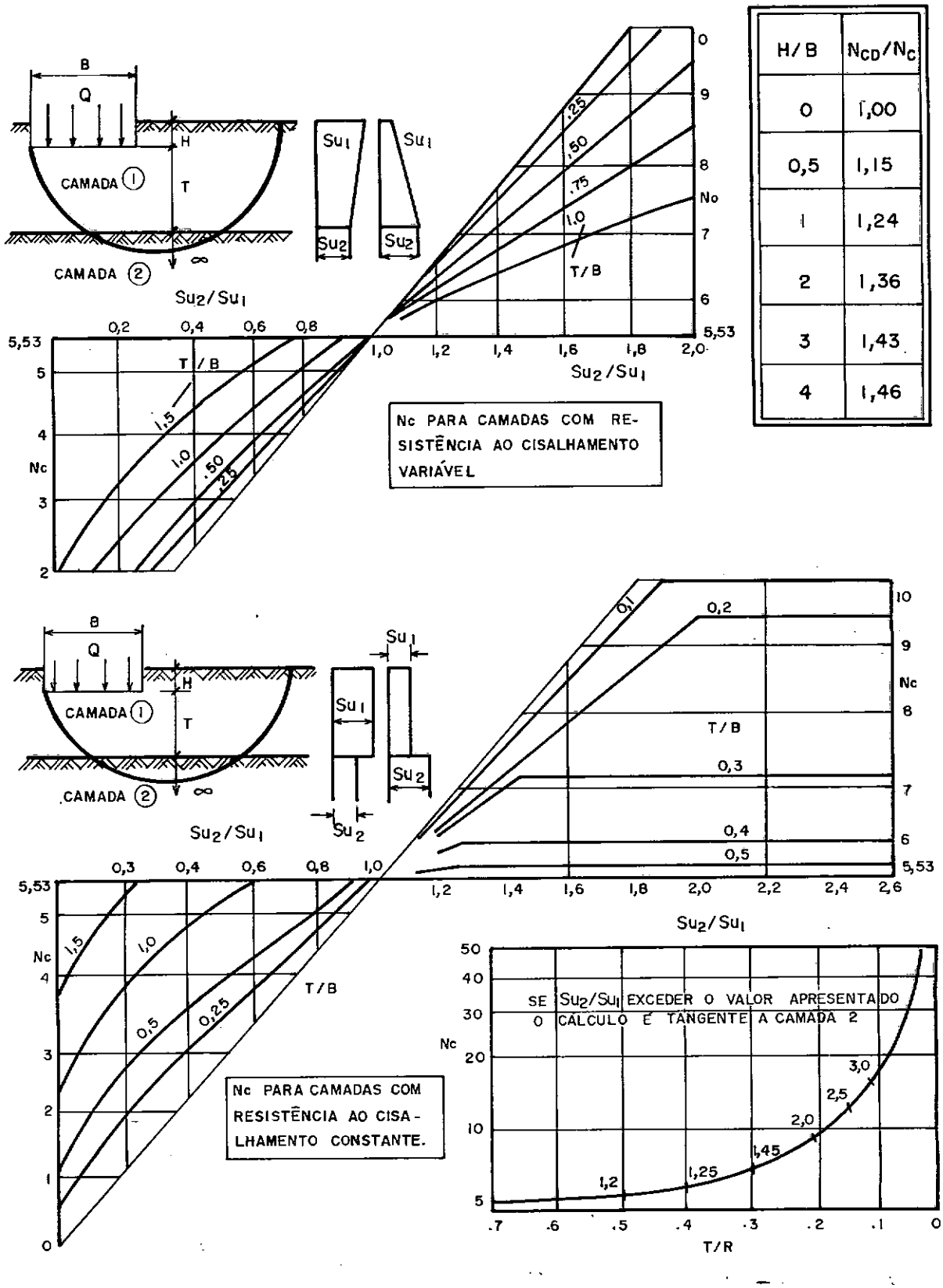


Figura (IV.4) - Profundidade crítica de escavação calculada com base na teoria de capacidade de carga. Valores de Nc de SKEMPTON (1951) - BJERRUM e EIDE (1956)



H/B	N_{CD}/N_C
0	1,00
0,5	1,15
1	1,24
2	1,36
3	1,43
4	1,46

Figura (IV-5) - Metodologia de análise de ruptura de fundo em escavações escoradas , NAVFAC DM-7 (1971)

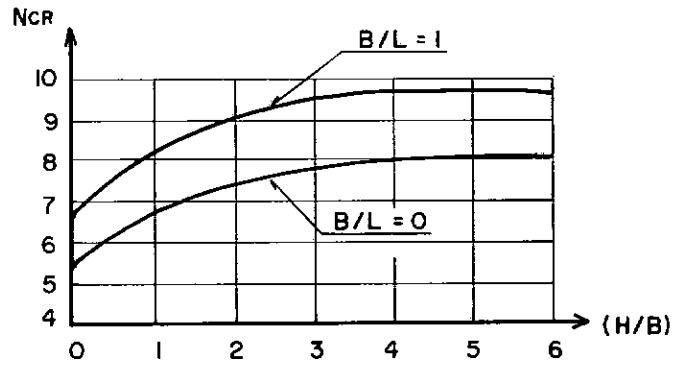


Figura (IV.6) - Relação Ncr x (H/B) obtida utilizando-se a metodologia apresentada no NAVFAC DM-7 , para escavações escoradas em camada homogênea sem restrição de fundo , EHRLICH (1987).

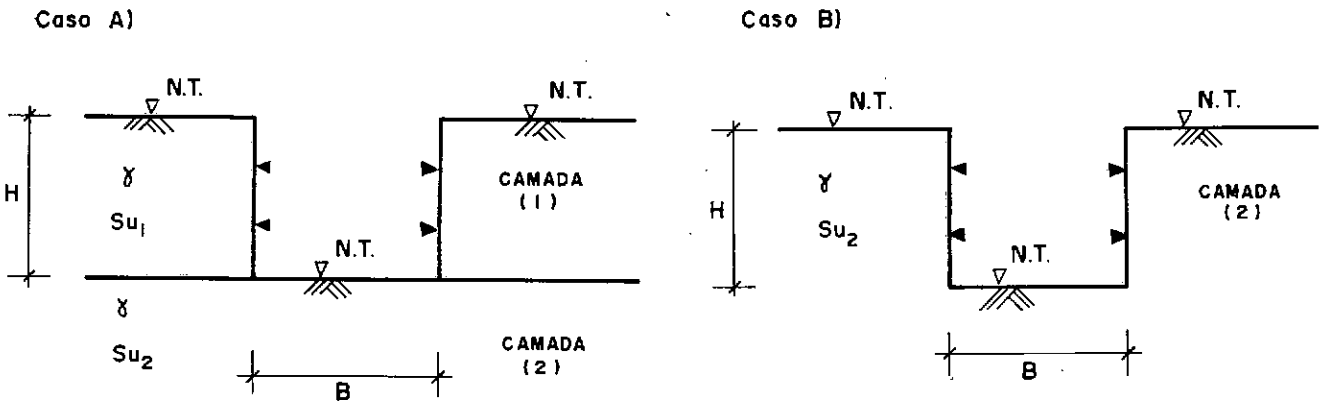


Figura (IV.7) - Exemplos ilustrativos na demonsração da incorreção do método de análise de ruptura em escavações apresentado no NAVFAC DM-7 , para perfis com mais de uma camada , EHRLICH (1987)

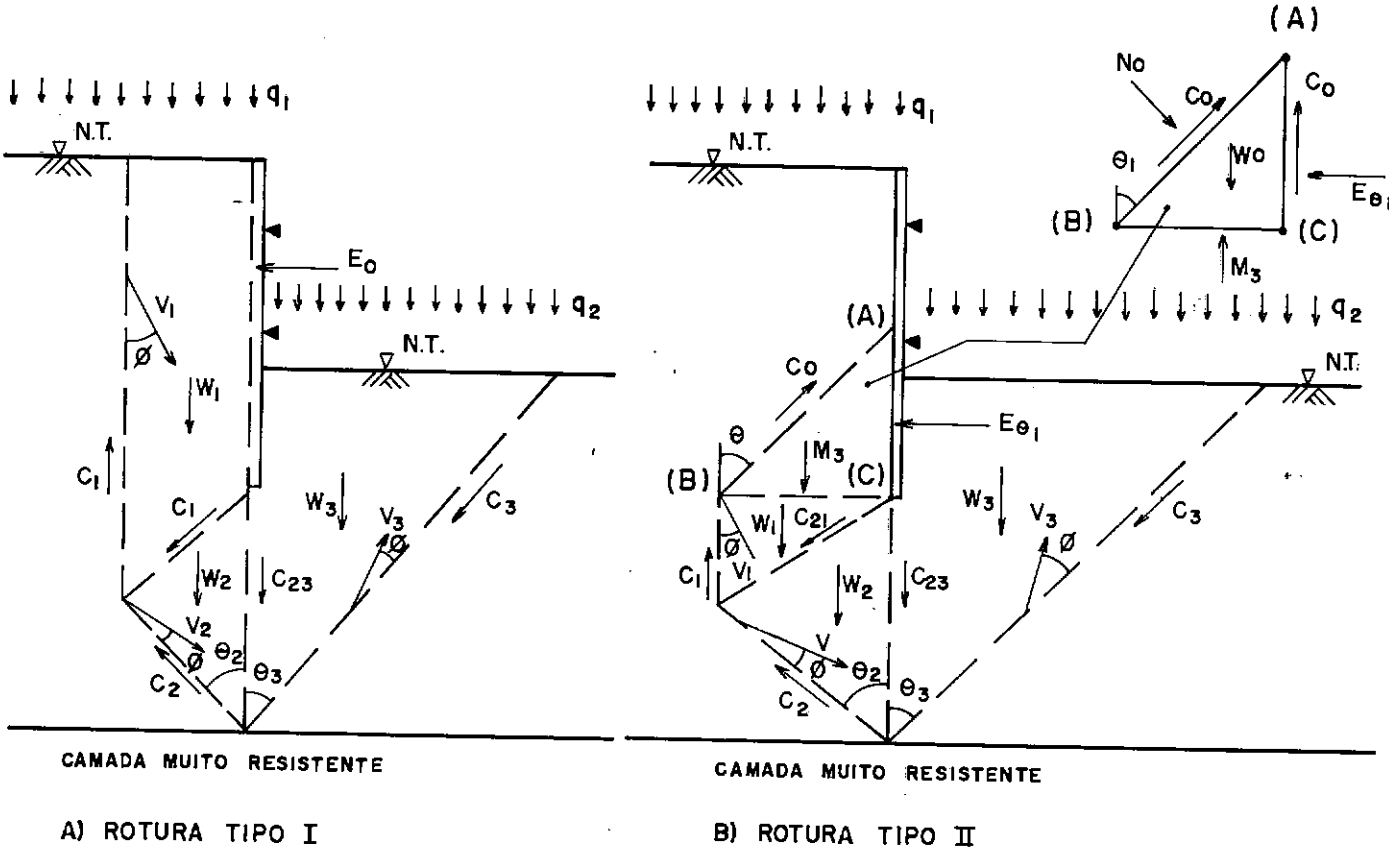


Figura (IV.8) - Modelos adotados para a análise , EHRLICH (1987)

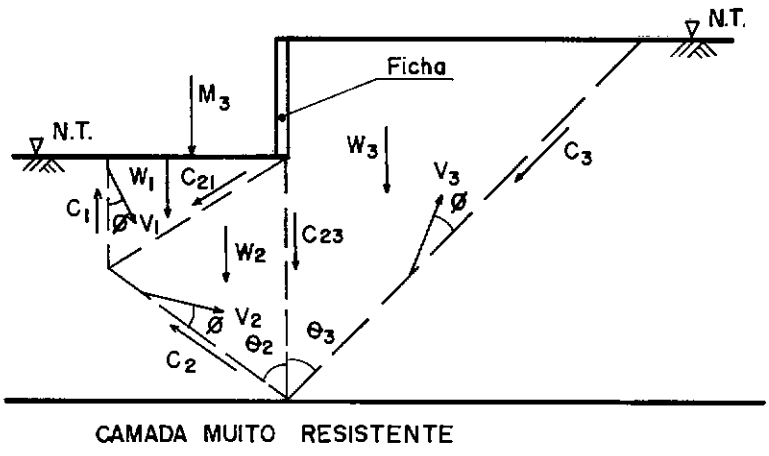


Figura (IV.9) - Modelo equivalente representativo da ruptura tipo II , EHRLICH (1987)

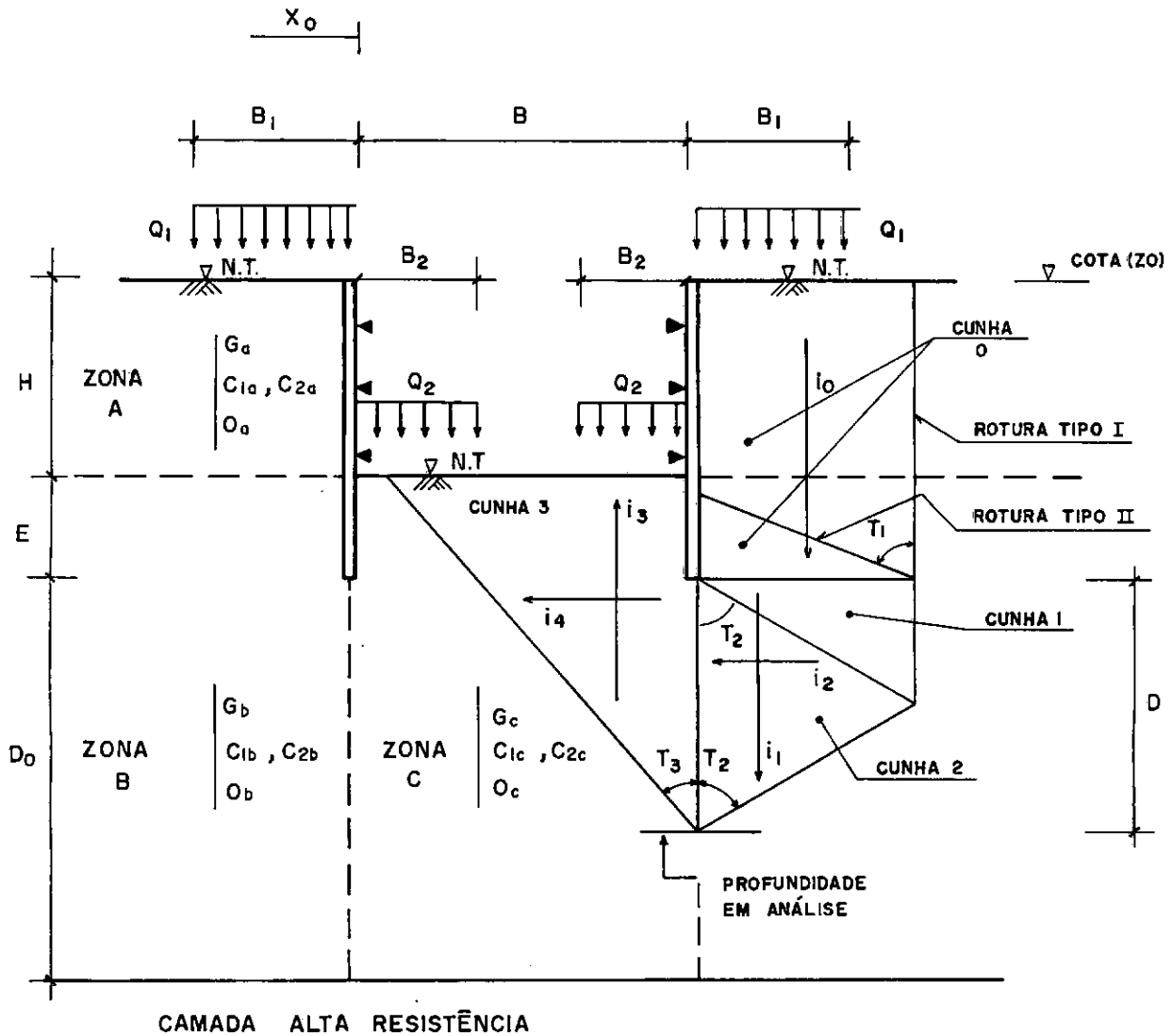


Figura (IV.10) - Representação literal de uma escavação escorada , caso geral , EHRLICH (1987)

CAPÍTULO V
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

V. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

V.1. INTRODUÇÃO

O estudo da estabilidade de fundo em escavações escoradas tem início na utilização de analogias teóricas (como o caso de capacidade de carga em sapatas), observações do comportamento de escavações existentes, isto é, estabelece-se tendências de comportamento das escavações escoradas e a partir da análise destas tendências formulam-se teorias empíricas. É notória a dificuldade do entendimento do comportamento de escavações escoradas apenas com observações empíricas, pois os dados são obtidos para um número limitado de casos e situações de campo, sendo o comportamento da escavação dependente de inúmeros fatores como já descritos anteriormente. Assim o entendimento e avaliação tornam-se, praticamente, impossíveis, caso tenhamos somente ferramentas empíricas para utilizarmos no processo de análise.

Para os casos de solução analítica com grau de dificuldade elevado, utilizam-se métodos numéricos que nos fornecem soluções pontuais para o problema em questão. O Método dos Elementos Finitos é capaz de modelar, satisfatoriamente, o comportamento de todo o sistema, mesmo para os casos de condições de contorno com alto grau de complexidade e diversidade de materiais. Porém vale ressaltar o fato da necessidade de estarmos conscientes de ser o Método dos Elementos Finitos uma ferramenta de análise, que necessita de parâmetros realísticos, e idealizações e modelagens condizentes com o verificado no campo, para que os resultados não nos indiquem grosseiros erros, sem correspondência com a realidade do problema. O Método dos Elementos Finitos vem tornando-se uma ferramenta imprescindível para o estudo do comportamento de escavações escoradas; sua utilização e seu desenvolvimento apresentam grande evolução a partir de década de setenta. Nesta década esse método era, relativamente, pouco utilizado; poucos engenheiros estavam familiarizados com suas formulações; havia dificuldades em relação a capacidade tecnológica dos computadores. Por isso, o Método dos Elementos Finitos encontrou grande resistência, como comentado por IFFLAND (1976).

"... , although they are a powerful tool, finite element solutions are not yet practical for solving design problems of this type. Soils are extremely complicated materials, and their mechanical behavior is governed by very complex factors. Sophisticated solutions that incorporate finite element methods may not be

more realistic than solutions obtained by using engineering judgment. The results could also be grossly in error and misleading".

MANA (1978) acredita que a melhor metodologia para o estudo de escavações escoradas seja a utilização e desenvolvimento mútuo entre as observações de campo capazes de estabelecer uma tendência de comportamento para as escavações escoradas e o Método dos Elementos Finitos, capaz de propiciar um maior refinamento e extensão das tendências de comportamento observadas no campo.

V.2. PRINCÍPIO DO MÉTODO

O Método dos Elementos Finitos tem como princípio básico a idealização do corpo contínuo como sendo um sistema equivalente de elementos menores interligados cuja quantidade de elementos é limitada, sendo os pontos nodais o vínculo de integração entre os elementos.

O comportamento de um determinado elemento pode ser analisado de forma independente dos demais elementos que constituem o corpo como um todo.

O Método dos Elementos Finitos permite uma aproximação das equações diferenciais que norteiam o comportamento do contínuo, por intermédio de um sistema de equações algébricas que relacionam um número finito de variáveis .

São utilizados princípios da Mecânica e Termodinâmica para descrever as regras do comportamento dos elementos que integram o sistema.

A reunião dos elementos, cuja conecção ocorre por nós apropriados, dá origem a um modelo discretizado do contínuo e seu comportamento geral é descrito por um sistema algébrico de equações lineares e não lineares cuja resolução ocorre devido à associação de funções apropriadas nos nós dos elementos.

O Método dos Elementos Finitos é resumido por DESAI e ABEL (1972) em seis passos:

"1 - Discretização do contínuo

Processo de divisão do contínuo em elementos finitos interligados. Esses elementos podem ser barras, triângulos e quadriláteros para problemas bidimensionais, ou tetraedros, prismas e hexaedros, para problemas tridimensionais.

A discretização é um processo, essencialmente, de julgamento, baseado em alguns critérios que influenciam na precisão e velocidade dos resultados;

2 - Seleção de modelos de deslocamento

Conforme o tipo do elemento utilizado, são assumidas funções de destribuição dos deslocamentos ao longo do elemento. Essas funções são geralmente polinômios de 1^{o}, 2^{o} ou 3^{o} graus;

3- Montagem da matriz de rigidez do elemento

Baseado nas propriedades atribuidas ao material e da geometria do elemento é montada a matriz (com coordenadas locais) que correlaciona os deslocamentos nos pontos nodais com as forças aplicadas. Para se obter o equilíbrio das forças externas, com as tensões internas no elemento, usa-se o princípio da energia potencial mínima;

4- Montagem da matriz de rigidez global

As matrizes de rigidez dos elementos são posicionadas pelas suas coordenadas geométricas numa matriz global com a qual o vetor dos deslocamentos é relacionado com o vetor das forças aplicadas ao longo de todo o contínuo;

5- Solução do sistema para os deslocamentos

Sao introduzidas, no sistema, as condições de contorno e as forças aplicadas conhecidas, de maneira a tornar o sistema possível de ser resolvido. Para materiais com comportamento linear, a resolução é feita em uma única etapa; enquanto que, para materiais não lineares, o processo é iterativo e/ou incremental, mudando-se a cada iteração ou incremento a matriz de rigidez ou o vetor das forças;

6- Cálculo das tensões e deformações nos elementos

Conhecidos os deslocamentos dos pontos nodais dos elementos, pode-se calcular o estado de deformações no mesmo a partir das equações de compatibilidade deslocamento-deformação e as tensões através das relações "tensão-deformação". O cálculo geralmente é feito nos pontos de integração."

V.3. FORMULAÇÃO DO MÉTODO

A equação básica, para a formulação do método dos deslocamentos, é aquela que define a relação entre a força e o deslocamento:

$$[k]\{\delta\} = \{f\} \qquad \text{(ZIENKIEWICZ , 1971)}$$

onde :

$[k]$ = matriz de rigidez do elemento.

$\{\delta\}$ = vetor do deslocamento nodal do elemento.

$\{f\}$ = vetor representativo da força nodal.

A matriz de rigidez do elemento $[k]$ é obtida a partir do princípio de energia potencial total mínima com a utilização deste no método dos deslocamentos, sendo expressa da seguinte forma:

$$[k]=\int_{vol}[B]^T[D][B]\,dv$$

onde :

$[B]$ = matriz "deformação-deslocamento" correlaciona o vetor do deslocamento nodal do elemento com o vetor deformação $\{\varepsilon\}=[B]\{\delta\}$.

$[D]$ = matriz "tensão-deformação"(matriz de elasticidade).

O vetor $\{f\}$ define-se da seguinte forma (MANA,1978):

$$\{f\}=-\int_{vol}[B]^T\{\sigma_o\}\,dv + \int_{vol}[B]^T[D][\varepsilon_o]\,dv + \int_{vol}[N]^T\{P\}\,dv + \int_{sup}[N]^T\left\{\bar{T}\right\}dS$$

Sendo $\{f\}$, desta forma, o somatório das forças produzidas pela tensão inicial $\{\sigma_o\}$, pela deformação inicial $\{\varepsilon_o\}$, pelas forças de corpo $\{P\}$ e a tração superficial que atua sobre cada elemento $\left\{\bar{T}\right\}$. A matriz $[N]$ representa a função forma que correlaciona o deslocamento de qualquer ponto, pertencente ao elemento com o deslocamento nodal.

O elemento que será utilizado, no presente trabalho, é o isoparamétrico quadrático de oito nós. O nome isoparamétrico ocorre por ser a representação geométrica do elemento, efetuada em termos das coordenadas naturais ξ e η dos pontos nodais, utilizando funções análogas às que definem os deslocamentos no interior do referido elemento (ALMEIDA, 1977). A formulação matemática desse elemento foge ao escopo do presente trabalho, cuja apresentação e análise foram efetuadas por ZIENKIEWICZ(1971), NAYAK e ZIENKIEWICZ(1972). Segundo

os autores citados, esse elemento é de eficiência elevada, sendo capaz de representar contornos curvos e capaz de modelar com acurácia o comportamento de flexão. O elemento bidimensional retangular (figura V.1) pode ser mapeado com distorção dentro de um eixo cartesiano x-y, desde que sejam utilizadas funções de interpolação definidas via coordenadas naturais, intrínsecas ou normalizadas , ξ ,η.

No presente trabalho, utilizaremos o elemento isoparamétrico quadrático de oito nós com quatro pontos de Gauss, dois em cada direção, este é o número mínimo de pontos que satisfaz o critério de convergência (ZIENKIEWICZ, 1971). A utilização de um número menor de pontos Gauss reduz o tempo de computador e o resultado obtido é altamente satisfatório, segundo o citado autor. A figura (V.2) apresenta a localização dos quatro pontos de Gauss para o elemento isoparamétrico quadrático.

V.4. MODELOS ELÁSTICOS

Caracteriza-se um material como sendo elástico caso exista uma relação biunívoca entre tensões e deformações e não ocorra dissipação de energia, durante um ciclo de carregamento e descarregamento .

V.4.1. MODELOS ELÁSTICOS LINEARES

Esses modelos constituem-se numa modelagem mais simplificada para se representar o comportamento tensão-deformação do solo. A sua grande aplicação se deve a esta simplicidade, sendo a sua utilização viável na indisponibilidade de relações "tensão-deformação" mais elaboradas. ALMEIDA(1977) e ALVES (1982) comentam ainda de sua utilização: para estudos paramétricos; para a interpretação simples de observações realizadas no campo; para o caso de estarmos trabalhando com fatores de segurança elevados, situação que restringe nossa análise ao trecho mais retilíneo da curva "tensão-deformação".

V.4.2. MODELOS ELÁSTICOS NÃO LINEARES

No estudo dos meios contínuos, constatamos a existência de formas distintas de não linearidade: a primeira é objeto de análise no presente trabalho e diz respeito à não linearidade do material que compõe o contínuo, isto é, a não linearidade das propriedades do referido material, como, por exemplo, a não linearidade observada nas curvas "tensão-deformação" dos solos. A segunda diz respeito à não-linearidade

geométrica, no caso da existência de grandes deformações, a ponto de verificarmos uma modificação expressiva na geometria do elemento. Esta segunda forma de não-linearidade não está no escopo deste trabalho.

Os programas de Elementos Finitos, geralmente, são fundamentados em modelos de comportamento "tensão-deformação" elástico e linear, porém existe a necessidade de se efetuarem análises que considerem a não-linearidade das curvas "tensão-deformação", constatadas para os solos. Para levar em conta a não-linearidade da curva "tensão-deformação", utiliza-se, para a execução da análise não linear, o artifício de se efetuarem sucessivas análises elásticas lineares. De acordo com a forma com que estas sucessivas análises lineares são efetuadas, pode-se dividir os modelos elásticos não lineares em dois grupos distintos: os incrementais e os iterativos.

V.4.2.1. INCREMENTAIS

Para este modelo, a carga a ser aplicada é dividida em incrementos; para cada incremento da carga total aplicada é efetuada uma análise elástica linear, sendo os deslocamentos, as tensões e deformações acumulados para cada increnento. Os parâmetros elásticos são obtidos, utilizando-se, como referência, as tensões do último incremento de carga. Para o modelo puramente incremental, o valor do módulo de cada elemento é calculado, determinando-se a tangente à curva "tensão-deformação" hipotética, com base no estado de tensões do incremento anterior, conforme figura (V.3) (ALMEIDA, 1977).

A solução, utilizando-se incrementos de carga, apresenta um equilíbrio entre as tensões e o carregamento aplicado, situação não verificada quando analisamos o modelo iterativo. As principais técnicas incrementais e que estão presentes no programa PROGEO, são: a Rigidez Tangencial (Euler) e a técnica de Runge-Kutta (figura V.4). A primeira consiste no cálculo da matriz de rigidez para cada incremento com propriedades tangenciais correspondentes ao estado de tensões no começo do incremento. O sistema de equações lineares é equacionado para cada incremento "i", sendo que a matriz de rigidez permanece inalterada para cada incremento. Por aproximar uma curva através de sucessivos incrementos lineares, fica evidente que quanto maior for o número de incrementos maior será a aproximação da curva, logo resultados mais realísticos serão obtidos. A segunda técnica é a Runge-Kutta de 2^a ordem, caracterizada pela existência de dois passos para a aplicação de cada incremento de carga. Aplica-se o incremento de carga total

no primeiro passo, sendo as propriedades do segundo passo calculadas com base na tangente à curva "tensão-deformação" no ponto referente à metade do incremento do primeiro passo. CLOUGH e DUNCAN (1969) apresentam uma 3ª variação onde a rigidez para cada incremento é tomada como sendo a média entre a rigidez inicial, antes da aplicação do incremento, e a rigidez final, após a aplicação do incremento. ALMEIDA (1977) chama a atenção para o fato de que as curvas "tensão-deformação", espelhando comportamentos plástico perfeito ou amolecimento("Softening"), possuem dificuldades para serem acompanhadas através de uma modelação incremental, já que seria necessário que fizessemos uso de módulos tangentes nulos ou negativos, acarretando, desta forma, na utilização de coeficientes de rigidez nulos ou negativos, situação esta que não encontra significado físico.

Os modelos elásticos incrementais com módulo de elasticidade tangente (E) e coeficiente de Poisson (ν) podem ser expressos por diferentes modelos, multilineares (figura V.5) ou funcionais. O modelo bilinear caracteriza-se por um pré-estabelecimento dos valores dos parâmetros elásticos E e ν para a situação anterior à ruptura e posterior a mesma. Cada elemento é verificado a cada incremento de carga. Caso tenha apresentado escoamento, a este elemento é imposta uma redução acentuada no módulo de elasticidade tangencial (E), algo em torno de 0,01% do valor inicial. O modelo trilinear caracteriza-se por ser empregado para os casos onde a curva "tensão-deformação" apresenta uma queda após atingir o pico ("Softening"), considerando, inicialmente, que o material em questão obedeça à modelação elástica linear. Comparam-se as tensões cisalhantes calculadas com o valor da resistência máxima (de pico) para cada elemento, retirando-se a parcela em excesso para os elementos em que a resistência de pico foi ultrapassada. Isto se dá através da aplicação de forças nodais com mesmo módulo das tensões em excesso, porém com sentido inverso. Deve subtrair-se, do estado de tensões anterior, o incremento de tensões calculado com a finalidade de locar o incremento de tensões sobre o trecho em declive da curva tensão-deformação.

As curvas tensão-deformação podem ser representadas com o auxílio de funções matemáticas; no presente trabalho, utilizaremos para expressarmos a curva "tensão-deformação" a representação hiperbólica, que será comentada posteriormente.

V.4.2.2. ITERATIVOS

Para este modelo (figura V.6), o carregamento é aplicado em sua totalidade de forma única, já tendo, de ante-mão, sido arbitrado os valores dos módulos secantes para os elementos. Após a aplicação do carregamento em sua totalidade, são obtidos os valores correspondentes às tensões e deformações para cada elemento. Caso a relação tensão-deformação não tenha sido correspondida com a utilização do módulo secante utilizado, obtem-se, a partir dos valores das tensões alcançados, novos valores para o módulo secante, sendo que o nível de tensões retorna para origem dos eixos (o valor é anulado). O processo iterativo tem prosseguimento até que tenhamos atingido um patamar, onde a diferença entre o nível de tensões alcançado com a utilização do módulo secante e a curva tensão-deformação, esteja dentro de um limite de erro aceitável, limite este pré estabelecido, quando do início do processo iterativo. Vale ressaltar que, apesar do nível de tensões e deformações seguirem de perto a curva "tensão-deformação" que exprime o comportamento do solo, as tensões não apresentam equilíbrio com a carga total aplicada.

Faz-se necessário que sejam definidos parâmetros empíricos adicionais que propiciem a definição do valor do módulo secante para um determinado nível de tensões, em função da curva apropriada da família de curvas "tensão-deformação" (ALMEIDA, 1977).

A análise pode ser conduzida, utilizando-se dois algorítmos iterativos (figura V.7): o primeiro caracteriza-se por alcançar o equilibrio a partir de um carregamento não equilibrado, advindo de uma não correspondência com a relação tensão-deformação do material. Para este propósito, faz-se uso de uma matriz de rigidez variável que se correlaciona, inicialmente, com o módulo tangente inicial verificado na curva tensão-deformação do material, sendo que o processo de iteração tem prosseguimento com a matriz de rigidez apresentando correspondência com o módulo secante ao nível de tensões da iteração anterior. O segundo algorítmo, de forma contrária à primeira, utiliza uma matriz de rigidez constante, possuindo como módulo tangente, o seu valor inicial. Neste caso, a matriz de rigidez é independente do nível de tensões.

V.4.2.3. MODELO HIPERBÓLICO

KONDNER e ZELASKO (1963) e KONDNER (1963) demonstraram que a curva tensão-deformação em inúmeros solos pode ser aproximada por hipérboles (figura V.8), sendo estas hipérboles representadas pela seguinte equação:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \qquad \text{equação(v - 1)}$$

sendo :

E_i = módulo tangente inicial.

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ = valor assintótico da curva tensão-deformação.

Segundo DUNCAN , BYRNE , WONG e MABRY (1980) apesar da possibilidade de utilizarmos inúmeras outras curvas, a representação hiperbólica caracteriza-se por dois aspectos que tornam seu uso prático e conveniente.

1- Todos os parâmetros que são encontrados na equação da hipérbole possuem significado físico, o módulo tangente inicial E_i (já mencionado) é a inclinação inicial da curva tensão-deformação e o valor assintótico da curva tensão-deformação $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

2- A facilidade em se determinar os valores de E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ para uma determinada curva tensão-deformação fornecida. A obtenção dos referidos parâmetros pode ser determinada com o auxílio da chamada equação hiperbólica transformada, que constitui uma forma de representação linear entre $\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$ e ε, conforme a figura (V.9).

Para determinar a melhor hipérbole para a representeação da curva tensão-deformação do solo, marcam-se os valores de $\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$ obtidos dos ensaios contra o valor de ε. A reta mais ajustada deste gráfico transformado corresponde à melhor hipérbole do gráfico tensão-deformação. É evidente que, quando plotados no gráfico transformado, os dados retirados dos ensaios não se encontram em alinhamento perfeito, ocorrendo, em geral, desvios da relação linear ideal. DUNCAN, BYRNE, WONG e MABRY(1980) comentam que, para solos de rigidez elevada, como as areias compactas, verifica-se uma curva suave com a concavidade voltada para cima, enquanto as areias fofas apresentam uma suave concavidade voltada para

baixo. Estudos realizados demonstram que o ajuste mais otimizado da curva "tensão-deformação", corresponde àquele obtido quando sé utilizam os pontos correspondentes à mobilização de 70% e 95% da resistência. Na prática, são somente estes, os pontos utilizados para plotarmos a hipérbole.

Para todos os solos, com exceção dos solos saturados submetidos a uma condição de solicitação não drenada (ensaio UU), um aumento na pressão confinante σ_3 acarreta um aumento nos valores do módulo tangente inicial (E_i) e no valor assintótico da curva tensão-deformação. Segundo sugestão de JANBU (1963), a variação do módulo tangente inicial (E_i) pode ser expressa em função da pressão confinante (σ_3) através da seguinte equação :

$$E_i = Kp_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad \text{equação(v-2)}$$

sendo :

p_a = pressão atmosférica, introduzida na equação com o intuito de propiciar a conversão de um sistema de unidade para outro.

K = módulo número, adimensional de determinação experimental.

n = módulo expoente, adimensional de determinação experimental.

A variação do valor assintótico da curva tensão-deformação $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ em relação à pressão confinante σ_3 pode ser visualizad através da figura (V.10).

Verifica-se a existência de uma diferença entre o valor assintótico $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ e a tensão de ruptura definida pelo critério de MOHR-COULOMB $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, sendo o valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ sempre maior do que a resistência à compressão do solo. A correlação entre $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ se faz com o auxílio de um parâmetro R_f.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \qquad \text{equação(v-3)}$$

O valor de R_f sempre será inferior à unidade, pois o numerador, na equação acima, sempre será menor do que o denominador, estando sua amplitude de variação entre 0,5 e 0,9 para a grande maioria dos solos.

A variação de $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ com a pressão confinante (σ_3) é obtida através da teoria de MOHR-COULOMB, e expressa da seguinte forma :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c\cos(\phi) + 2\sigma_3 \operatorname{sen}(\phi)}{1 - \operatorname{sen}(\phi)} \qquad \text{equação(v-4)}$$

sendo :

ϕ = ângulo de atrito.

c = coesão.

Para definirmos o valor do módulo tangente (E_t) para a curva "tensão-deformação" no trecho correspondente ao carregamento primário, se faz necessário que derivemos a equação (v-1) em relação a ε e façamos uma substituição nas equações (v-2), (v-3) e (v-4), alcançando o seguinte resultado :

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \operatorname{sen}(\phi))(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\cos(\phi) + 2\sigma_3 \operatorname{sen}(\phi)}\right]^2 Kp_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$$

Na representação hiperbólica da curva tensão-deformação, o módulo tangente utilizado no descarregamento é o mesmo do utilizado no recarregamento (E_{ur}) (figura V.11), sendo que este módulo não apresenta dependência com a resistência mobilizada, expressando-se da seguinte forma :

$$E_{ur} = K_{ur}\, p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$$

sendo:

K_{ur} = módulo número do descarregamento e recarregamento, adimensional de determinação experimental através de ciclos de descarregamento e recarregamento em ensaios de laboratório.

n = na representação hiperbólica é considerado como sendo o mesmo do carregamento primário.

O valor de K_{ur} é maior do que o valor de K correspondente ao carregamento primário. Segundo DUNCAN, BYRNE, WONG e MABRY(1980) o valor correspondente a K_{ur} é 20% maior do que K para solos de grande rigidez como areias densas, e, para areias fofas, o valor de K_{ur} apresenta-se até três vezes maior do que o valor de K.

Muitas são as críticas levantadas quanto à utilização da representação da curva tensão-deformação por modelos elásticos não-lineares. LADE e DUNCAN (1975) sugerem como inadequado o uso do modelo elástico incremental hiperbólico, quando utilizado para prever o comportamento do solo em níveis de tensões muito elevados,

visto a influência da tensão principal intermediária e o aumento de volume devido a tensões cisalhantes.

Segundo ALMEIDA(1977), as deformações volumétricas para um material elástico possuem como única causa a variação das tensões volumétricas, diferindo do que pode ser constatado na realidade, onde se verifica a existência de variação de volume perto da ruptura acarretado pelas de tensões cisalhantes.

DUNCAN, BYRNE, WONG e MABRY (1980) também fazem considerações quanto às limitações impostas pela representação hiperbólica. Em primeiro lugar, salientam ser esta representação baseada na Lei de Hooke para deformações elásticas; logo, sua utilização é mais adequada para análises de tensões e movimentações, em níveis de tensões mais baixos do que aqueles de ruptura do material.

A representação hiperbólica é capaz de prever, com acurácia, a relação entre carregamento e deslocamento, e esta análise, segundo os mesmos autores, é possível de prosseguir até mesmo quando atingida a ruptura local em alguns elementos da malha de elementos finitos; porém, quando atingido um estágio tal que o comportamento do solo esteja sendo controlado amplamente pelos elementos que já tenham atingido a ruptura, o resultado passará a apresentar valores que não encontram representatividade, valores irreais em termos do comportamento da massa de solo.

A representação hiperbólica, então, não consegue boa representatividade para análises efetuadas, após o nível de tensão correspondente à ruptura do material, sendo por sua vez uma ferramenta de grande eficácia para a previsão de deslocamentos em maciços de solo estáveis. Chamam também atenção para a impossibilidade de se representar a variação de volume devido às tensões cisalhantes ("shear dilatancy"), sendo este processo de maior importância nas areias compactas e nas argilas pré-adensadas, onde as tensões cisalhantes propiciam um aumento, ao invés de uma diminuição, de volume.

Segundo ALMEIDA(1977), a utilização de um módulo volumétrico negativo num material elástico não linear, visando simular esta característica, não encontra sentido físico, tornando inviável sua aplicação.

Os parâmetros utilizados na representação hiperbólica não constituem propriedades fundamentais do solo e sim valores de coeficientes empíricos representativos do comportamento do solo, sob determinadas condições limites. Estes parâmetros apresentam-se dependentes de densidade do solo, da umidade, do nível de tensões utilizados nos ensaios de laboratório e das condições de drenagem.

DUNCAN, BYRNE, WONG e MABRY(1980) salientam o fato da representatividade dos parâmetros, em relação ao comportamento do solo, estarem intimamente ligadas à capacidade das condições de ensaios de laboratório possuirem correspondência com as condições de campo.

Ressalta-se, neste ponto, que, no presente estudo paramétrico, não há variação volumétrica; logo, grande parte das críticas ao modelo hiperbólico apresenta-se minorada, já que não existe variação de volume perto da ruptura, acarretado pela incidência de tensões cisalhantes.

Não há dúvidas de que a modelação elasto-plástica apresenta a maior consistência teórica, onde o comportamento do solo é tratado de forma mais rigorosa, porém, como não poderia deixar de ser, também está sujeita a críticas. Segundo PARISEAU e outros (1970), existe um excesso de dilatação previsto pelo modelo, função do princípio da normalidade e da lei de escoamento associada. Ainda se verificam críticas quanto à não possibilidade de se prever a histerese em carregamento e descarregamento hidrostático, com a utilização do mesmo módulo volumétrico, tanto no carregamento quanto no descarregamento, como também uma superfície de escoamento que não atravessa o eixo hidrostático. Não existe, por parte do modelo, a consideração da variação do módulo de elasticidade e do ângulo de atrito com a pressão confinante.

Apesar das críticas em relação à representação elástica não linear, esta forma de representação ainda se constitui na mais utilizada nos meios geotécnicos. E esta larga utilização, apesar das inúmeras críticas teóricas à modelação, vem nos demonstrando que as previsões com ela realizadas apresentam correspondência com as observações efetuadas no campo. Constitui-se, ainda, na ferramenta das mais utilizadas na realização de análises paramétricas.

DUNCAN, BYRNE, WONG e MABRY(1980) justificam a modelação hiperbólica por várias razões:

1 - Os parâmetros podem ser determinados por meio de ensaios triaxiais de compressão convencionais;

2- A mesma correlação pode ser utilizada tanto para análises de tensões efetivas, fazendo uso de dados obtidos de ensaios drenados, quanto para análise de tensões totais, fazendo uso agora de dados obtidos de ensaios não drenados e não consolidados;

3- A existência de parâmetros já obtidos para diversos solos é de grande valia, quando deparamos com a possibilidade de estimarmos valores em condições de insuficiência de dados. A grande massa de dados já existente serve como uma referência para uma melhor definição paramétrica e uma melhor avaliação dos dados obtidos nos ensaios de laboratório.

ALMEIDA (1977) resume de uma forma geral, a defesa de cada modelo. Segundo ele, os modelos elásticos não lineares podem ser defendidos por sua simplicidade de aplicação prática; por sua vez, os modelos elasto-plásticos apresentariam o ponto de vista teórico como grande argumento.

V.5. SIMULAÇÃO DE ESCAVAÇÃO

O processo de simulação de escavação, em elementos finitos, é um processo lógico, baseia-se no fato da existência de uma massa de solo em equilíbrio, submetida a um estado de tensões qualquer, na qual será retirada certa porção que constitui a escavação propriamente dita. A figura (V.12) representa o processo de escavação utilizado em elementos finitos (CHRISTIAN e WONG, 1973). A porção a ser escavada "A" exerce sobre a parte remanescente "B" esforços que podem ser representados por um sistema de tensões "τ_i " que se fazem atuar na superfície potencial da escavação. Logo, como demonstrado pela figura (V.12(b)), se o sistema de tensões "τ_i " for aplicado sobre a porção remanescente "B", o efeito que será produzido em "B" será o mesmo do produzido com a presença da porção escavada "A". O processo de escavação constitui-se de forma simples, na remoção do sistema de tensões "τ_i " , atuantes na superfície potencial de escavação. Isto se faz aplicando-se sobre a superfície escavada um sistema de tensões igual a "τ_i ", com o mesmo módulo e direção, todavia com sentido contrário, como podemos observar na figura (V.12(c)). Os incrementos resultantes do deslocamento, das deformações e das tensões são adicionados aos valores originais (figura V.12(a)), sendo o resultado

agora idêntico àquele, devido à escavação da porção "A"(CHRISTIAN e WONG,1973).

O proceso de escavação pode ser resumido em quatro passos:

1- Definição do sistema de tensões "τ_i" que atuam sobre a porção remanescente "B" transmitido pela porção "A";

2- Remoção da rigidez da porção escavada "A", remanescendo apenas a porção "B";

3- Aplicação sobre a superfície de escavação de um sistema de tensões de mesmo módulo e direção do sistema "τ_i", porém com sentido inverso;

4- Adicionar os incrementos de deslocamentos, tensões e deformações, resultantes desse novo sistema de tensões ao valores originais (da figura V.12(a)).

MANA (1978) comenta que, apesar de quase todos os esquemas desenvolvidos para simulação de escavação em elementos finitos seguirem estas linhas gerais, a diferenciação entre os esquemas encontra-se na forma como são determinadas as forças nodais, requisitadas, no primeiro passo do processo de escavação.

ISHIHARA (1970) demonstrou, matematicamente, que para uma massa de solo constituída de um material elástico linear, o processo de escavação é único, o resultado previsto para qualquer estágio da escavação deve ser independente dos passos utilizados para se alcançar este determinado estágio. Seria independente para o resultado final, se a porção "A" fosse removida em uma única vez ou fosse removida em pequenas porções. Essa independência para os materiais elásticos lineares já eram aceitas e propostas por BROWN e KING (1966) e DUNCAN e DUNLOP (1969), porém ISHIHARA foi o primeiro a provar essa independência do número de estágios para um material elástico linear. Caso o material seja elasto-plástico ou haja a instalação do estroncamento, os resultados serão dependentes da seqüência construtiva.

A maioria dos esquemas, inicialmente, faz uso de elementos de ordem inferior como elementos triangulares de deformação constante (BROWN e KING, 1966), quadriláteros compostos por quatro triângulos de deformação constante ou ainda

quadriláteros compostos por dois triângulos de deformação reduzidos linearmente (CLOUGH, 1969; DUNCAN e DUNLOP, 1969). Em todos os casos, a tensão possui melhor acurácia, em algum lugar no interior do elemento, sendo usualmente conhecido no centro do elemento, sendo os valores relativos à tensão na borda desconhecidos. Sabendo dessa limitação, podemos identificar a dificuldade em se calcular as forças nodais equivalentes baseados, única e exclusivamente, nas informações das tensões localizadas no centro do elemento, sendo necessária a elaboração de considerações para se tratar com o gradiente de tensões criado entre os centros dos elementos e com a superfície potencial de escavação ao longo da borda dos elementos.

MANA (1978) comenta sobre os diversos métodos propostos para a obtenção das forças nodais. Inicialmente DUNLOP, DUNCAN e SEED (1968), para definirem as forças nodais, estimaram as tensões entre pares de elementos adjacentes através da superfície de escavação. A força nodal equivalente era então calculada, considerando-se as tensões como constantes entre os nós.

CLOUGH e DUNCAN(1969) propuseram a utilização da interpolação polinimial com o propósito de otimizar a previsão das tensões na superfície de escavação (figura V.13). Com a interpolação polinomial das tensões nos centróides de quatro elementos adjacentes a cada nó, obtém-se as tensões nos nós da superfície de escavação. Conhecida as tensões nodais, considera-se linear a variação de tensões entre os nós, determinando-se, deste modo, a força nodal equivalente. Este procedimento prossegue, repetidamente, até que sejam determinadas a totalidade das forças nodais na superfície de escavação.

CHRISTIAN e WONG(1973) e MANA(1978) alertam para o fato dessa técnica apresentar resultados satisfatórios para um elevado número de escavações. Porém para que esta análise não nos forneça valores completamente desvinculados com a realidade do comportamento da escavação em questão, faz-se necessário um julgamento cuidadoso na escolha dos elementos que irão compor as quatro interpolações para o caso de escavações onde existe uma descontinuidade de materiais e também nos cantos das escavações.

WONG(1971) apresenta uma metodologia baseada na extrapolação das tensões, ao longo de uma fila de elementos a serem escavados, fazendo uso de uma interpolação quadrática das tensões no centróide dos elementos.

Segundo MANA(1978), este polinômio era utilizado para a obtenção das tensões em superfícies verticais de escavação adjacentes e para o caso de superfícies horizontais; a estimativa realizava-se utilizando a média.

Essa metodologia apresenta somente consistência para casos de escavações de geometria mais simplificada, não sendo indicada para escavações onde a geometria seja irregular, como a de túneis, por exemplo.

Para melhor ilustrar este problema quanto à forma de se calcular as forças nodais equivalentes, CHRISTIAN e WONG(1973) montaram um esquema que resume e representa o problema típico das diversas formas de se obter as forças nodais até aquele momento conhecidas. Na figura (V.14) e (V.15), os elementos I e II serão os elementos removidos no processo de escavação; por sua vez, os elementos III e IV constituem a parcela remanescente da escavação em questão. Os nós 4, 5 e 6 estão na superfície potencial de escavação. Os autores citados dividem as metodologias da seguinte forma:

1- Utiliza as tensões no elemento I para a obtenção das tensões ao longo da face 4-5 . Na maioria das aplicações, a tensão no elemento é considerada constante, uma forma de simplificação. A tração, ao longo da face 4-5, deve então ser equacionada para forças nodais atuantes sobre os nós 4 e 5. Como se considerou constante a tensão ao longo da face 4-5, multiplica-se o valor da tensão pelo valor correspondente ao comprimento da face 4-5 e metade do resultado final alocado para cada nó. Os métodos ainda levavam em conta o efeito do peso gravitacional, sendo metade do peso do material acima da centróide do elemento I, subtraída da força nodal no ponto 5 e metade do peso do material localizado abaixo da centróide desse elemento adicionada à força nodal no ponto 4. Faz-se esse procedimento para o elemento II, sendo geradas, com isso, forças nodais adicionais para os nós 5 e 6;

2- Uma segunda metodologia caracteriza-se como um refinamento no procedimento anterior, constituindo-se de uma média nas tensões que atuam no centróide dos elementos I e IV, chegando-se a uma melhor estimativa da tração atuante sobre a face 4-5. De resto, não existe diferença no procedimento quando comparado a metodologia anterior;

3- Uma evolução na metodologia para definição das forças nodais equivalentes se dá com a utilização das tensões nos elementos I, II, III e IV para se obter a estimativa da tensão no nó 5. As tensões nos quatro elementos podem ser

combinadas pela média, ou ainda, pode-se utilizar a interpolação polinomial. Para o caso de uma malha retangular regular, não há diferenciação no caso de se utilizar uma ou outra forma;

Os métodos, até então comentados, possuem falhas e limitações, seja na dificuldade de se lidar com a heterogeneidade do material, com a geometria da escavação ou a inadequada representação dos gradientes de tensão.

CHANDRASEKARAN e KING (1974) elaboraram uma metodologia que foge dos padrões das demais citadas. Em primeiro plano, efetua-se o cálculo das forças nodais para todas as superfícies potenciais de escavação, a partir das tensões geostáticas.

Essas forças são aplicadas aos nós da primeira etapa de escavação, para as demais etapas de escavação, as forças nodais são recalculadas por intermédio do produto da matriz de rigidez dos elementos posicionados, logo abaixo da superfície de escavação, pelos incrementos de deslocamentos correspondentes à etapa anterior.

Segundo MANA(1978), nenhum dos procedimentos já descritos, revelam coerência quanto à necessidade de unicidade de solução; todos eles nos levam a valores de resultados que apresentam dependência com o número de estágios de escavação, mesmo para materias elásticos lineares. Também a proposta de CHANDRASEKARAN e KING (1974), não consegue satisfazer por completo o teste de unicidade, devido à permanência de certa rigidez nos elementos removidos, ocorrendo ainda diferenças em função do número de estágios.

A metodologia de MANA(1978) apresenta uma estimativa de forças nodais equivalentes, capaz de fornecer uma solução única, independente do número de estágios em que é simulada a escavação (figura V.16). Para o sucesso desta modelação, faz-se necessário a utilização de um elemento de ordem superior aos utilizados anteriormente, um elemento capaz de fornecer as tensões não apenas no interior dos elementos, porém, também, no contorno dos elementos, inclusive nos nós. O elemento utilizado por MANA foi o elemento isoparamétrico quadrático de oito nós, tornando possível agora a determinação das tensões na superfície de escavação. MANA(1978) faz uso da equação análoga àquela utilizada por CHANDRASEKARAN e KING para o cálculo. Na proposta de MANA, a equação é utilizada repetidamente para a obtenção das forças de escavação.

$$\{F\} = \sum_{m=1}^{M} \int_{v} [B]^T \{\sigma\} dv$$

sendo :

$\{F\}$ = vetor da força nodal exercida pelos elementos a serem escavados nos nós dos elementos remanescentes ao longo da superfície de escavação.

M = é o número de elementos que apresentam contornos comuns com os elementos não escavados.

$[B]$ = é a matriz deformação -deslocamento.

$\{\sigma\}$ = vetor que representa o valor da tensão corrente , não sendo neste caso necessário de se computar, separadamente, nenhuma tensão inicial , pois todas as formas de tensão estão incluídas neste vetor.

Antes de um novo estágio de escavação, as forças nodais equivalentes da superfície potencial de escavação são calculadas com as tensões existentes, após estágio anterior, dos elementos posicionados logo abaixo da superfície potencial de escavação. A remoção dos elementos escavados é efetuada com uma total desconsideração de sua contribuição para a matriz de rigidez da estrutura durante o processo de montagem da mesma, sendo que são impostas restrições completas a estes nós, retirando, desta forma, os graus de liberdade relativos a estes nós do sistema de equações. Este procedimento permite que não se leve em conta uma rigidez desnecessária dos elementos removidos, diminuindo, da mesma forma, o número de equações a serem resolvidas.

V.5.1. TESTES A SEREM REALIZADOS

Faz-se necessário que sejam aplicados testes para que seja comprovada a validade do procedimento proposto. Segundo MANA (1978), dois aspectos básicos devem ser verificados: o primeiro concernente à unicidade de soluções quando considerado o modelo "tensão-deformação", como sendo elástico linear, o segundo aspecto básico diz respeito à necessidade do procedimento convergir para um resultado que possua acurácia.

MANA(1978) realizou tanto testes de unicidade quanto o de convergência para a sua proposta de cálculo, para as forças nodais equivalentes. Apresentou, para um mesmo problema, uma escavação com 30 m de profundidade, largura igual a 60 m, estando a camada de alta resistência posicionada a 30 m do fundo da escavação, com módulo de elasticidade (E) igual a 10000 t/m^2, coeficiente de poisson (ν) igual a 0,3 , peso específico (γ) igual a 1,8 t/m^3 e coeficiente do empuxo no repouso (K_o)

igual a 0,9 , as soluções obtidas com o procedimento proposto por CLOUGH e DUNCAN (1969) e por ele mesmo (figura V.17). A diferença existente, quanto ao número de elementos utilizados, deve-se ao fato de CLOUGH e DUNCAN terem utilizado um elemento isoparamétrico de quatro nós; enquanto MANA fez uso de um elemento isoparamétrico de oito nós. Para que houvesse equilíbrio na acurácia dos resultados numéricos, utilizou-se um maior número de elementos na malha que representa a proposta de CLOUGH e DUNCAN (CLOUGH e DUNCAN - 221 elementos; MANA - 63 elementos).

Foram analisados os deslocamentos horizontais da face vertical da escavação (figura V.18), sendo que as análises foram realizadas para o caso da escavação efetuada em apenas um estágio ou em três estágios. Analisando-se os resultados, verificamos que a proposta apresentada por CLOUGH e DUNCAN(1969) não demonstra resultados divergentes dos resultados obtidos via proposta de MANA(1978), porém o teste de unicidade não é satisfatório, a partir do momento em que podemos constatar diferenças nos valores dos resultados para a escavação efetuada em um ou três estágios. Por sua vez, os resultados advindos da proposta de MANA são idênticos em relação ao número de etapas.

A consistência da proposta apresentada por MANA(1978) pode ser verificada quando analisamos o quadro por ele elaborado, resumindo os resultados obtidos dessa análise comparativa, onde nos é mostrado que até a sexta ou sétima casa decimal os valores se identificam:

COORDENADA NODAL			MANA (1978)		CLOUGH e DUNCAN (1969)		
x	y	nº do nó	um estágio	três estágios	nº do nó	um estágio	três estágios
30,0	60,0	93	-7.137250*	-7.137250	113	-6.3515	-7.8335
			-0.6277653#	-.06277653		0.61161	-0.67759
30,0	50,0	95	-8.786251	-8.786251	115	-8.4614	-9.8578
			-.03268536	-0.3268536		0.77094	-0.61267
30,0	37,5	98	-9.627465	-9.627465	118	-9.5557	-11.238
			-0.0404856	-0.0404856		0.96695	-0.74057
30,0	30,0	101	-4.677076	-4.677076	121	-4.7959	-5.0597
			2.615450	2.615450		3.2163	2.4298
30,0	25,0	103	-4.305085	-4.305085	123	-4.3646	-4.5866
			2.980631	2.980631		3.4039	2.8825

0,0	30,0	9	0.0 12.82290	0.0 12.82290	9	0.0 12.746	0.0 12.795
10,0	30,0	32	-0.7640281 12.37009	-0.7640281 12.37009	37	-0.83012 12.338	-0.81112 12.386
45,0	30,0	147	-4.708891 0.7289560	-4.708891 0.7289560	177	-4.8416 1.0015	-5.2149 0.68129
35,0	60,0	116	-7.179281 -1.187094	-7.179281 -1.187094	141	-6.3363 -0.20383	-7.8274 -1.3783
52,5	60,0	154	-5.806145 -1.129240	-5.806145 -1.129240	183	-5.3505 -0.84981	-6.5810 -1.3789

* - representa o deslocamento horizontal (cm)

- representa o deslocamento vertical (cm)

Tabela (V.1) - Deslocamentos horizontais e vertivais para a proposta de MANA (1978) e de CLOUGH e DUNCAN (1969)- MANA (1978)

ALVES(1982) testou a unicidade de soluções do programa PROGEO numa simulação de uma escavação horizontal e de canto, efetuou o cálculo das forças nodais pelo método de MANA e, também, por uma média com as tensões dos elementos removidos. Pelo método de MANA, tanto para a escavação horizontal como para a de canto, foi verificada a unicidade de soluções, já para o outro método - a escavação horizontal - apresentou unicidade de soluções, o mesmo não aconteceu para a escavação em canto.

Para investigar a convergência e a acurácia do modelo, MANA simulou uma escavação uni-dimensional de solução fechada e conhecida teoricamente, variando o número de elementos (n) na região escavada, este número variou de um a oito (figura V.19).

Os resultados demonstraram que o valor do erro computado diminui com o aumento do número de elementos (n), sendo de aproximadamente 50% para n = 1 e de aproximadamente 6,25% para n = 8 (figura V.20).

A variação da tensão vertical $(\Delta\sigma_y)$ que o trecho escavado impõe sobre a porção remanescente é de 20 t/m^2, sendo hipóteses para esta simulação o estado de deformações planas e o comportamento elástico linear do solo; com as quais a equação que nos fornece a variação da deformação vertical é assim definida:

$$\Delta\varepsilon_y = \frac{\Delta\sigma_y}{E}\left(\frac{1-\nu-2\nu^2}{1-\nu}\right)$$

O módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de poisson (v) são dados do problema, logo temos, com facilidade, o valor correspondente ao valor de $\Delta\varepsilon_y$ (0,0018), sendo então o deslocamento vertical da porção remanescente igual a 3,6 cm. A figura (V.21) demonstra como se dá a convergência na proposta apresentada por MANA (1978).

V.6. O PROGRAMA PROGEO

O programa de Elementos Finitos PROGEO foi desenvolvido inicialmente no Imperial College de Londres, cuja denominação inicial era SAN2. Este programa contou com a colaboração de vários autores, HANZA(1976), DAVACHI(1978) e LOPES(1979). Ao chegar à COPPE/UFRJ foi reorganizado por LOPES (1980), recebendo então a denominação vigente de PROGEO.

Vários foram os trabalhos realizados na COPPE\UFRJ com o auxílio do PROGEO, entre eles estão as teses de mestrado de ALVES(1982), ANDRADE(1982), SOUZA (1986) e BRUGGER(1990).

O programa utiliza o elemento quadrangular isoparamétrico de oito nós. Possibilita a utilização da modelação não linear hiperbólica de DUNCAN e CHANG (1970) para o comportamento do solo e permite, também, a formulação de KULHAWY, DUNCAN e SEED(1969) para o coeficiente de Poisson, formulação esta não utilizada em nosso estudo já que utilizamos um coeficiente de Poisson constante. O programa é capaz de realizar análises drenadas e não drenadas (por tensões totais ou efetivas). Para a análise não drenada, realizada via tensões efetivas, ocorre a geração de poro-pressões com o auxílio dos parâmetros α e β ($\Delta_u = \beta\Delta\sigma_{oct} + \alpha 3\Delta\tau_{oct}$) de HENKEL(1958), metodologia proposta por LOPES(1979) e LOPES e HAMZA(1979).

O programa, ainda, permite que se escolha o tipo de processo de resolução, incremental e\ou iterativo. Os métodos de resolução já foram comentados anteriormente. Utilizou-se o método incremental via processo de Runge-Kutta com dois passos. As tensões iniciais foram geradas por gravidade, sendo que o programa ainda permite outras duas formas de se gerar as tensões iniciais: a primeira fornecendo os valores das tensões iniciais e da poro-pressão para os nós localizados nas quinas dos elementos, já que, para os demais, os valores correspondentes são obtidos por intermédio de interpolação. A segunda opção caracteriza-se pelo fornecimento prévio do peso específico do solo e da água e do coeficiente de empuxo

(K_O)[1], da ordenada do nível do terreno e do lençol de água. Utilizou-se a geração por gravidade devido à constatação de um desequilíbrio na malha gerada quando da utilização das duas outras formas de geração das tensões iniciais. Na forma escolhida, para se gerar as tensões iniciais no maciço - considerando o material em questão homogêneo, elástico e isotrópico - tem-se a razão entre as tensões horizontal e vertical, na condição de repouso, função do coeficiente de Poisson, sendo igual a:

$$K_o = \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{ho}} = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Na modelagem dos casos estudados, após a geração inicial das tensões, trabalha-se com o coeficiente de Poisson característico de condições não drenadas. Adotou-se, para se evitar uma indeterminação na resolução numérica, o valor de 0,48 , bem próximo do valor teoricamente correto (0,50).

V.6.1. O PROGRAMA PROGRAFG

BRUGGER(1990) desenvolveu um programa denominado PROGRAFG para servir de interface entre os arquivos de entrada e saída do programa de elementos finitos PROGEO, sendo esta interface adaptada para microcomputadores e para os pacotes gráficos Plotcall ou Grapher.

Este programa é capaz de fornecer : a malha indeformada , a malha deformada, os vetores deslocamentos , as tensões principais , as tensões verticais e horizontais e a resistência mobilizada local.

Para o caso de escavações, fizeram-se necessárias algumas modificações, passando a ser possível a retirada dos elementos escavados no decorrer do processo de escavação. Além de permitir a retirada dos elementos, também foi necessário que este programa não fizesse mais uso dos dados referentes aos centróides dos elementos e sim aos pontos de Gauss dos elementos (utilizando-se os pontos de Gauss, obteve-se uma melhor definição e sensibilidade das grandezas envolvidas no processo de escavação).

---

[1] $K_o = \frac{\sigma_{x,o}}{\sigma_{z,o}}$, onde $\sigma_{x,o}$ e $\sigma_{z,o}$ são as tensões totais

$K_o = \frac{K_o' \gamma_{sub} + \gamma_w}{\gamma_{sub} + \gamma_w}$, *onde* $K_o' = \frac{\sigma'_{x,o}}{\sigma'_{z,o}}$

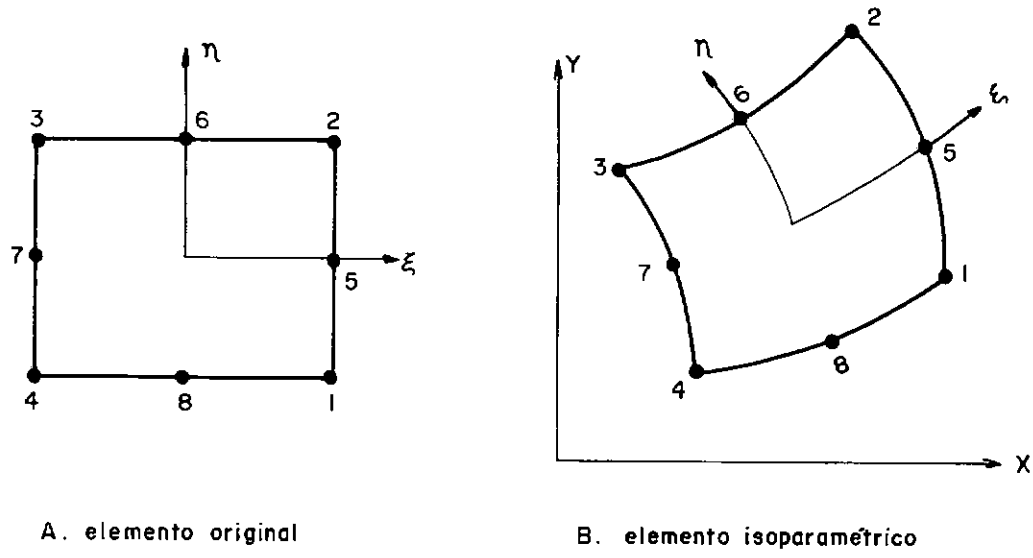


Figura (V.1) - O elemento original e o elemento isoparamétrico , ALMEIDA (1977)

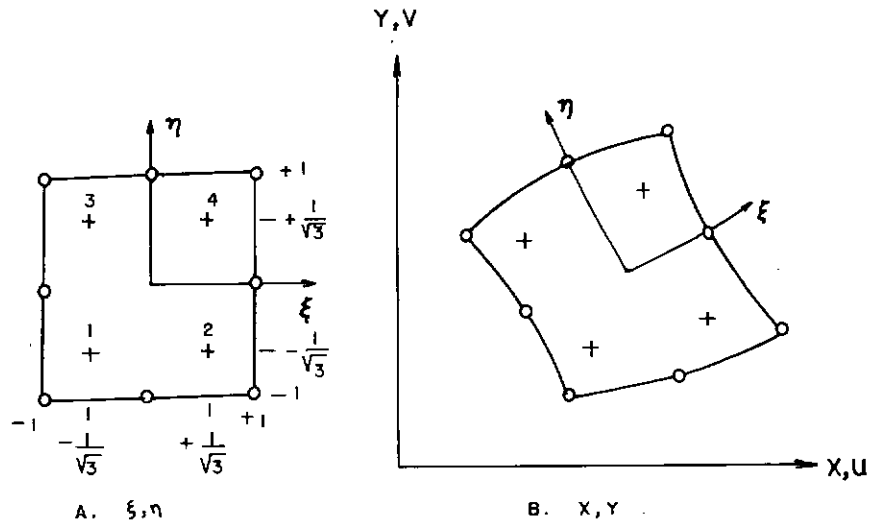


Figura (V.2)- Localização dos pontos de Gauss para o elemento isoparamétrico quadrático , MANA (1978)

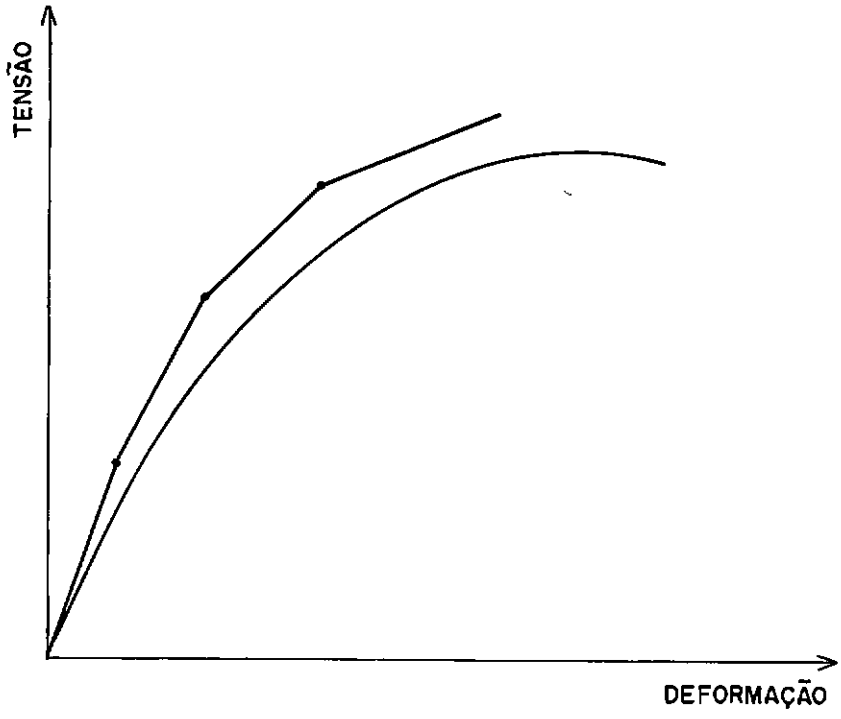


Figura (V.3)- Modelo elástico não linear incremental

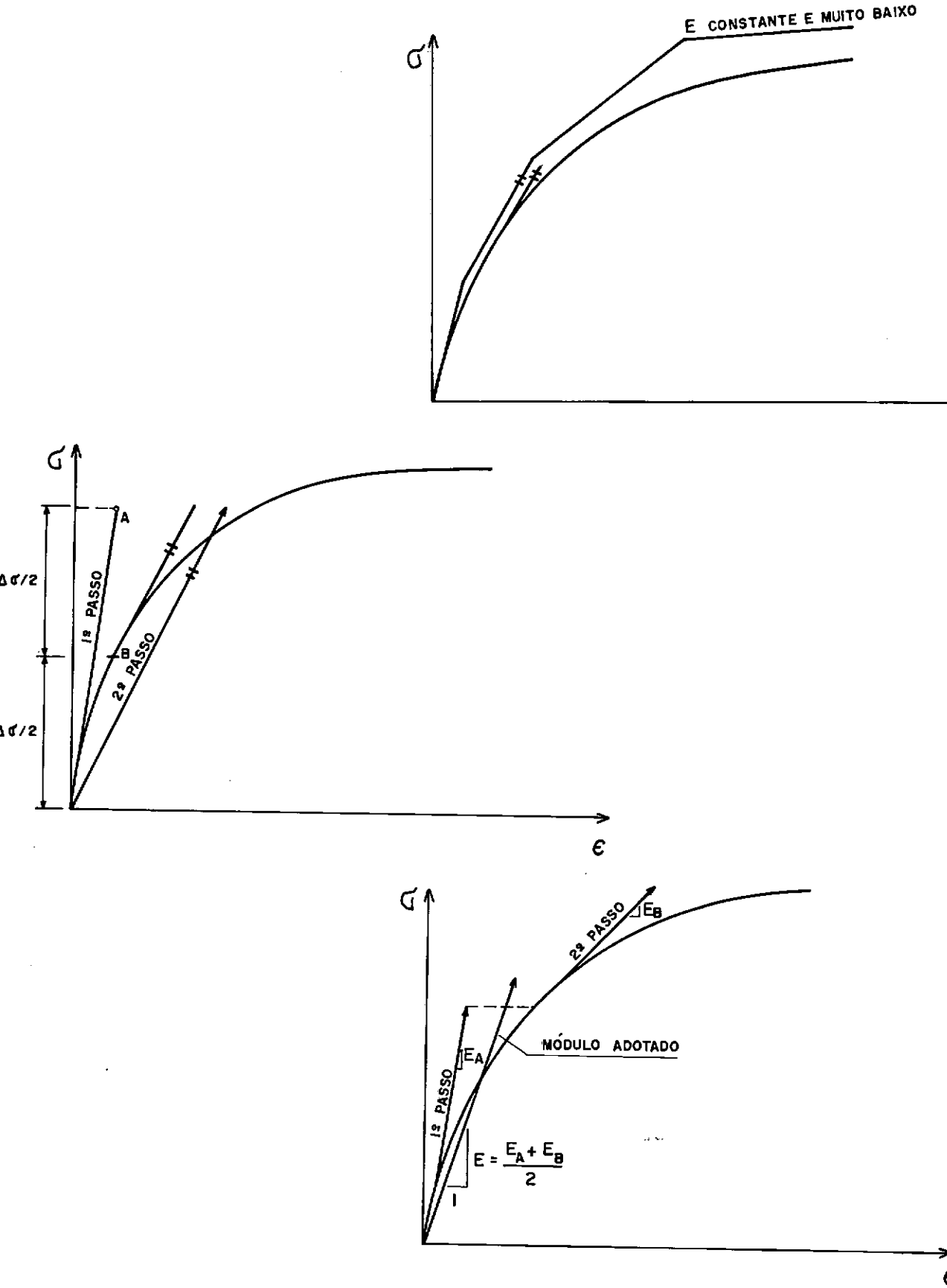
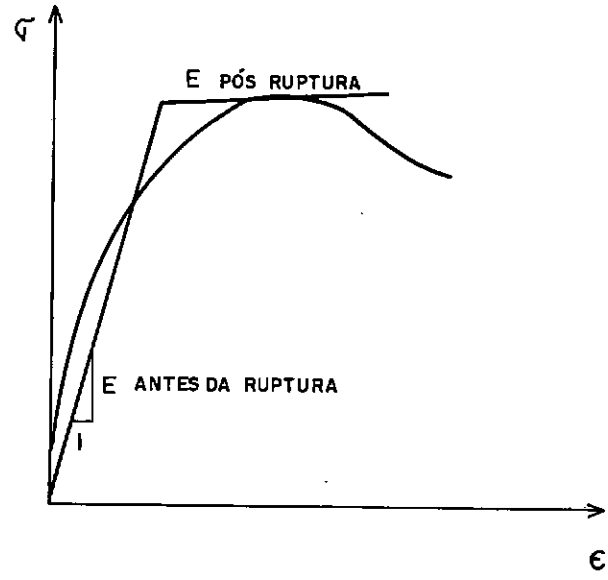


Figura (V.4) - A - Rigidz tangencial , B- Runge - Kutta com dois passos e C- Runge - Kutta modificado



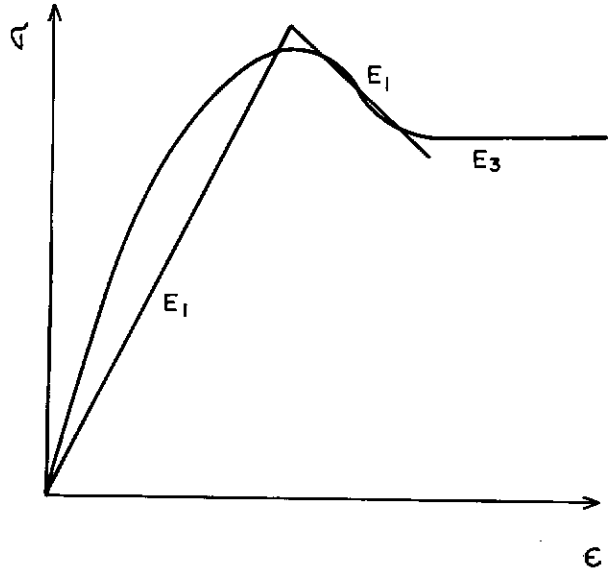


Figura (V.5) - Modelo bilinear e modelo trilinear

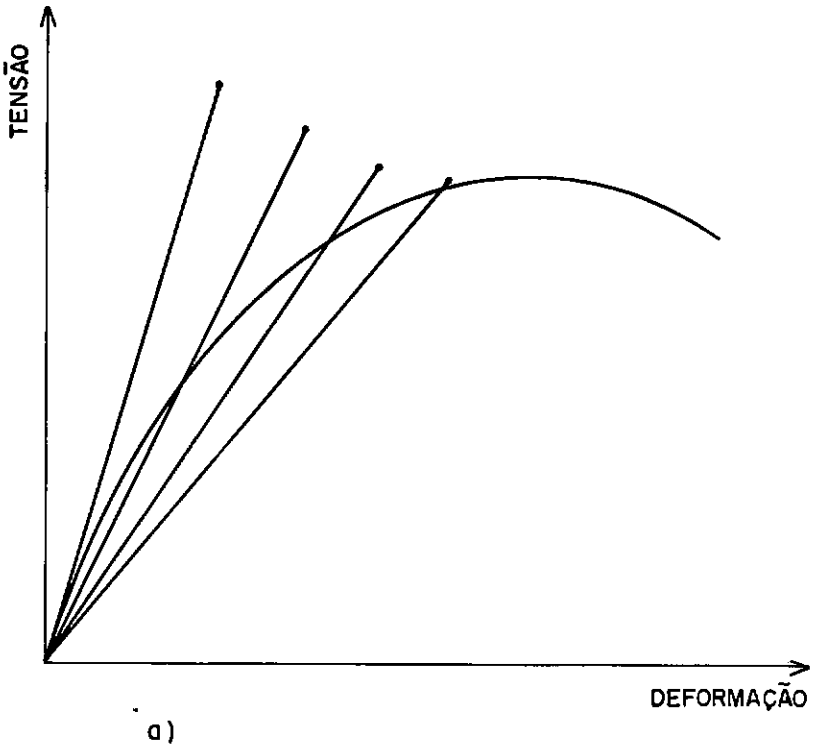
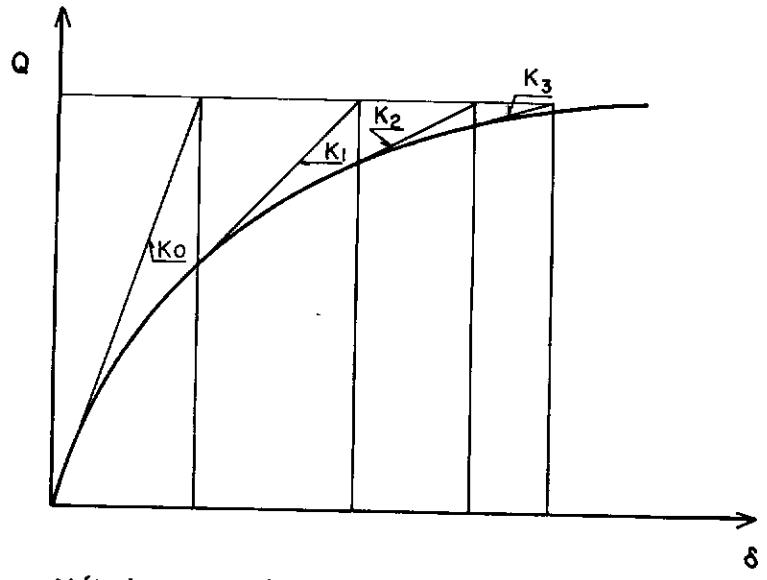
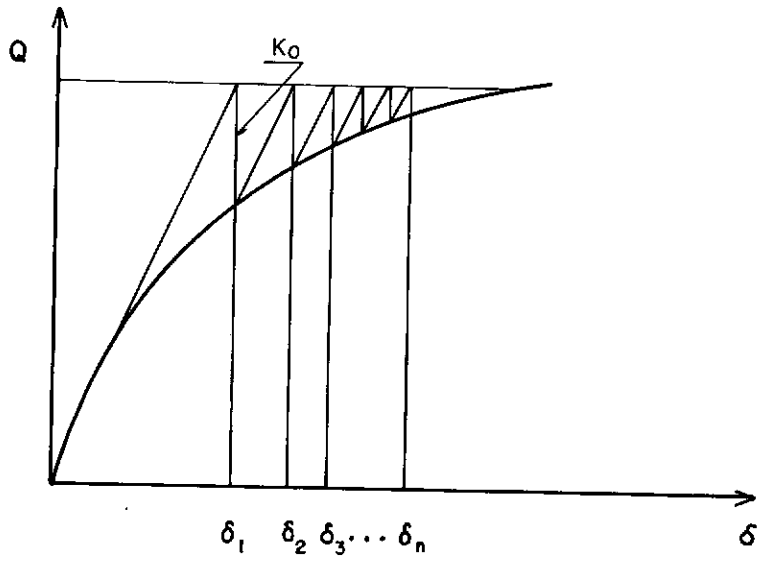


Figura (V.6) - Modelo iterativo



Método Iterativo com rigidez variável



Método Iterativo com rigidez constante

Figura (V.7)- Método iterativo com rigidez variável e método iterativo com rigidez constante

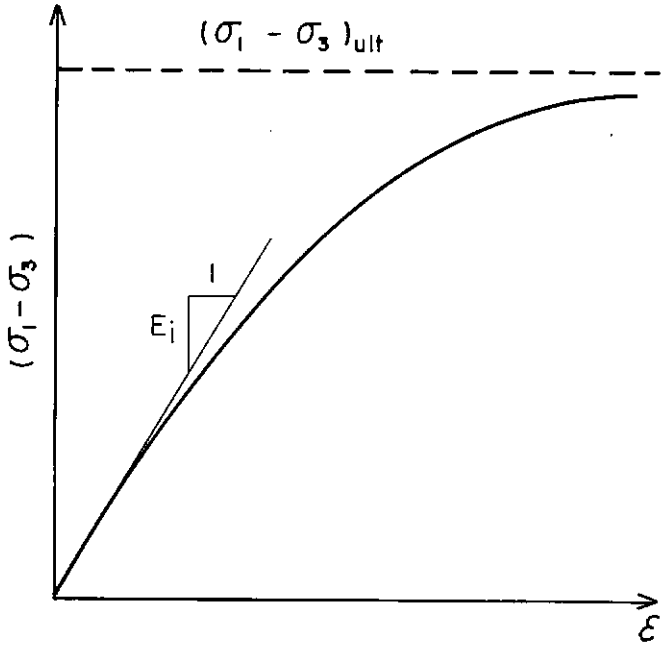


Figura (V.8)- Representação hiperbólica da curva tensão-deformação

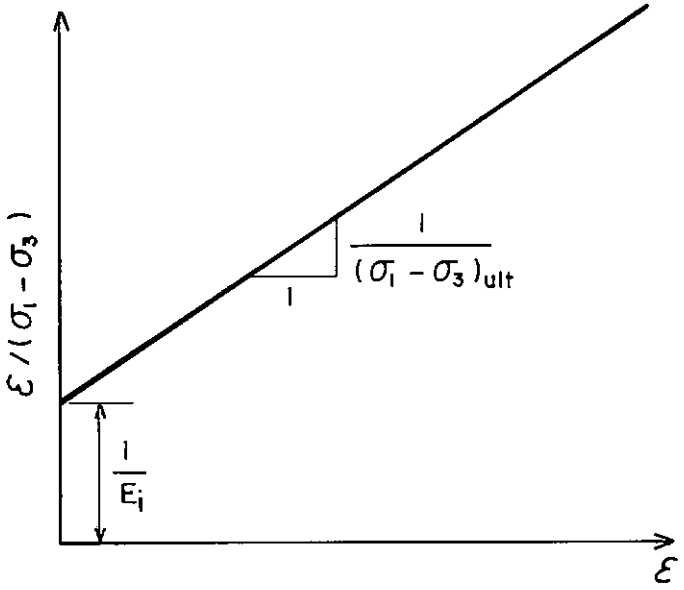


Figura (V.9) - Representação hiperbólica transformada da curva tensão-deformação.

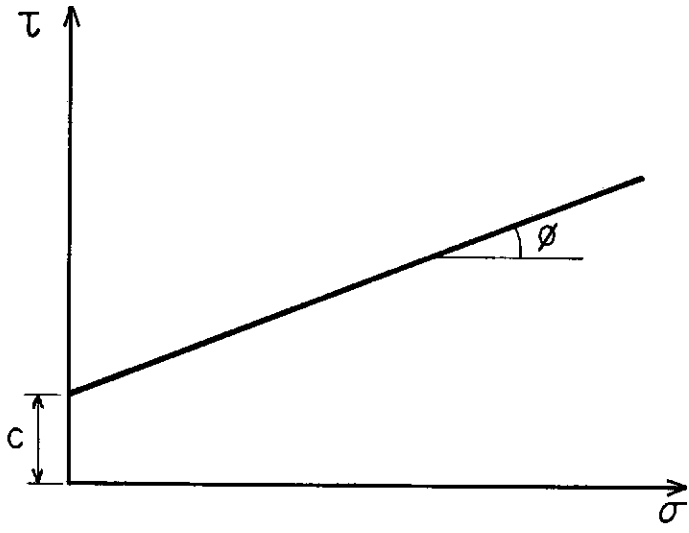


Figura (v.10) - Variação da resistência com a pressão confinante

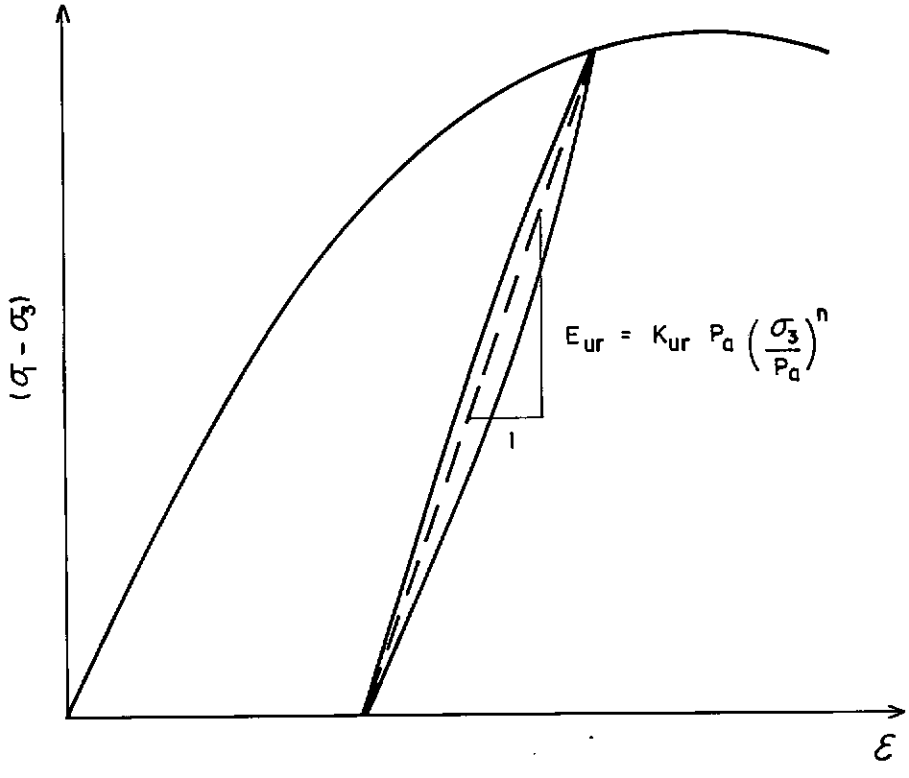


Figura (V.11) - Módulo do descarregamento e recarregamento

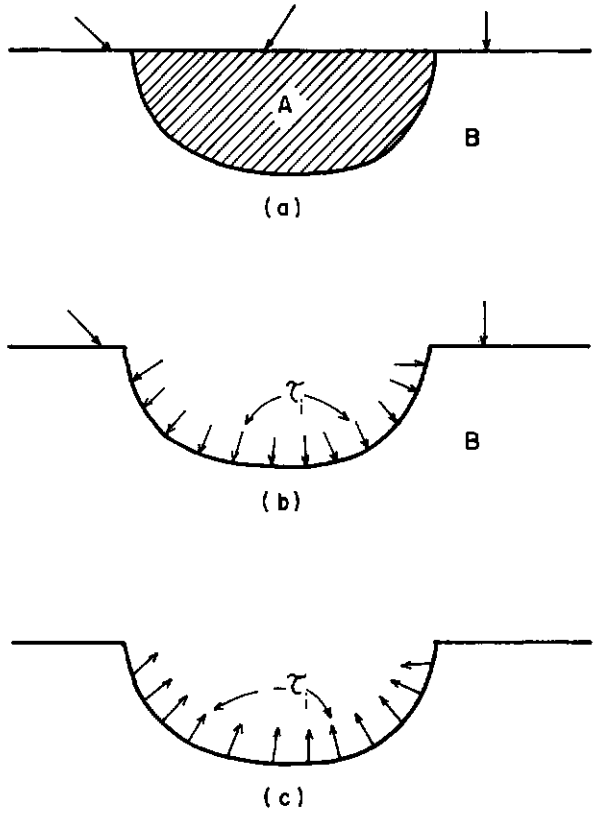
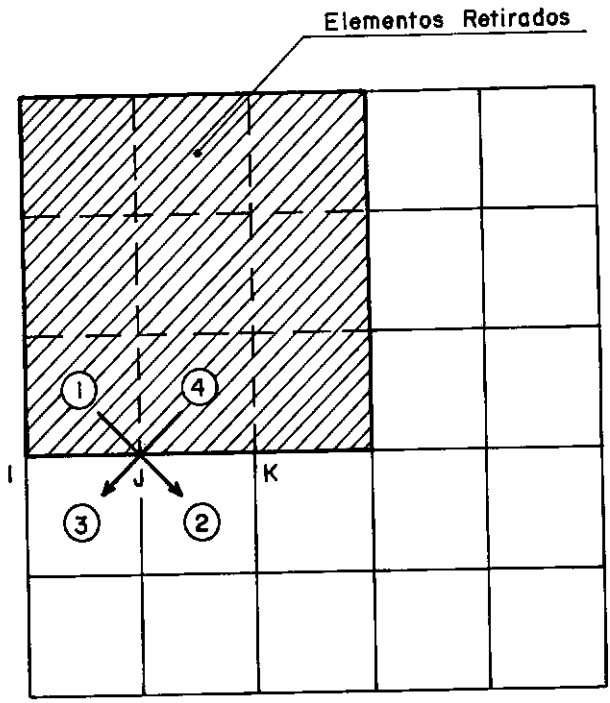
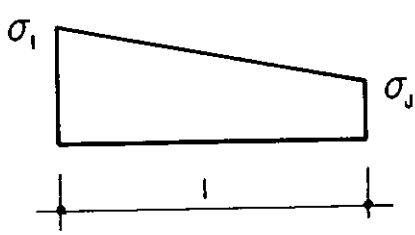


Figura (V.12)- Processo de escavação utilizado em elementos finitos , CHRISTIAN e WONG (1973)



(a)



$$F_I = l\left[\frac{1}{3}\sigma_I + \frac{1}{6}\sigma_J\right]$$

$$F_J = l\left[\frac{1}{6}\sigma_I + \frac{1}{3}\sigma_J\right]$$

(b)

Figura (V.13)- Cálculo das forças de escavação segundo CLOUGH e DUNCAN (1969)

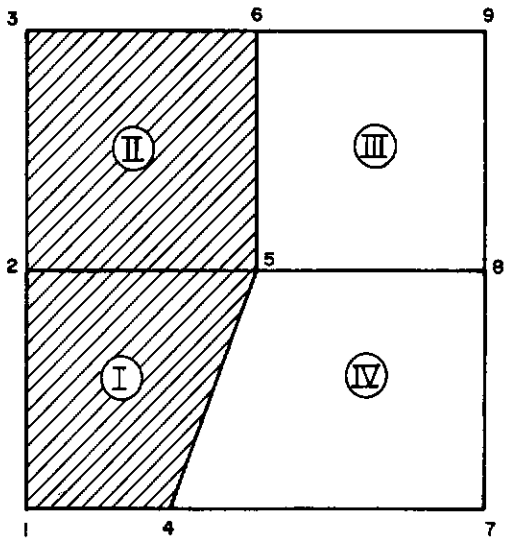


Figura (V.14)- Detalhe típico do elemento escavado , CHRISTIAN e WONG (1973)

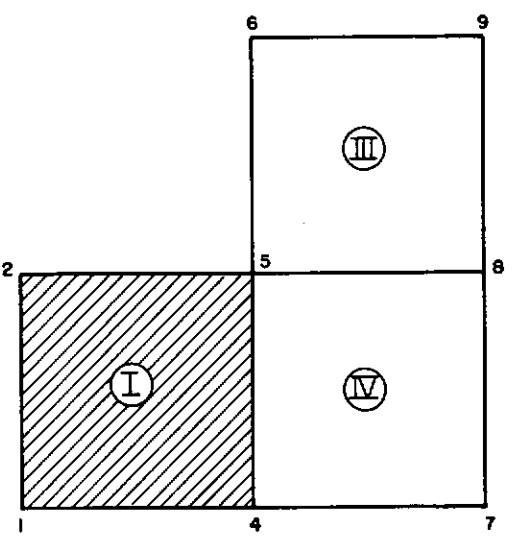


Figura (V.15) - Canto típico de escavações , CHRISTIAN e WONG (1973)

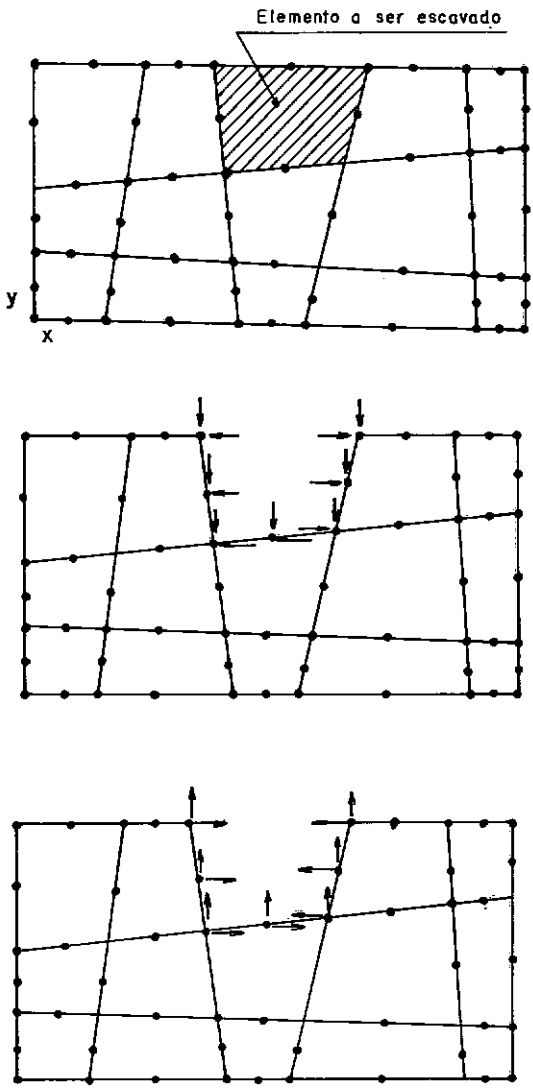


Figura (V.16) - Processo de escavação em elementos finitos , MANA (1978)

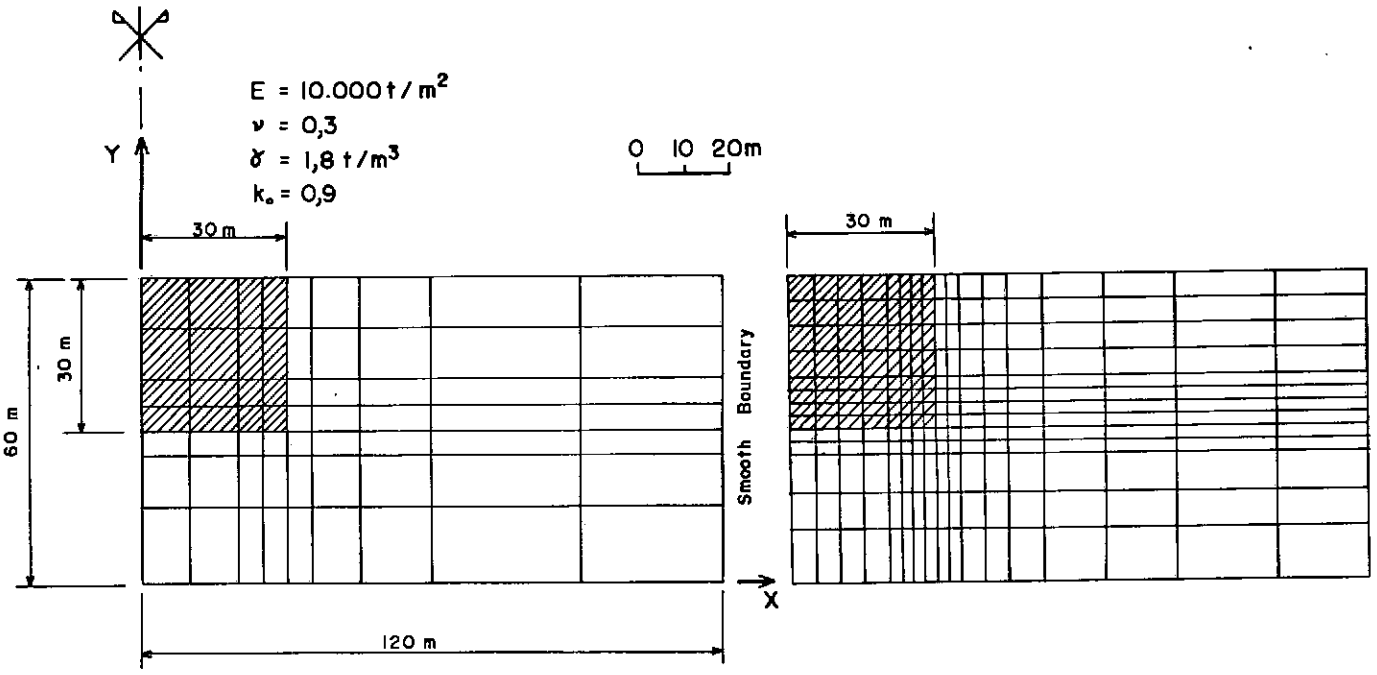


Figura (V.17) - Malhas de elementos finitos usadas por MANA e CLOUGH e DUNCAN.

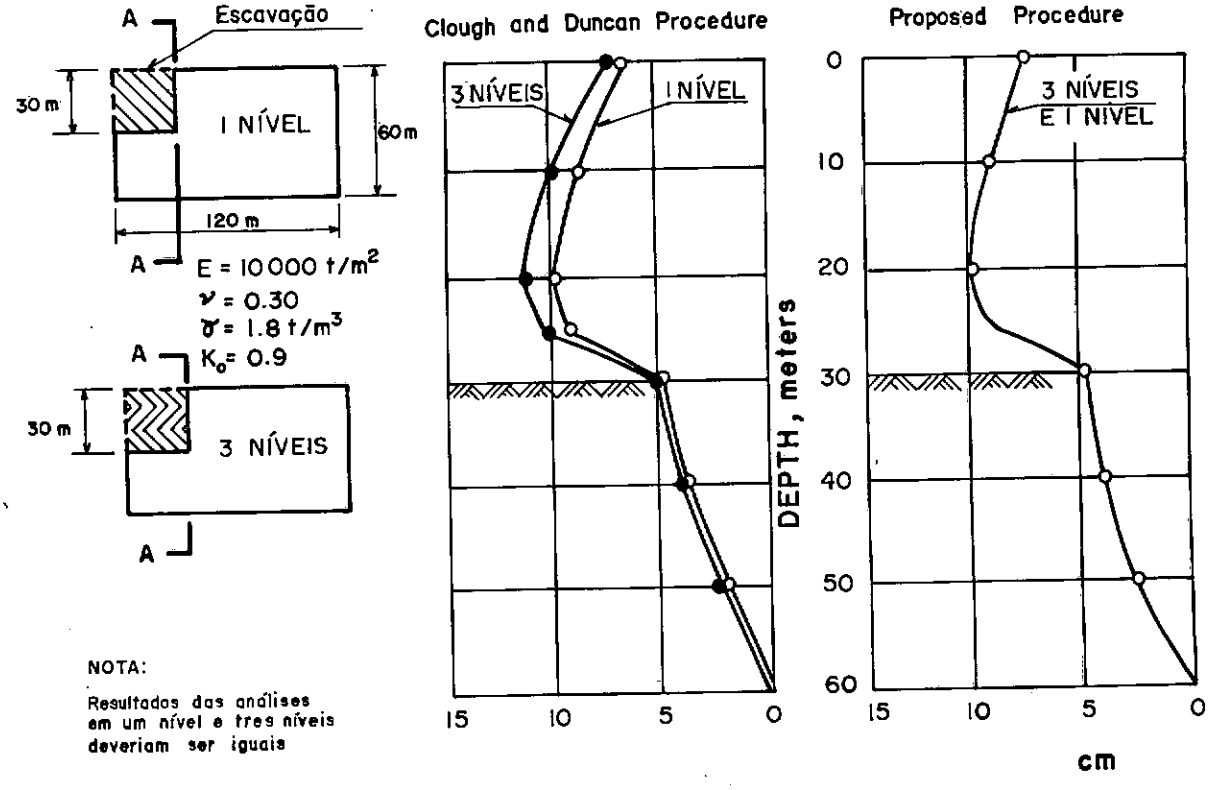


Figura (V.18) - Deslocamentos horizontais previstos para diferentes processos de simulação de escavações , MANA (1978)

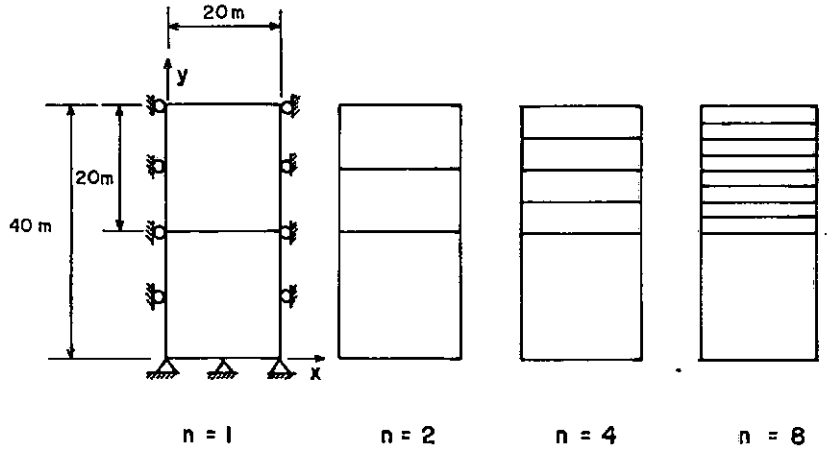


Figura (V.19)- Escavação uni-dimensional de solução fechada , MANA (1978)

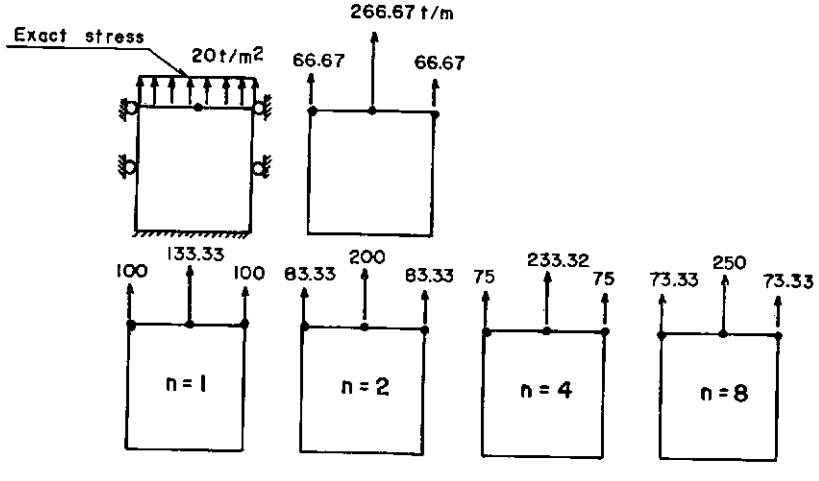


Figura (V.20) - Verificação da convergência e acurácia do modelo , MANA (1978)

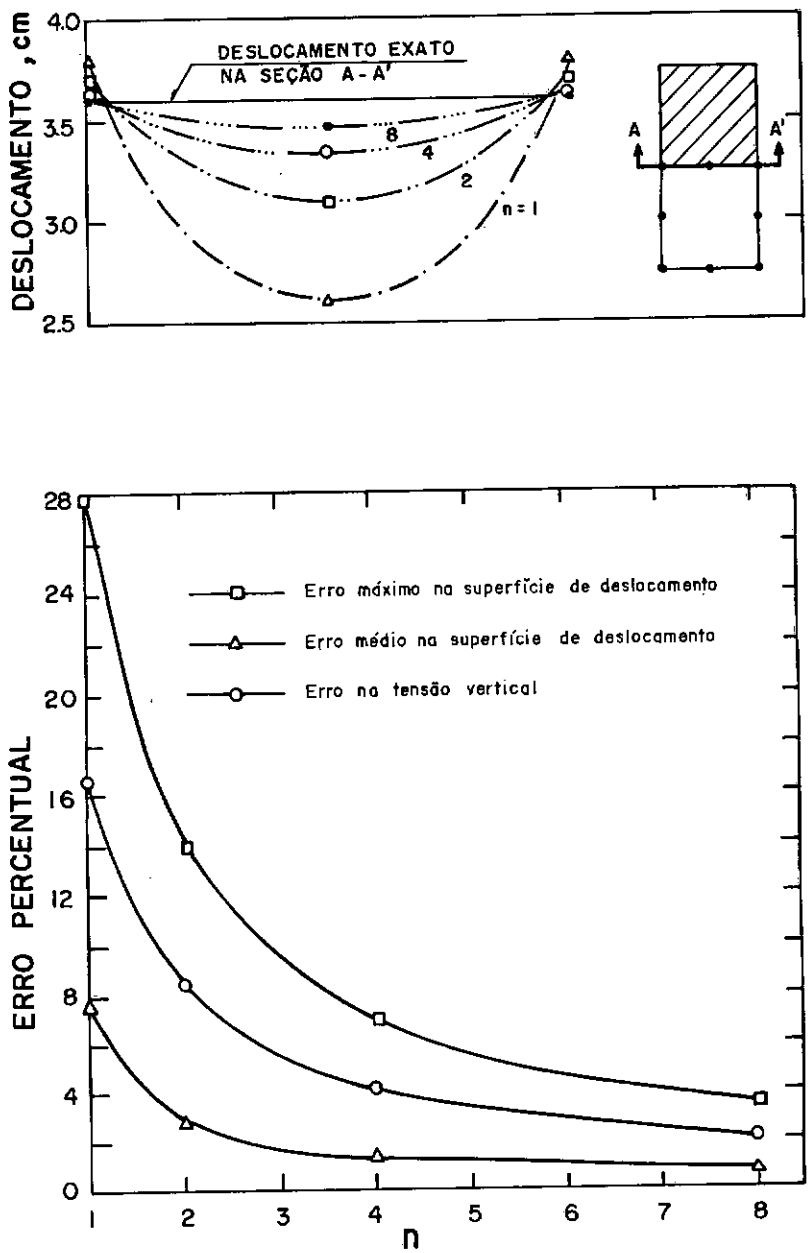


Figura (V.21) - Erro percentual versus refinamento da malha para uma escavação unidimensional , MANA (1978)

CAPÍTULO VI
DESCRIÇÃO DO ESTUDO PARAMÉTRICO

VI. DESCRIÇÃO DO ESTUDO PARAMÉTRICO

VI.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objetivo fornecer uma descrição completa das escavações analisadas, do processo executivo considerado para as respectivas escavações, da geometria das escavações, e das estruturas de contenção, dos parâmetros geotécnicos do solo, enfim de todas as condicionantes desse estudo paramétrico.

VI.2. O SOLO ANALISADO

O solo considerado, no presente estudo, é característico de uma argila de consistência mole a média, normalmente adensada. Seu peso específico é de 20 kN/m^3 e coeficiente de empuxo lateral no repouso (K_o) igual a 0,80. Consideramos estar o nível do lençol de água junto ao nível do terreno, estando, dessa forma, o terreno saturado e sendo válida a hipótese de comportamento não drenado. O coeficiente de Poisson foi escolhido de forma a representar variação volumétrica nula, durante o processo de escavação (comportamento não drenado), tendo fixado o valor de 0,48 (observação : não foi adotado o valor de 0,50, pois isso acarretaria numa indeterminação numérica). Para a resistência não drenada do solo (S_u), adotou-se uma variação linear com a profundidade ($S_u = 0,9 + 0,2\ \sigma_v$).

Segundo MANA(1978), o módulo de elasticidade de solo, ou módulo de Young (E), pode ser considerado um múltiplo da resistência não drenada do solo ($E = MS_u$), sendo que este valor de "M" varia de 150 a 1200 S_u; essa consideração de MANA(1978) baseia-se em publicações de BJERRUM(1973), BERRE e BJERRUM(1973), BJERRUM e EIDE(1956), D'APPOLONIA, POULOS e LADD(1971) e DUNCAN e BUCHIGNANI(1976) para argilas de consistência, variando de mole à média.

No presente estudo, utilizamos, para o módulo de elasticidade inicial do solo(E_i), os valores de 300 S_u, correspondente a uma argila mole de maior deformabilidade e o valor de 1200 S_u correspondente a uma argila de menor deformabilidade.

O valor de 300 S_u é muito encontrado na bibliografia, sendo utilizado por diversos autores, no estudo paramétrico de escavações, sendo também um valor característico para a argila mole de Sarapuí; este dado pode ser confirmado pela

representação hiperbólica transformada dos ensaios realizados por ORTIGÃO(1980) na argila de Sarapuí.

VI.3. PARÂMETROS DA ESCAVAÇÃO E DO SISTEMA DE ESCORAMENTO.

A escavação analisada nneste trabalho possui 15 metros de profundidade e 12 metros de largura, sendo simétrica em relação ao seu centro; a camada de alta resistência está localizada a 15 metros do fundo da escavação (30 metros da superfície do terreno), e apresenta uma rigidez muitíssimo elevada quando comparada à camada superior do solo, sendo portanto, considerada, nas análises, como uma camada perfeitamente indeslocável.

Considerou-se que a fronteira vertical esteja suficientemente afastada da escavação, de modo que nenhuma influência se faça atuar sobre a escavação. O eixo de simetria da escavação possui deslocamento unicamente na direção y .

São analisadas duas situações bem definidas em relação à profundidade da ficha, a primeira diz respeito a uma ficha que atinge a camada de alta resistência ("fixed end wall") (figura VI.1). A parede é considerada engastada nessa camada, restringindo, assim, a movimentação da parede de contenção. Na segunda, a ficha penetra, apenas parcialmente, na camada de solo, não atingindo a camada de alta resistência ("free end wall"). Neste caso, o final da ficha está rodeado pela massa de solo potencialmente sujeita a deslocamentos. Verifica-se o comportamento das escavações na existência de "free end wall"(apoio livre) ou do "fixed end wall"(apoio fixo). Para o caso do "free end wall" foram analisadas situações de fichas inexistentes, fichas com 2,5 m de comprimento, 6,0 m de comprimento e 9,5 m de comprimento.

Para a parede de contenção, considerou-se uma espessura de 0,5 metros, sendo o comportamento da escavação analisada para diversos módulos de elasticidade da referida parede. Utilizou-se, assim como MANA(1978), valores do produto do módulo de elasticidade pelo momento de inércia (I) correspondentes às estacas pranchas metálicas PZ-38(EI=8088 $t.m^2$), PZ-27(EI=5310 $t.m^2$), "slurry wall"(parede diafragma) com 0,5 m de largura(EI=22200 $t.m^2$), "slurry wall "(parede diafragma) com 1,0 m de largura(EI=183000 $t.m^2$) e outros valores de EI com o intuito de se ter uma amplitude capaz de permitir uma análise do efeito da

flexibilidade do paramento no processo de escavação. Fez-se uso também de módulos de elasticidade que não condizem com a prática da engenharia(muito baixos), com, o propósito de verificar o limite inferior da influência da flexibilidade do paramento.

Como em nossa malha de elementos finitos (como veremos a seguir) os elementos correspondentes à parede de contenção possuem 0,5 m de largura, o momento de inércia é constante e igual a 0,01042.

O comportamento da escavação depende não somente do módulo de elasticidade(E) da parede e sim do produto deste módulo de elasticidade pelo momento de inércia(I). Em nosso trabalho, como já mencionado, o momento de inércia é uma constante(devido à fixação da malha de elementos finitos) e é analisado o comportamento de escavações que apresentam oitos diferentes módulos de elasticidade, sendo o mais baixo correspondente a um valor quase análogo ao módulo do solo, simulando a não existência da parede, na qual esta movimenta-se da mesma forma que a massa de solo sem restringir a movimentação, até um módulo de elasticidade bem elevado, onde a movimentação é mínima. A curva "tensão-deformação" da parede é elástico linear, sendo o coeficiente de Poisson do material igual a 0,33.

A escavação foi simulada em cinco níveis, com o procedimento de se instalar o estroncamento ao final de cada estágio da escavação, antes do início do seguinte. Utilizou-se, dessa forma, quatro níveis de escoramento: o primeiro nível de estroncas encontra-se a 2 metros da superfície do terreno, o segundo nível a 3,5 metros do primeiro (5,5 m do nível do terreno), o terceiro nível a 3,5 metros do segundo (9,0 m do nível do terreno) e o quarto, e último nível de estroncas, a 3,5metros do terceiro (12,5 m do nível do terreno). Considera-se que ao início da escavação, a parede já tenha sido completamente instalada sem alteração do estado de tensões e deformação do solo. Este procedimento de escavação e fixação do estroncamento, assim como MANA(1978), seguiu os seguintes passos:

1º estágio - Geração do estado de tensões inicial na camada de solo; instalação da parede sem alteração no estado de tensões e deformações do solo e, finalmente, a escavação até a profundidade de 2,0 metros (nível 1);

2º estágio - Em primeiro lugar, efetiva-se a instalação do estroncamento à profundidade de 2,0 metros(nível 1). Em seguida, escava-se até a profundidade de 5,5 metros (nível 2);

3º estágio - Instalação do estroncamento à profundidade de 5,5 metros(nível 2), e escavação até a profundidade de 9,0 metros (nível 3);

4º estágio - Instalação do estroncamento à profundidade de 9,0 metros(nível 3), e escavação até a profundidade de 12,5 metros(nível 4);

5º estágio - Instalação do estroncamento na profundidade de 12,5 metros(nível 4), e escavação até a profundidade de 15,0 metros.

Em nosso estudo, estamos considerando que as estroncas sejam perfeitamente rígidas, não havendo deslocamentos da parede ao nível do estroncamento, após sua instalação; porém, os deslocamentos desenvolvidos anteriormente a execução do estroncamento são considerados irreversíveis. Esta hipótese é razoável para descrever o comportamento real, como demonstram os resultados da instrumentação efetuadas pela COPPE/UFRJ nas medições realizadas em paredes de contenção escoradas, durante a construção do Metrô(Rio de Janeiro), relatadas ao autor por EHRLICH.

MANA(1979) utilizou um elemento mola de dois nós para representar a estronca. ALVES(1982), utilizando o programa de Elementos Finitos PROGEO, fez uso do elemento isoparamétrico quadrático de oito nós e utilizou o artifício de um módulo de elasticidade equivalente ou fictício para simular o estroncamento. Isto ocorreu pelo fato de ser impossível, com o tipo de elemento que dispunha, representar a realidade da seção da estronca, o que tornaria este elemento extremamente delgado, acarretando imperfeições numéricas. Esse módulo de elasticidade equivalente é definido a partir da igualdade de respostas de uma estronca real e da estronca na rede de elementos finitos.

$$E_{eq} = \frac{E_{aço}\, S_{real}}{S_{elemento}}$$

sendo :

E_{eq} = módulo de elasticidade equivalente.

$E_{aço}$ = módulo de elasticidade real do aço.

S_{real} = área real da seção do aço.

$S_{elemento}$ = área do elemento na malha.

Neste ponto, surge um questionamento sobre a validade de termos, como hipótese de trabalho, a condição de estado plano de deformações. Por não ser o estroncamento contínuo e sim fixações pontuais, teoricamente esta condição não se satisfaz. Contudo MANA(1978) salienta que, para o caso de uma escavação onde o comprimento é considerado de dimensão muito elevada, quando comparada com a largura, e considerando ainda a condição do espaçamento horizontal das estroncas ser menor do que 6,0 m, a condição de deformação plana torna-se plenamente válida.

MANA(1978) comenta a dificuldade em se obter informações sobre as propriedades da interface do solo com o paramento. Existe um deslocamento relativo entre o solo e o paramento de contenção que tem influência no comportamento das escavações escoradas. Pode-se adotar três enfoques distintos na modelagem do problema. O primeiro é a consideração de um contato perfeitamente liso, onde não existe resistência ao deslocamento relativo; a segunda forma é considerar o contato como perfeitamente rugoso, sem a possibilidade de deslocamento relativo, e a terceira, e última forma caracteriza-se por se atribuir um valor de resistência para a adesão da interface. Ainda o autor utilizou o valor de 0,5 t/m^2, baseado em dados do Norwegian Geotechnical Institute, valor este representativo do contato entre argilas moles e estacas pranchas metálicas. Para a representação deste contato, se faz necessário a existência de um elemento sem espessura(como o elemento isoparamétrico quadrático de seis nós utilizado por MANA.

Não tendo a possibilidade de se usar um elemento desta natureza no presente trabalho, tentou-se com o elemento isoparamétrico de oito nós a simulação de uma interface. Por ter sua dimensão de espessura limitada, o elemento utilizado não conseguiu simular a interface, funcionando, sim, como um amortecedor das deformações. Devido a esta limitação, optou-se por um contato perfeitamente rugoso.

O quadro (VI.1) resume as condições básicas e os parâmetros analisados no presente estudo.

Para a realização do estudo paramétrico, foram analisadas 55 escavações, todas com uma profundidade final de escavação igual a 15,0 m. Foram executadas em 5 níveis com mesma metodologia de escavação e estroncamento, a profundidade

da camada de alta resistência encontra-se a 30,0 m da superfície do terreno, largura igual a 12,0 m, mesma resistência não drenada, estroncamento perfeitamente rígido e impossibilidade de deslocamento relativo entre solo e paramento. As suas variações paramétricas são demonstradas no quadro(VI.2).

Parâmetros	Valores
SOLO	
K_o(razão da tensão inicial)	0,8
γ (kN/m^3)(peso específico)	20,0
S_u (kN/m^2)(resistência não drenada)	$0,9 + 0,2\ \sigma'_v$
E_i (kN/m^2)(módulo de elasticidade inicial)	1200 S_u e 300 S_u
$R_f \left(= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \right)$	0,9
ν (coeficiente de Poisson)	0,48
adesão da interface	∞(sem deslocamento relativo)
GEOMETRIA DA ESCAVAÇÃO	
largura (m)	12,0
profundidade final (m)	15,0
profundidade do impenetrável (m)	30,0
comprimento da ficha (H_W) (m)	0,0 (sem ficha) ; 2,5 ;6,0 ; 9,5 ; 15,0 (admite-se estar a ficha engastada na camada de alta resistência - "fixed end ")
SISTEMA DE CONTENÇÃO	
I (m^4/ m)(momento de inércia)	0,01042
E (kN/m^2) (módulo de elasticidade)	$2,0 \times 10^4$; $1,0 \times 10^5$; $1,0 \times 10^6$; $5,0 \times 10^6$(PZ-27);$7,6 \times 10^6$ (PZ-38) ; $2,1 \times 10^7$ ("slurry wall" com 0,5 m de largura); $1,7 \times 10^8$ ("slurry wall"com 1,0 m de largura) ; $1,0 \times 10^9$
rigidez do escoramento	∞
níveis de estroncas	4
espaçamento das estroncas (m)	3,5 (sendo o primeiro nível colocado a 2,0 m do nível do terreno)

Quadro (VI.1) - Resumo dos parâmetros analisados

escavação	E_i (módulo de elasticidade inicial do solo) (kN/m^2)	E (módulo de elasticidade da parede) (kN/m^2)	H_w (comprimento da ficha) (m)	Tipo da condição final da ficha
N1	1200 S_u	$7,6 \times 10^6$	15,0	fixo
N2	1200 S_u	$5,0 \times 10^6$	15,0	fixo
N3	1200 S_u	$2,1 \times 10^7$	15,0	fixo
N4	1200 S_u	$1,7 \times 10^8$	15,0	fixo
N5	1200 S_u	$1,0 \times 10^6$	15,0	fixo
N6	1200 S_u	$1,0 \times 10^5$	15,0	fixo
N7	1200 S_u	$2,0 \times 10^4$	15,0	fixo
N8	1200 S_u	$1,0 \times 10^9$	15,0	fixo
N9	1200 S_u	$7,6 \times 10^6$	9,5	livre
N10	1200 S_u	$5,0 \times 10^6$	9,5	livre
N11	1200 S_u	$2,1 \times 10^7$	9,5	livre
N12	1200 S_u	$1,7 \times 10^8$	9,5	livre
N13	1200 S_u	$1,0 \times 10^6$	9,5	livre
N14	1200 S_u	$1,0 \times 10^5$	9,5	livre
N15	1200 S_u	$2,0 \times 10^4$	9,5	livre
N16	1200 S_u	$1,0 \times 10^9$	9,5	livre
N17	1200 S_u	$7,6 \times 10^6$	6,0	livre
N18	1200 S_u	$5,0 \times 10^6$	6,0	livre
N19	1200 S_u	$2,1 \times 10^7$	6,0	livre
N20	1200 S_u	$1,7 \times 10^8$	6,0	livre
N21	1200 S_u	$1,0 \times 10^6$	6,0	livre
N22	1200 S_u	$1,0 \times 10^5$	6,0	livre
N23	1200 S_u	$2,0 \times 10^4$	6,0	livre
N24	1200 S_u	$1,0 \times 10^9$	6,0	livre
N25	1200 S_u	$7,6 \times 10^6$	2,5	livre
N26	1200 S_u	$5,0 \times 10^6$	2,5	livre
N27	1200 S_u	$2,1 \times 10^7$	2,5	livre
N28	1200 S_u	$1,7 \times 10^8$	2,5	livre
N29	1200 S_u	$1,0 \times 10^6$	2,5	livre
N30	1200 S_u	$1,0 \times 10^5$	2,5	livre

N31	1200 S_u	$2,0 \times 10^4$	2,5	livre
N32	1200 S_u	$1,0 \times 10^9$	2,5	livre
N33	1200 S_u	$7,6 \times 10^6$	0,0	não há ficha
N34	1200 S_u	$5,0 \times 10^6$	0,0	não há ficha
N35	1200 S_u	$2,1 \times 10^7$	0,0	não há ficha
N36	1200 S_u	$1,7 \times 10^8$	0,0	não há ficha
N37	1200 S_u	$1,0 \times 10^6$	0,0	não há ficha
N38	1200 S_u	$1,0 \times 10^5$	0,0	não há ficha
N39	1200 S_u	$2,0 \times 10^4$	0,0	não há ficha
N40	1200 S_u	$1,0 \times 10^9$	0,0	não há ficha
N41	300 S_u	$1,0 \times 10^9$	0,0	não há ficha
N42	300 S_u	$2,1 \times 10^7$	0,0	não há ficha
N43	300 S_u	$5,0 \times 10^6$	0,0	não há ficha
N44	300 S_u	$1,0 \times 10^9$	2,5	livre
N45	300 S_u	$2,1 \times 10^7$	2,5	livre
N46	300 S_u	$5,0 \times 10^6$	2,5	livre
N47	300 S_u	$1,0 \times 10^9$	6,0	livre
N48	300 S_u	$2,1 \times 10^7$	6,0	livre
N49	300 S_u	$5,0 \times 10^6$	6,0	livre
N50	300 S_u	$1,0 \times 10^9$	9,5	livre
N51	300 S_u	$2,1 \times 10^7$	9,5	livre
N52	300 S_u	$5,0 \times 10^6$	9,5	livre
N53	300 S_u	$1,0 \times 10^9$	15,0	fixo
N54	300 S_u	$2,1 \times 10^7$	15,0	fixo
N55	300 S_u	$5,0 \times 10^6$	15,0	fixo

Quadro (VI.2) - Variações paramétricas das escavações analisadas.

VI.4. A MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A discretização do contínuo, processo no qual o meio contínuo é dividido em elementos finitos interligados, constitui-se de um processo essencialmente de julgamento, baseado em alguns critérios que influenciam na precisão e velocidade de obtenção dos resultados(DESAI e ABEL, 1972).

A malha, utilizada em todas as análises do presente estudo, é constituida por 117 elementos(isoparamétricos quadráticos de oito nós) e 396 nós. A fronteira

horizontal inferior representa a superfície da camada de alta resistência, estando os deslocamentos restritos tanto na direção do eixo x como na direção do eixo y. Para o eixo de simetria da escavação, só estão restritas as movimentações na direção x, o mesmo acontece com a fronteira vertical. Esta localiza-se localizada a 80,0 m do eixo da escavação, distância na qual não interfere no comportamento da escavação.

Para simularmos o estroncamento, impusemos uma restrição à movimentação na direção x após a escavação de cada estágio(conforme metodologia já apresentada), esta restrição total ao deslocamento foi possível devido à hipótese utilizada de indeformabilidade do estroncamento. A geometria da malha de Elementos Finitos está representada na figura (VI.3).

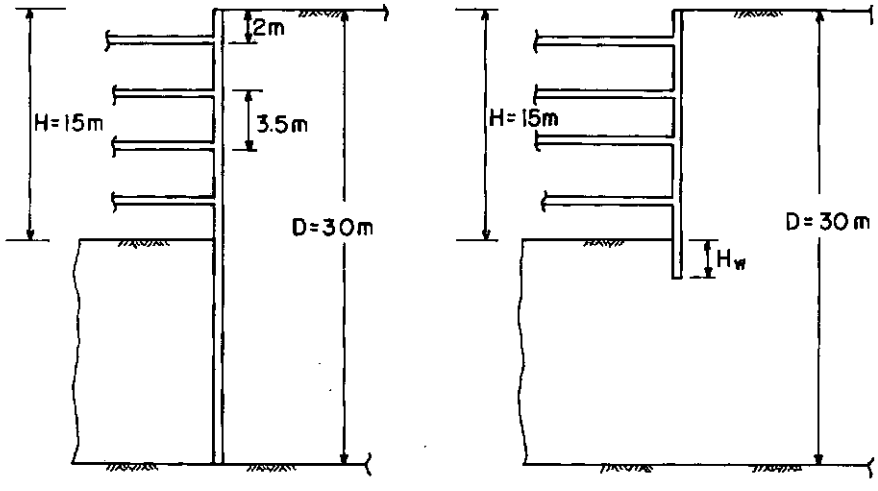


Figura (VI.1) - Modelos de escavação utilizados no estudo paramétrico.

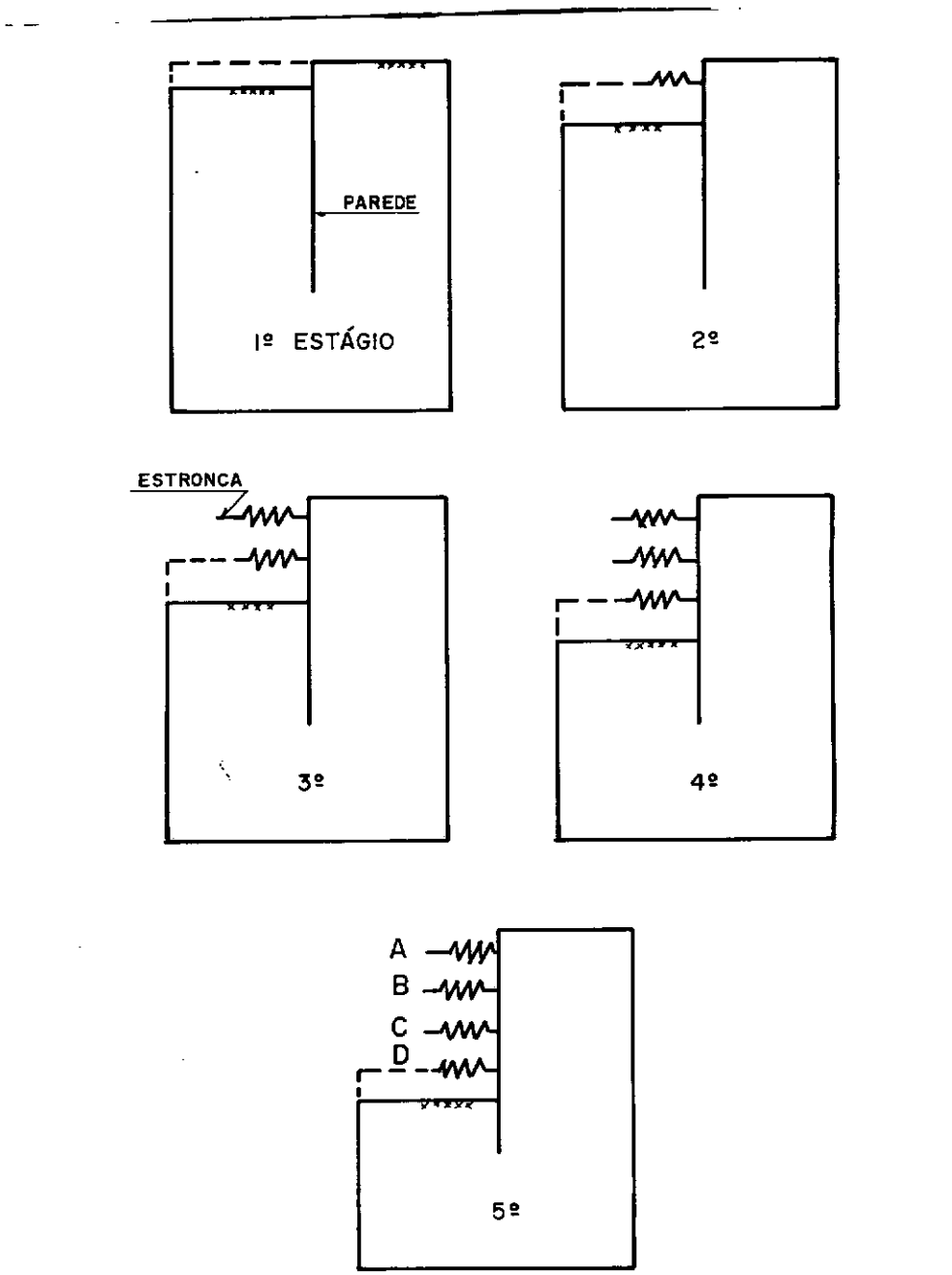


Figura (VI.2)- Sequência construtiva do estudo paramétrico, MANA (1978)

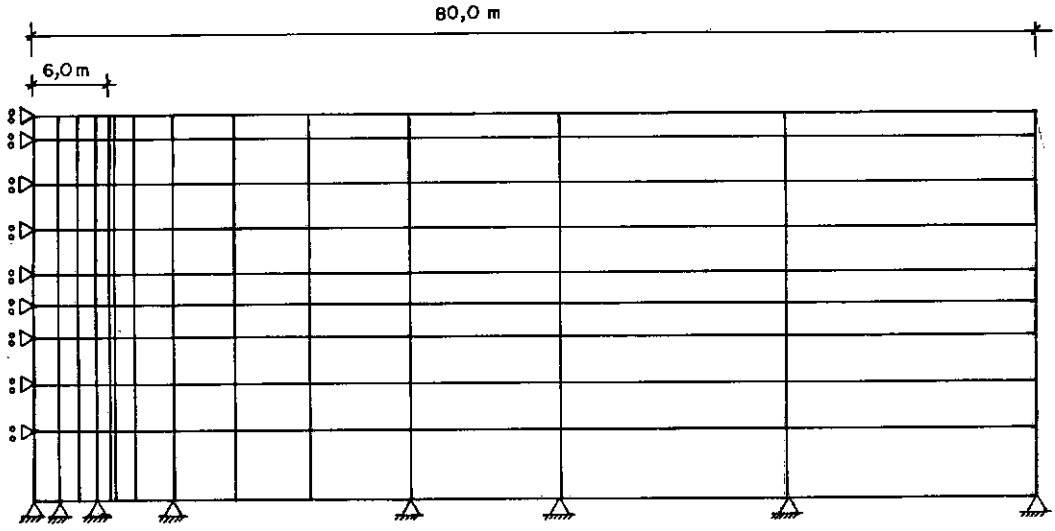


Figura (VI.3) - a malha de elementos finitos utilizada no estudo paramétrico.

CAPÍTULO VII
RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

VII. RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO.

VII.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objetivo expor os resultados obtidos numéricamente, utilizando o método dos elementos finitos, de um estudo paramétrico de 55 escavações em argila mole a média. Neste estudo, manteve-se uma mesma geometria e se variaram a flexibilidade da parede de contenção, o comprimento da ficha e as características de deformabilidade dos solos. Serão apresentados: os perfis de deslocamentos horizontais das escavações, as tensões horizontais atuantes sobre o paramento, e a comparação, com a prevista pela teoria de Rankine, a distribuição de tensões abaixo do nível de escavação no lado passivo, as zonas de plastificação e vetores deslocamento, a influência da rigidez da ficha sobre o fator de segurança à ruptura de fundo em escavações escoradas e a "razão de deslocamento".

VII.2. ZONAS DE PLASTIFICAÇÃO E VETORES DESLOCAMENTO

As figuras(VII-1) a (VII-6) nos fornecem a evolução das zonas de plastificação dentro do maciço terroso para os três últimos níveis de escavação, de duas escavações que diferem unicamente quanto ao módulo de elasticidade do paramento.

Para a escavação N18, verifica-se, ao nível 3 de escavação (profundidade = 9,0m), a existência de uma grande "bolsa" de plastificação abaixo do fundo da cava. Ao alcançar a profundidade de 12,5 m de escavação(nível 4), a "bolsa" abaixo da cava aumenta de proporção e surgem mais duas "bolsas" de plastificação na parte externa da escavação, uma já de proporções avançadas, mais profunda, e outra "bolsa" de menores proporções, mais superficial. Já no último nível de escavação(profundidade = 15,0 m), a zona de plastificação se alastra desde o fundo da cava até a superfície do terreno (ruptura).

Analisando-se o comportamento da escavação N24 cuja ficha é praticamente indeslocável, percebe-se o efeito estabilizador da rigidez da ficha no comportamento das escavações escoradas. Como na escavação anterior, no nível 3 de escavação(profundidade = 9,0 m), constata-se a presença de uma "bolsa" de plastificação abaixo da cava (de menor proporção), contudo com a continuidade

da escavação, não se verifica uma propagação das zonas de plastificação como ocorreu na escavação anterior, a "bolsa" de plastificação fica praticamente restrita ao fundo da cava, muito aquém das regiões alcançadas pela zona de plastificação da escavação com ficha mais flexível.

Vale ressaltar, neste ponto, que o programa utilizado para definir as zonas de plastificação utiliza, unicamente, dados pontuais para a definição da superfície de plastificação, não ocorrendo nenhuma forma de interpolação de dados. Portanto as zonas de plastificação apresentadas nas figuras estão sempre limitadas pelo posicionamento dos pontos de Gauss, dentro dos elementos, que compõe a malha, sendo isso o motivo para que as "bolsas" de plastificação não atinjam a superfície de escavação em nenhum momento.

A figura(VII-7) refere-se à zona de plastificação da escavação N49 para o último nível de escavação. Esta escavação possui as mesmas características da escavação N18, a não ser quanto à deformabilidade da argila, sendo maior para a N49. Verifica-se que, para a argila de maior deformabilidade, as zonas de plastificação possuem proporções menores quando comparada às zonas de plastificação que se desenvolvem na argila de menor deformabilidade. Este comportamento indica a existência de uma maior mobilização da resistência ao cisalhamento para as escavações em argilas de menor deformabilidade.

As figuras(VII-8) e (VII-9) relacionam-se aos vetores deslocamento do último nível (de escavação) das escavações N18 e N24, que diferem unicamente quanto a flexibilidade da ficha. Esses deslocamentos dizem respeito, unicamente, ao último nível de escavação, não estão computados neles os valores correspondentes às parcelas de deslocamento dos demais níveis de escavação. Essas figuras apresentam apenas uma ampliação unitária dos deslocamentos por estes serem de grandes proporções (predominantemente verticais para este nível de escavação). Verifica-se, como era de se esperar, maiores deslocamentos verticais na escavação com ficha mais flexível quando em comparação aos deslocamentos constatados na escavação de ficha mais rígida. Comportamento compatível ao desenvolvimento verificado nas zonas de plastificação das respectivas escavações.

VII.3. FATOR DE SEGURANÇA

Na determinação do fator de segurança global à ruptura de fundo, com base no nível de tensões pontual obtido nas simulações efetuadas, utilizaram-se as seguintes hipóteses:

1ª - A superfície potencial de ruptura e o tipo de ruptura são aqueles oriundos dos dados fornecidos pelo programa AROFU.BAS (EHRLICH, 1987);

2ª - Considerou-se, simplificadamente, a mesma superfície potencial de ruptura e tipo de ruptura para as escavações com a mesma geometria, independentemente de variação na flexibilidade da ficha ou deformabilidade da argila.

O fator de segurança à ruptura de fundo global é obtido da seguinte forma:

$$Fs = \frac{\sum fs_i \, \Delta l_i}{l}$$

sendo :

Fs = fator de segurança à ruptura de fundo, da escavação escorada.

fs_i = fator de segurança dos pontos de Gauss da malha de elementos finitos.

Δl_i = seção da superfície de ruptura

l = comprimento total da superfície de ruptura.

Utilizou-se a interpolação linear para os pontos de Gauss fora da superfície de ruptura.

A obtenção do fator de segurança, dessa maneira, fica sujeita a críticas, a partir do momento que constatamos que a rigidez da ficha é de tal maneira importante no processo de estabilização das escavações escoradas, que modifica por completo o estado de tensões no solo, propiciando uma grande alteração na plastificação no interior da camada de argila. Já que as zonas de plastificação apresentam-se tão diferentes, a superfície potencial de ruptura também apresentar-se-á diversa, para cada uma das diferentes condições.

Pelos aspectos mencionados acima, deve-se ressaltar que o fator de segurança global à ruptura de fundo obtido não se constitui no fator de segurança

real, devendo ser considerado, apenas, como um índice do grau de estabilidade das escavações que leva em conta a flexibilidade da ficha.

Foram calculados os fatores de segurança para escavações sem ficha (Hw=0) e com comprimentos de ficha iguais a 2,5 m e 6,0 m. As figuras (VII-10) a (VII-12) apresentam os fatores de segurança obtidos versus o módulo de elasticidade do paramento para as diferentes condições analisadas, esses resultados são comparados com os obtidos através do programa AROFU.BAS. Os gráficos estão em escala semi-logarítmica. Deles constata-se o aumento do fator de segurança com o aumento da rigidez da ficha.

Em relação ao comportamento do fator de segurança quanto a deformabilidade da argila, verifica-se que as escavações em argilas, com maior deformabilidade, possuem um fator de segurança mais elevado do que as escavações em argilas de menor deformabilidade. As escavações em argila, com menor deformabilidade, apresentam maiores zonas de plastificação (maior mobilização da resistência ao cisalhamento).

Segundo o programsma AROFU.BAS, a escavação sem ficha (Hw=0) tem um fator de segurança igual a 1,13 , uma relação H/D igual a 2,5 com tipo I de ruptura (a superfície de ruptura da cunha "0" é vertical e atinge a superfície do terreno), sendo que a cunha 3 não atinge a camada de alta resistência nem o extremo oposto da escavação (caso 31).

A escavação, com comprimento de ficha igual a 2,5 m, possui, segundo o programa, um fator de segurança igual a 1,28 , uma relação H/D de 2,2 com tipo I de ruptura e com a cunha 3, apresentando comportamento análogo ao do caso anterior (sem a presença da ficha) (caso 31).

Para a escavação com comprimento de ficha igual a 6,0 m, o programa fornece, como resultados, um fator de segurança de 1,48 , uma relação H/D de 1,67 , a mesma ruptura tipo I, porém agora a cunha 3 atinge a camada de alta resistência como também atinge o extremo oposto da escavação.

Na análise dos resultados, deve-se considerar que a modelação utilizada pelo programa AROFU.BAS obedece as condições cinemáticas, sendo os seus resultados um limite superior ao real, e desta forma, teoricamente, contrários à segurança. Já a análise empregada, utilizando o método dos elementos finitos,

obedece somente ao equilíbrio estático, fornecendo, assim, um valor que representa teoricamente um limite inferior. O programa AROFU.BAS considera ainda indeslocável e de rigidez infinita a ficha e não considera a deformabilidade do solo (o solo é modelado como plástico perfeito).

VII.4. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO PARAMENTO

As figuras(VII-13) a (VII-67) representam os deslocamentos horizontais dos paramentos que são objetos de análise no presente trabalho, são exibidos os perfis de deslocamento para os cinco níveis(ou estágios) de escavação. As figuras(VII-68) a (VII-77) foram montadas com o intuito de compararmos o comportamento destes deslocamentos horizontais para escavações com a mesma geometria do sistema de contenção e mesma profundidade(nível 5 - profundidade igual a 15m), variando-se a flexibilidade do paramento de contenção. Já as figuras(VII-78) a (VII-87) comparam escavações com sistemas de contenção semelhantes, em solos com mesma resistência ao cisalhamento porém com deformabilidade diversa (E_i = 300 Su e E_i = 1200 Su).

Com as figuras(VII-13) a (VII-67), constata-se a evolução das deformações horizontais da parede durante o processo de escavação; de forma geral verifica-se um pequeno aumento no deslocamento horizontal nos estágios iniciais, porém, quando atingido o estágio final da escavação, notam-se grandes aumentos no deslocamento horizontal do paramento. Este fato deve-se à evolução das zonas de plastificação que se desenvolvem no interior do maciço de solo. Nota-se também a indeslocabilidade do sistema de contenção a partir da "instalação" do estroncamento. Para as paredes de rigidez mais acentuada, além de verificarmos um deslocamento menor, observamos uma curvatura mais "branda" do sistema de contenção.

Como relatado no ítem VI.3, algumas análises foram efetuadas utilizando, para o sistema de contenção, módulos de elasticidade de $1,0 \times 10^5$ kN/m^2 e $2,0 \times 10^4$ kN/m^2 que não apresentam correspondência à escavação real. Essas análises tiveram o propósito de verificar o limite inferior da influência da flexibilidade do paramento. Para estes casos, a parede desloca-se integralmente junto ao solo, restringindo, muito pouco, sua movimentação; por este motivo verificam-se enormes deslocamentos, sem correspondência com a realidade na prática da engenharia.

Pelas figuras(VII-68) a (VII-87) pode-se notar o efeito do valor do módulo de elasticidade do paramento sobre o deslocamento horizontal (vale lembrar que, para o caso estudado, o momento de inércia é uma constante). Esses deslocamentos são aqueles correspondentes ao nível 5(ou 5ºestágio) com profundidade escavada igual a 15 m. O deslocamento final é função da flexibilidade da parede.

Na tabela(VII-1), estão representados os deslocamentos horizontais máximos, observados para cada uma das escavações analisadas, sendo apresentados os resultados para todos os níveis de escavação.

escavação	δ_{Hmax} (m) 1º estágio	δ_{Hmax} (m) 2º estágio	δ_{Hmax} (m) 3º estágio	δ_{Hmax} (m) 4º estágio	δ_{Hmax} (m) 5º estágio	H_p (m) ficha
N1	0,0030	0,0120	0,0370	0,0930	0,1618	15,0
N2	0,0030	0,0138	0,0418	0,1170	0,2190	15,0
N3	0,0032	0,0117	0,0282	0,0607	0,0876	15,0
N4	0,0032	0,0100	0,0177	0,0264	0,0304	15,0
N5	0,0031	0,0176	0,0668	0,3343	0,6810	15,0
N6	0,0037	0,0449	0,5378	1,9980	3,7226	15,0
N7	0,0040	0,1294	1,6230	5,4554	9,0273	15,0
N8	0,0027	0,0065	0,0088	0,0102	0,0106	15,0
N9	0,0030	0,0124	0,0346	0,0807	0,4090	9,5
N10	0,0030	0,0130	0,0386	0,0986	0,6260	9,5
N11	0,0057	0,0126	0,0280	0,0550	0,1218	9,5
N12	0,0029	0,0094	0,0167	0,0282	0,0570	9,5
N13	0,0031	0,0174	0,0693	0,3064	1,200	9,5
N14	0,0037	0,0451	0,5447	1,8234	4,4305	9,5
N15	0,0040	0,1296	1,6206	5,4283	9,3624	9,5
N16	0,0027	0,0092	0,0155	0,0248	0,0344	9,5
N17	0,0031	0,0122	0,0338	0,0812	0,6364	6,0
N18	0,0031	0,0129	0,0380	0,0980	0.9066	6,0
N19	0,0031	0,0110	0,0258	0,0558	0,2166	6,0
N20	0,0031	0,0096	0,0172	0,0410	0,0707	6,0
N21	0,0032	0,0173	0,0701	0,4153	3,3677	6,0
N22	0,0038	0,0428	0,5397	2,3881	8,3017	6,0

N23	0,0040	0,1296	1,6194	5,4582	10,033	6,0
N24	0,0028	0,0102	0,0167	0,0274	0,0325	6,0
N25	0,0035	0,0124	0,0354	0,1685	0,3170	2,5
N26	0,0035	0,0129	0,0383	0,2403	0,4766	2,5
N27	0,0034	0,0110	0,0267	0,1033	0,1546	2,5
N28	0,0035	0,0102	0,0213	0,0447	0,0517	2,5
N29	0,0036	0,0180	0,0810	1,7129	2,7331	2,5
N30	0,0039	0,0431	0,5728	5,0236	11,2860	2,5
N31	0,0041	0,1296	1,6200	6,0322	14,3734	2,5
N32	0,0032	0,0109	0,0182	0,0237	0,0247	2,5
N33	0,0037	0,0124	0,0352	0,1900	0,2076	0,0
N34	0,0037	0,0131	0,0433	0,3209	0,3472	0,0
N35	0,0037	0,0112	0,0315	0,0967	0,1069	0,0
N36	0,0038	0,0109	0,0237	0,0361	0,0375	0,0
N37	0,0037	0,0178	0,0876	1,5214	1,6225	0,0
N38	0,0040	0,0423	0,5498	5,9843	7,0724	0,0
N39	0,0041	0,1296	1,6520	8,6421	12,2770	0,0
N40	0,0037	0,0115	0,0162	0,0184	0,0186	0,0
N41	0,0635	0,1653	0,1762	0,1789	0,1796	0,0
N42	0,0318	0,0728	0,1747	0,2797	0,2858	0,0
N43	0,0305	0,0875	0,1882	0,5281	0,5557	0,0
N44	0,0268	0,0977	0,1136	0,1204	0,1216	2,5
N45	0,0318	0,0712	0,1290	0,3220	0,3756	2,5
N46	0,0329	0,0872	0,1641	0,6015	0,8248	2,5
N47	0,0221	0,0619	0,0835	0,0971	0,1013	6,0
N48	0,0350	0,0710	0,1571	0,2200	0,4502	6,0
N49	0,0339	0,0875	0,1658	0,3143	1,0081	6,0
N50	0,0205	0,0498	0,0730	0,0950	0,1080	9,5
N51	0,0386	0,0719	0,1163	0,1817	0,3058	9,5
N52	0,0368	0,0895	0,1669	0,3063	0,5264	9,5
N53	0,0085	0,0170	0,0201	0,0212	0,0214	15,0
N54	0,0402	0,0754	0,1254	0,1852	0,2136	15,0
N55	0,0428	0,0930	0,1768	0,3225	0,4236	15,0

Tabela (VII-1) - deslocamento horizontal máximo dos paramentos de contenção

VII.5. RAZÃO DE DESLOCAMENTO

Vários são os autores que não utilizam o fator de segurança para a análise paramétrica do comportamento de escavações e sim a razão de deslocamento que será apresentada a seguir, entre estes autores estão: WONG e BROMS(1989), CLOUGH e REED(1984), MANA e CLOUGH(1981) e MANA(1978).

A razão de deslocamento(RD) constitui-se num índice adimensional, definido como a razão entre o deslocamento horizontal máximo ($\delta_{Hmáx}$) e a profundidade da escavação.

MANA(1978) mostra existir uma correlação muito forte entre a movimentação do paramento e o fator de segurança à ruptura de fundo em escavações escoradas. Para chegar a esta conclusão, MANA plotou a razão de deslocamento versus o fator de segurança, sendo que este foi calculado com base no método apresentado por TERZAGHI(1943). Ainda, segundo MANA, a movimentação do paramento mostra um aumento substancial quando o fator de segurança atinge patamares menores que 1,5.

Analisaremos a razão de deslocamento do estágio final das escavações. A tabela(VII.2) apresenta o deslocamento horizontal máximo (obtida da tabela VII-1), a profundidade de escavação e a razão de deslocamento (%) para o estágio final de escavação.

escavação	deslocamento horizontal máximo ($\delta_{Hmáx}$)(m)	profundidade de escavação (H)(m)	razão de deslocamento ($\delta_{Hmáx}$ / H)(%)
N1	0,1618	15,0	1,0787
N2	0,2190	15,0	1,4600
N3	0,0876	15,0	0,5840
N4	0,0304	15,0	0,2027
N5	0,6810	15,0	4,5400
N6	3,7226	15,0	24,8173
N7	9,0273	15,0	60,1820
N8	0,0106	15,0	0,0707
N9	0,4090	15,0	2,7267
N10	0,6260	15,0	4,1733

N11	0,1218	15,0	0,8120
N12	0,0570	15,0	0,3800
N13	1,200	15,0	8,0000
N14	4,4305	15,0	29,5367
N15	9,3624	15,0	62,4160
N16	0,0344	15,0	0,2293
N17	0,6364	15,0	4,2427
N18	0,9066	15,0	6,0440
N19	0,2166	15,0	1,4440
N20	0,0707	15,0	0,4713
N21	3,3677	15,0	22,4513
N22	8,3017	15,0	55,3447
N23	10,0332	15,0	66,8880
N24	0,0325	15,0	0,2167
N25	0,3170	15,0	2,1133
N26	0,4766	15,0	3,1773
N27	0,1546	15,0	1,0307
N28	0,0517	15,0	0,3447
N29	2,7331	15,0	18,2207
N30	11,2860	15,0	75,2400
N31	14,3734	15,0	95,8227
N32	0,0247	15,0	0,1647
N33	0,2076	15,0	1,3840
N34	0,3472	15,0	2,3147
N35	0,1069	15,0	0,7127
N36	0,0375	15,0	0,2500
N37	1,6225	15,0	10,8167
N38	7,0724	15,0	47,1493
N39	12,2770	15,0	81,8467
N40	0,0186	15,0	0,1240
N41	0,1796	15,0	1,1973
N42	0,2858	15,0	1,9053
N43	0,5557	15,0	3,7047
N44	0,1216	15,0	0,8107
N45	0,3756	15,0	2,5040
N46	0,8248	15,0	5,4987

N47	0,1013	15,0	0,6753
N48	0,4502	15,0	3,0013
N49	1,0081	15,0	6,7207
N50	0,1080	15,0	0,7200
N51	0,3058	15,0	2,0387
N52	0,5264	15,0	3,5093
N53	0,0214	15,0	0,1427
N54	0,2136	15,0	1,4240
N55	0,4236	15,0	2,8240

Tabela (VII-2) - Razão de deslocamento para o último nível de escavação.

Nas figuras(VII-88) a (VII-90), apresentam-se gráficos fator de segurança versus razão de deslocamento desenvolvidos com base nos valores apresentados na tabela(VII-2), sendo que os fatores de segurança foram determinados através dos resultados numéricos conforme apresentado no ítem VII.3.

Estes gráficos, relativos ao último nível de escavação (profundidade = 15,0 m), correspondem a escavações com diferentes flexibilidades e comprimentos da ficha (6,0 m , 2,5 m e ficha inexistente).

Assim como MANA(1978), pode-se evidenciar a correlação existente entre a movimentação do paramentto e o comportamento do fator de segurança à ruptura de fundo em escavações escoradas. Por intermédio das figuras(VII-88) a (VII-90) pode-se constatar que, com o aumento da movimentação do paramento há um decréscimo no fator de segurança à ruptura de fundo.

As figuras(VII-91) a (VII-95) mostram a variação da razão de deslocamento (RD) com o módulo de elasticidade (E) do paramento para escavações com diferentes comprimentos de ficha. Esses gráficos apresentam-se em escala semi-logarítmica. Verifica-se que a movimentação do paramento apresenta um substancial acréscimo para as escavações, com módulo de elasticidade do paramento inferiores a 2×10^7 kN/m^2 ("slurry wall" com 0,5 m).

O aumento da rigidez do paramento acarreta uma diminuição nas movimentações, porém MANA(1978) já constatara que o montante dessa redução está, intimamente, relacionada ao fator de segurança à ruptura de fundo da

escavação escorada. A influência da rigidez do paramento se intensifica com o decréscimo do fator de segurança ao colapso do fundo da escavação escorada.

Quanto ao comportamento da razão de deslocamento (RD) frente a deformabilidade da argila, verifica-se pelas figuras (VII-96) e (VII-97) que, apesar de possuírem um fator de segurança mais elevado, as escavações em argilas de maior deformabilidade apresentam uma maior movimentação do paramento. Esse comportamento é coerente com a análise das zonas de plastificação que se formam no interior do solo arrimado. As zonas de plastificação, nas escavações em argilas de menor deformabilidade, são maiores do que as que se formam na argila de maior deformabilidade, indicando uma maior mobilização da resistência ao cisalhamento (menor fator de segurança).

VII.6. EMPUXO DA MASSA ARRIMADA

As figuras(VII-98) a (VII-152) representam as tensões horizontais exercidas pelo maciço de solo arrimado sobre a parede. Nestas figuras são exibidas as distribuições de tensões horizontais para os níveis 3 e 5 de escavação (correspondentes à profundidade de 9,0 e 15,0 m), determinadas nas análises numéricas e o previsto pela teoria de Rankine.

Deve-se ressaltar que as tensões aqui representadas não condizem exatamente com aquela do contato entre solo e paramento, pois estas foram obtidas nos pontos de Gauss e não no contorno dos elementos da malha; na realidade, as tensões horizontais correspondem a um eixo localizado a 0,32 m da superfície externa do paramento.

Nas figuras(VII-153) a (VII-160) assinala-se a influência da rigidez do paramento nas tensões horizontais de terra, comparam-se casos de escavações semelhantes, correspondentes à situação verificada no último nível de escavação (H=15,0 m), nas quais variou-se, somente, a deformabilidade da parede de contenção. Constata-se, para todos os casos analisados, um aumento das tensões horizontais de terra com o aumento da rigidez do paramento.

Quanto maior for a rigidez do sistema de contenção, menores são as deformações na massa de solo e, consequentemente, as tensões horizontais elevam-se, tendendo a uma condição mais próxima a do repouso.

As figuras(VII-161) a (VII-164) revelam a comparação da distribuição de tensões horizontais de terra para escavações idênticas em solos de diferentes deformabilidades. Verifica-se que a maior deformabilidade do solo leva também a maiores tensões horizontais no sistema de contenção. A diferença de comportamento se explica por uma menor mobilização da resistência ao cisalhamento no solo (maior fator de segurança, ver ítem VII.3), levando a um estado de tensões mais próximo da condição de repouso (Ko).

Nos estágios iniciais de escavação, existe uma razoável correspondência entre as distribuições de tensões horizontais no paramento e o comportamento linearmente crescente com a profundidade previsto pela teoria de Rankine. Com a continuidade da escavação e o aumento da instabilização do fundo, ocorrem modificações nos vetores deslocamento dentro do maciço de solo, acarretando redistribuição nas tensões que não mais se apresentam linearmente crescentes com a profundidade.

De forma mais genérica verifica-se que a distribuição de tensões possui maiores divergências em relação à distribuição linearmente crescente com a profundidade, com o decréscimo do módulo de elasticidade do paramento. Nota-se também que o comprimento da ficha contribui para um aumento desse efeito; portanto quanto menor for o comprimento da ficha maior será a discrepância.

O efeito do arqueamento previsto por BJERRUM, CLAUSEN e DUNCAN(1972) pode ser constatado, analisando-se as distribuições de tensões horizontais apresentadas e as deformações que ocorrem no interior do maciço de solo. Verifica-se que a deformação lateral do solo, localizado abaixo do nível da escavação, atinge valores superiores quando comparada à deformação correspondente ao solo situado acima do nível da escavação (trecho escorado do paramento). Os mesmos autores já afirmavam que essa deformação relativa do solo abaixo do nível de escavação, propicia uma diminuição das pressões na porção abaixo do nível de escavação, acarretando, desta forma, uma transferência de carga para o trecho superior ao nível de escavação, cuja rigidez é maior devido à presença do sistema de escoramento.

MANA(1978) comenta sobre o fato de ser a distribuição de pressões um fenômeno de alto grau de complexibilidade, sendo função de inúmeras variáveis, tais como geometria da escavação, rigidez do solo e profundidade da camada de

maior resistência. Os resultados obtidos demonstram ser este efeito função também do módulo de elasticidade (flexibilidade) do paramento.

Na tabela(VII-3) apresenta-se a resultante do empuxo de terra das diferentes escavações analisadas. Estes casos englobam diversas deformabilidades da parede de contenção e do solo, incluindo-se também diferentes comprimentos de ficha.

escav.	result. 1°est.	result. 2°est.	result. 3°est.	result. 4°est.	result. 5°est.	Rankine (kN/m)	E (kN/m^2)	defor.
N2	6487.34	6396.66	6258.18	6026.05	5846.57	6023.48	$5,0x10^6$	menor
N3	6495.08	6420.15	6315.39	6153.77	6025.96	6023.48	$2,1x10^7$	menor
N8	6503.46	6466.22	6447.78	6435.77	6431.80	6023.48	$1,0x10^9$	menor
N10	4387.33	4314.56	4229.21	4013.49	3906.71	4017.00	$5,0x10^6$	menor
N11	4389.06	4319.35	4257.13	4117.70	4036.27	4017.00	$2,1x10^7$	menor
N16	4391.36	4339.91	4321.30	4304.38	4316.06	4017.00	$1,0x10^9$	menor
N18	3185.03	3125.39	3024.79	2813.90	2841.92	2869.66	$5,0x10^6$	menor
N19	3186.43	3129.15	3056.39	2932.30	2958.37	2869.66	$2,1x10^7$	menor
N24	3192.50	3156.42	3139.71	3121.57	3177.32	2869.66	$1,0x10^9$	menor
N26	2230.24	2173.22	2050.68	1966.22	2033.98	1966.98	$5,0x10^6$	menor
N27	2231.53	2176.81	2096.95	2057.97	2142.81	1966.98	$2,1x10^7$	menor
N32	2235.41	2204.93	2190.06	2226.08	2379.51	1966.98	$1,0x10^9$	menor
N34	1616.73	1553.25	1437.80	1478.21	1526.50	1394.19	$5,0x10^6$	menor
N35	1617.99	1558.86	1496.18	1523.10	1554.55	1394.19	$2,1x10^7$	menor
N40	1618.72	1590.69	1592.00	1685.27	1812.71	1394.19	$1,0x10^9$	menor
N41	1591.51	1542.81	1535.48	1591.44	1624.59	1394.19	$1,0x10^9$	maior
N42	1607.05	1559.17	1527.52	1593.52	1623.42	1394.19	$2,1x10^7$	maior
N43	1606.71	1543.45	1488.94	1528.57	1563.61	1394.19	$5,0x10^6$	maior
N44	2235.41	2189.92	2190.46	2220.76	2318.89	1966.98	$1,0x10^9$	maior
N45	2222.21	2170.82	2126.54	2117.04	2206.33	1966.98	$2,1x10^7$	maior
N46	2221.42	2158.75	2083.96	2046.91	2127.86	1966.98	$5,0x10^6$	maior
N47	3207.86	3177.96	3170.83	3174.40	3199.75	2869.66	$1,0x10^9$	maior
N48	3179.66	3008.82	3071.40	3008.82	3073.75	2869.66	$2,1x10^7$	maior
N49	3178.92	3115.07	3031.90	2914.33	2959.69	2869.66	$5,0x10^6$	maior
N50	4390.90	4351.54	4343.34	4344.97	4393.64	4017.00	$1,0x10^9$	maior
N51	4384.97	4317.44	4265.15	4196.80	4168.90	4017.00	$2,1x10^7$	maior
N52	4384.69	4310.30	4237.93	4097.07	4031.70	4017.00	$5,0x10^6$	maior

N53	6513.91	6500.58	6495.05	6492.23	6491.41	6023.48	$1,0x10^9$	maior
N54	6517.06	6420.89	6349.16	6270.37	6226.73	6023.48	$2,1x10^7$	maior
N55	6490.08	6402.67	6300.23	6142.81	6021.33	6023.48	$5,0x10^6$	maior

Tabela (VII-3) - Resumo das resultantes do empuxo de terra e comparação com o previsto pela teoria de Rankine.

As resultantes do empuxo de terra, acima tabeladas, não foram calculadas, levando-se em consideração o conceito de "profundidade de influência" (D_o) introduzido por BJERRUM, CLAUSEN e DUNCAN (1972). As resultantes foram obtidas ao longo dos pontos de Gauss dos elementos externos ao paramento, ao londo de todo paramento.. A resultante prevista pela teoria de Rankine, demonstrada na tabela acima, também foi calculada da mesma forma, com o intuito de se manter uma coerência para uma análise comparativa.

Verifica-se que o aumento, no valor da resultante das tensões horizontais de terra com o aumento da rigidez da ficha, ocorre para todos os níveis de escavação e tanto para as argilas de menor deformabilidade quanto para as argilas de maior deformabilidade.

Verifica-se, pela tabela(VII.3), que as resultantes do empuxo de terra arrimada sobre o paramento seguem o comportamento apresentado na figura(III.4) discutido no item(III.2). Na figura(VII-165) apresenta-se um caso típico(caso N24) que exemplifica este comportamento. Ao início do processo de escavação, o empuxo resultante encontra-se perto da condição de repouso (Ko); neste momento apresenta seu valor mais elevado. Com a continuidade da escavação, verifica-se uma tendência inicial para a mobilização do estado ativo de Rankine, as movimentações são preponderantemente horizontais devido ao desconfinamento lateral(ver figura(III.4), o caminho de I para II). A continuidade da remoção de material, no prosseguimento da escavação, pode levar a instabilização do fundo da cava; este aumento de deformações, no sentido vertical, altera a tendência inicial para o estado ativo de Rankine, fazendo agora com que a trajetória de tensões totais projete-se a ruptura no ponto III da figura(III.4) (ocorrendo um aumento do empuxo de terra).

VII.7. EMPUXO ABAIXO DO FUNDO DA ESCAVAÇÃO DO LADO PASSIVO

As figuras(VII-166) a (VII-177) mostram a distribuição de tensões horizontais de terra do lado passivo sobre o paramento para dois níveis de escavação, o nível 3 (profundidade = 9,0 m) e o nível 5 (profundidade = 15,0 m). Estas distribuições de tensões horizontais representam escavações com "free end", e paramento com módulo de elasticidade iguais a $5{,}0 \times 10^6$ kN/m^2 e $1{,}0 \times 10^9$ kN/m^2.

Constata-se um decréscimo das tensões horizontais com a evolução da escavação. De forma geral, a distribuição apresenta-se crescente com a profundidade, excetuando a condição correspondente ao final de construção para escavação com comprimento de ficha igual a 2,5 m. Nesta condição estas escavações apresentam uma distribuição decrescente com a profundidade. No entanto, os resultados obtidos para esta condição particular devem ser tomados com cautela, já que se tem, neste caso, apenas dois pontos de saída de resultados (referentes aos pontos de Gauss do mesmo elemento da malha de elementos finitos), e se verifica uma grande variação nas análises que dispõem de um maior número de pontos , para este nível de escavação.

O efeito do módulo de elasticidade do paramento sobre a distribuição de tensões horizontais no lado passivo pode ser verificado pelas figuras (VII-178) a (VII-181) que representam a distribuição para o último nível de escavação para aquelas de módulo de elasticidade do paramento igual a $5{,}0 \times 10^6$ kN/m^2 e $1{,}0 \times 10^9$ kN/m^2. As tensões horizontais apresentam-se superiores para as escavações com módulo de elasticidade do paramento igual a $5{,}0 \times 10^6$ kN/m^2 em relação as de módulo igual a $1{,}0 \times 10^9$ kN/m^2.

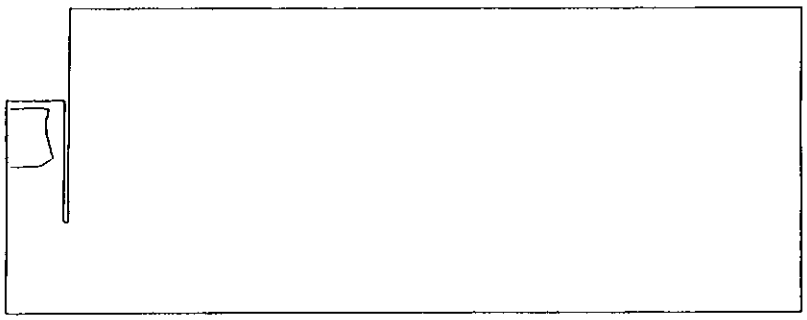


Figura (VII - 1) - Zona de Plastificação, N 18 (Nível 3), Hw = 6,0 m, E(solo) = 1200 Su

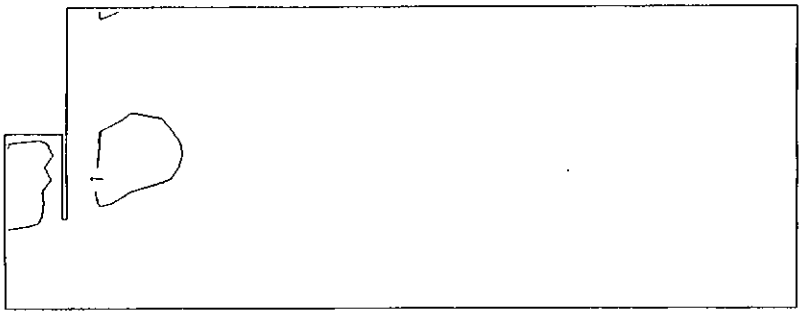


Figura (VII - 2) - Zona de Plastificação, N 18 (Nível 4), Hw=6,0 m, E(solo) = 1200 Su

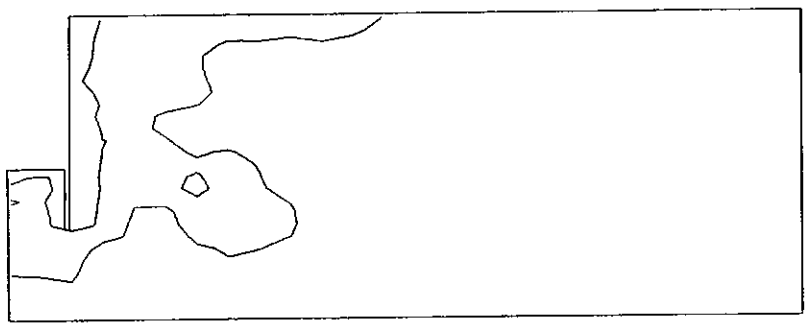


Figura (VII - 3) - Zona de Plastificação, N 18 (Nível 5), Hw = 6,0 m, E(solo) = 1200 Su

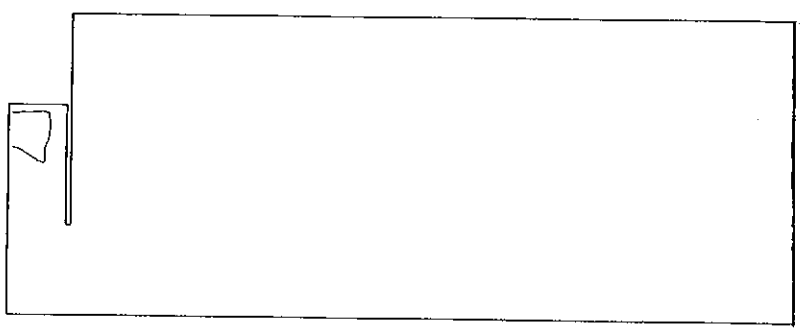


Figura (VII - 4) - Zona de Plastificação, N 24 (Nível 3), Hw = 6,0 m, E(solo) = 1200 Su

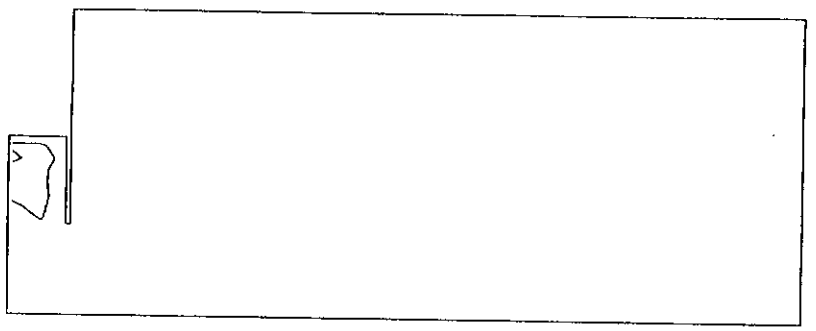


Figura (VII - 5) - Zona de Plastificação, N 24 (Nível 4), Hw = 6,0 m, E(solo) = 1200 Su

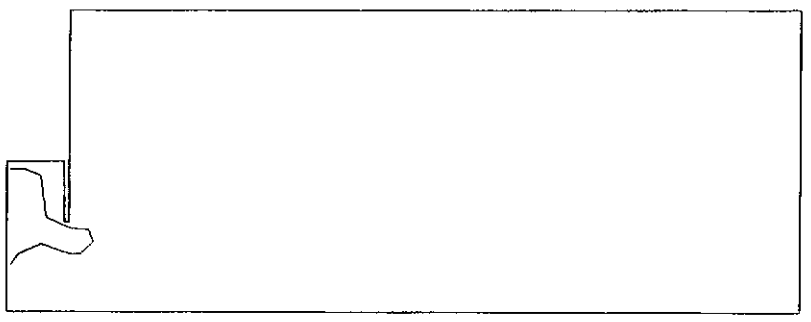


Figura (VII - 6) - Zona de Plastificação, N 24 (Nível 5), Hw = 6,0 m, E(solo) = 1200 Su

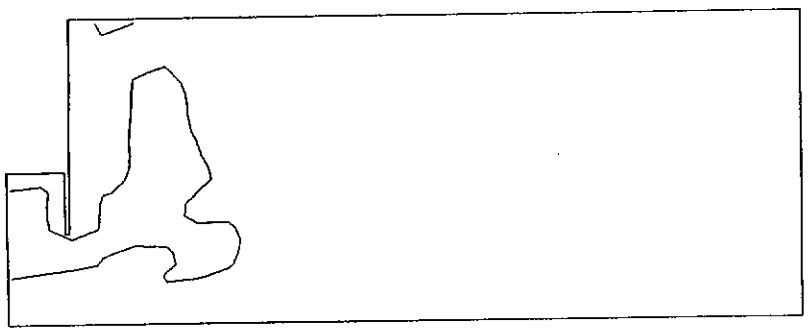


Figura (VII - 7) Zona de Plastificação, N 49 (Nível 5), Hw = 6,0 m, E(solo) = 300 Su

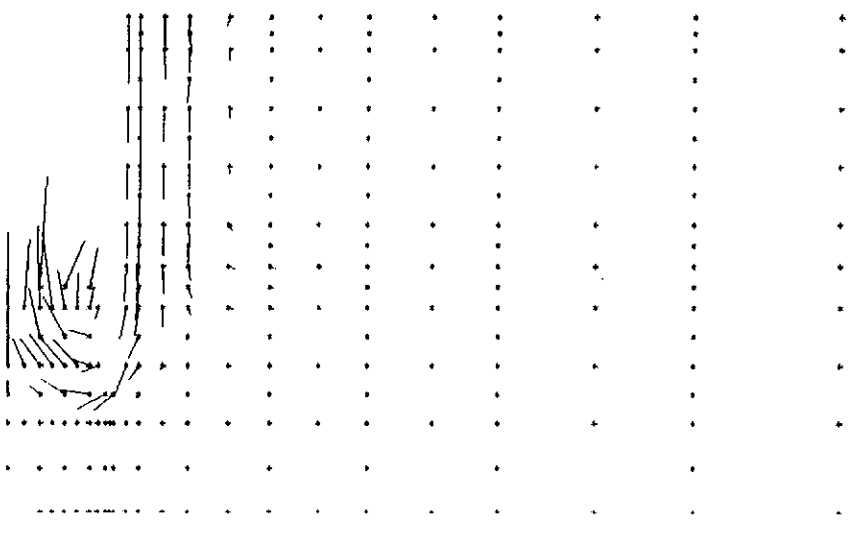


Figura (VII - 8) - Vetores de Deslocamento, N 18 (Nível 5), Hw = 6,0 m, E(solo) = 1200 Su

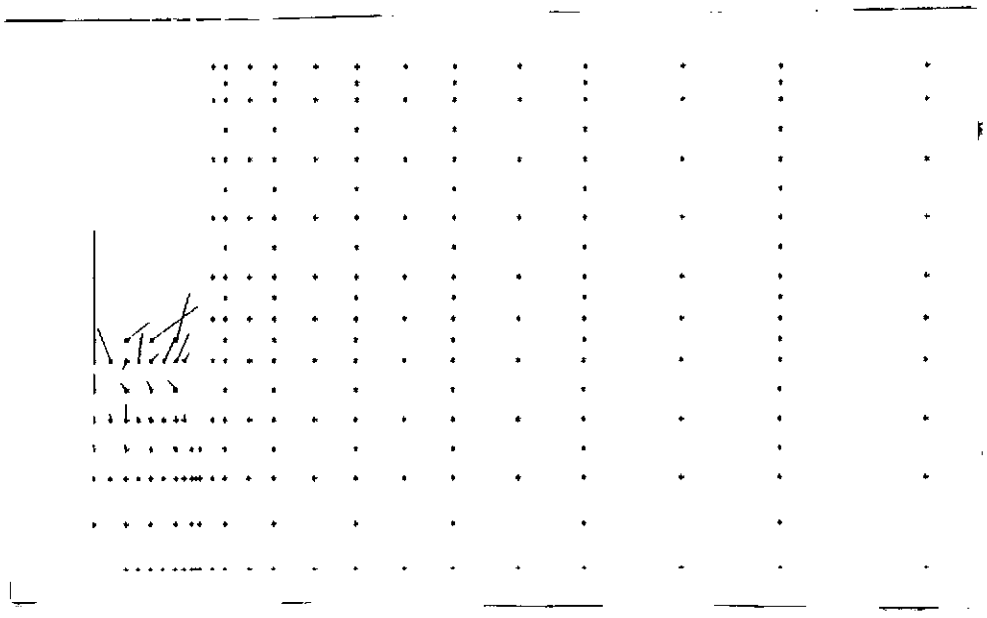


Figura (VII - 9) - Vetores de Deslocamento, N 24 (Nível 5), Hw = 6,0 m, E(solo) = 1200 Su

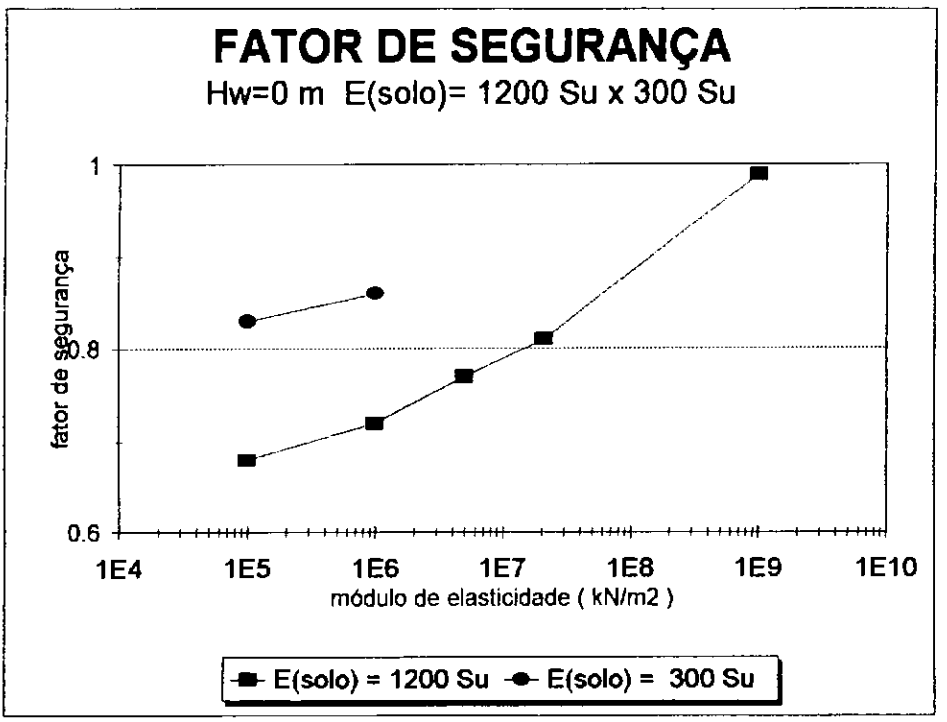


Figura (VII - 10)

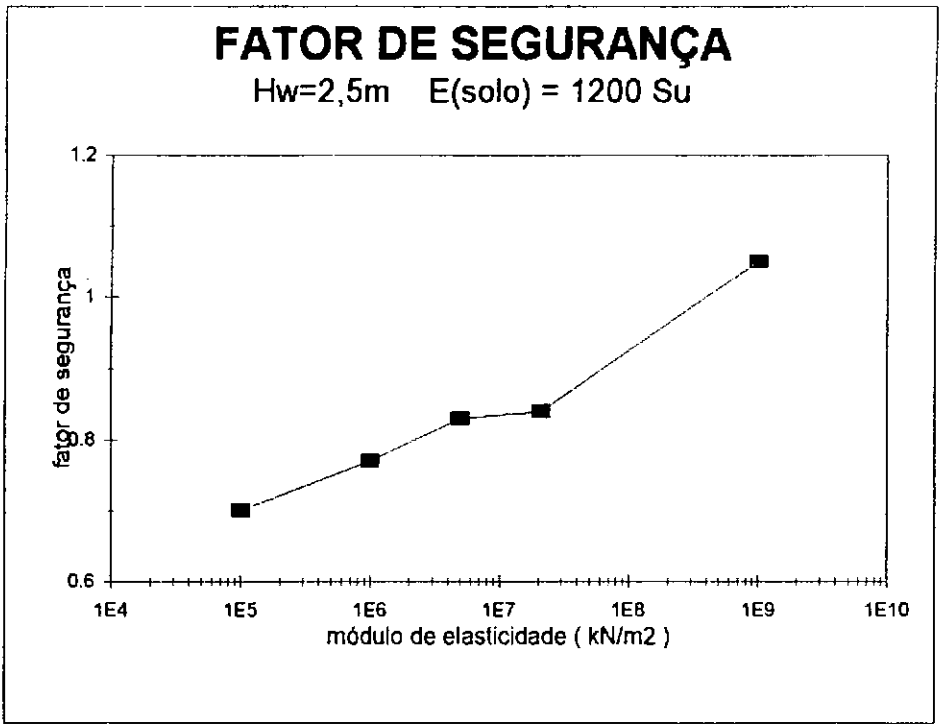


Figura (VII - 11)

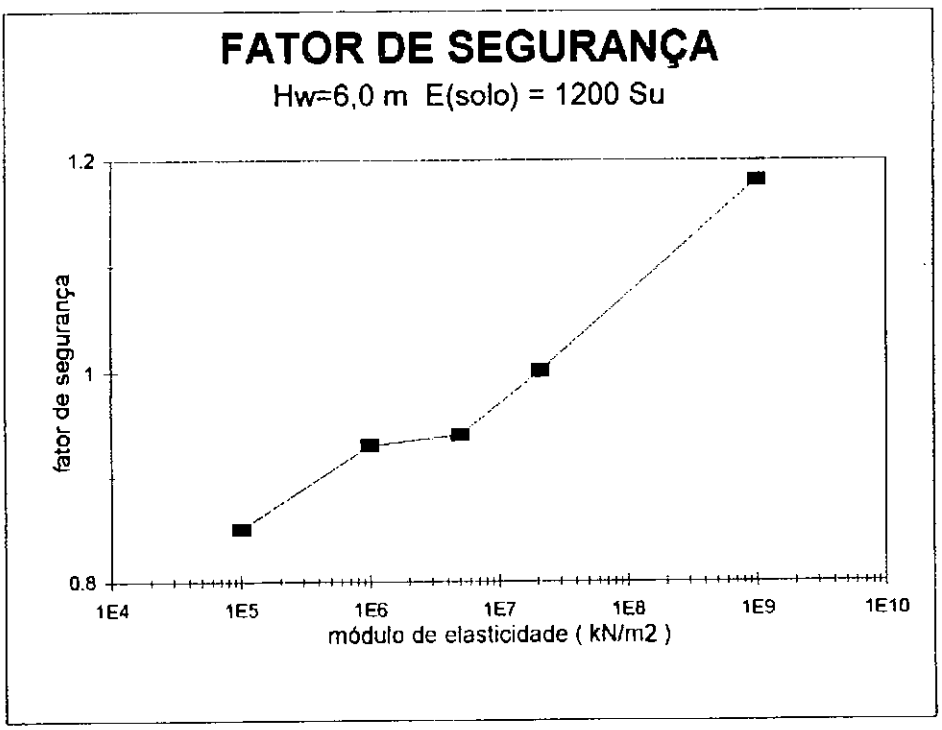


Figura (VII - 12)

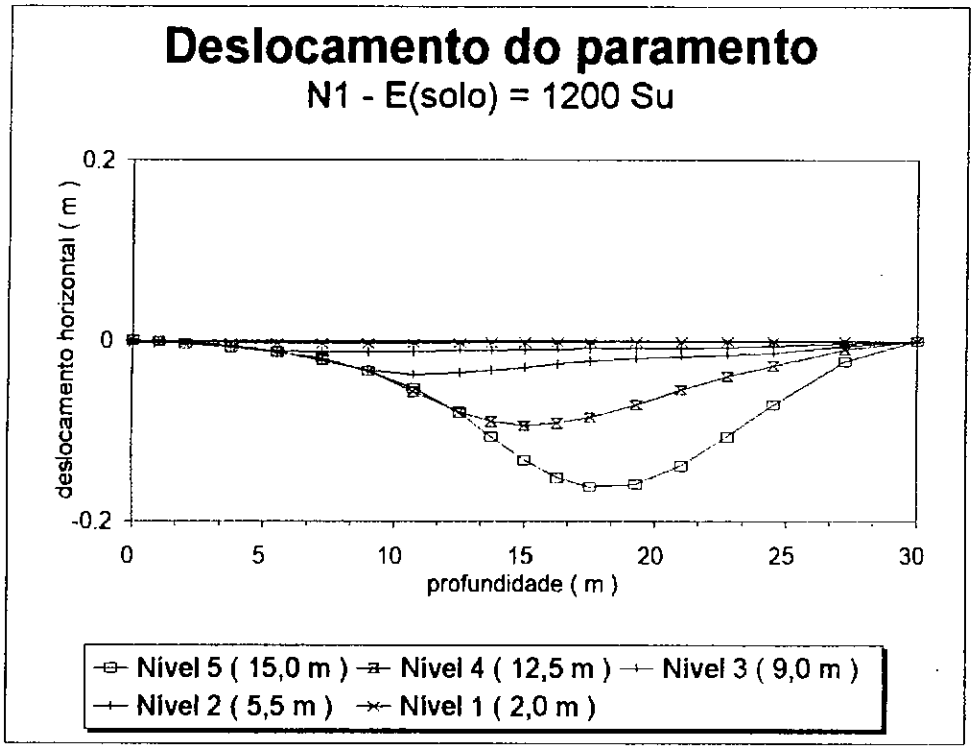


Figura (VII - 13)

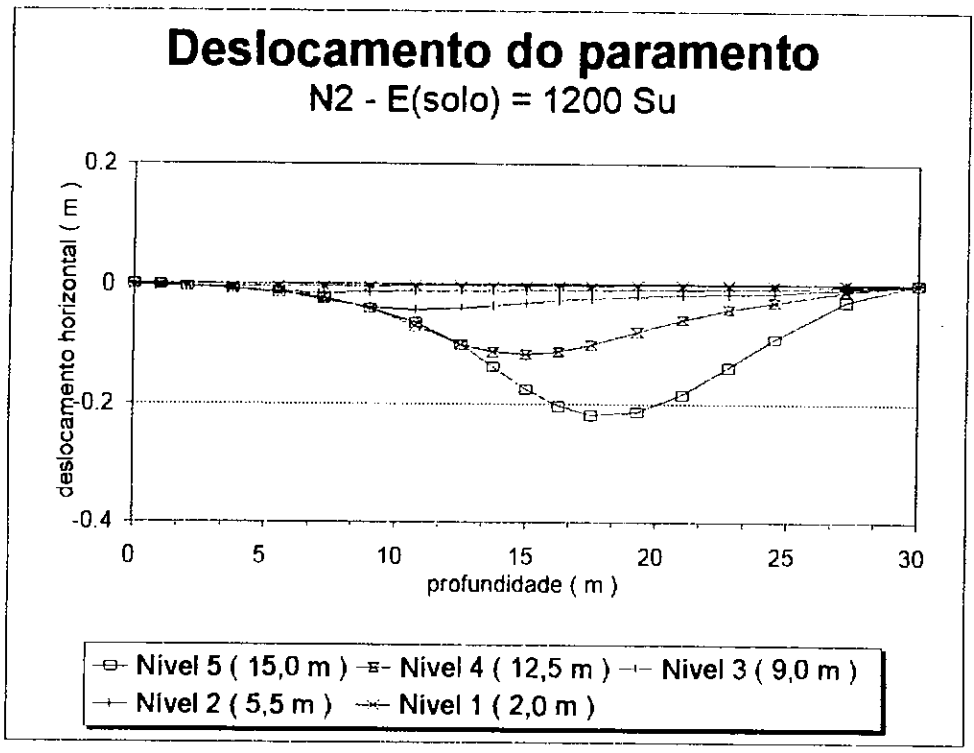


Figura (VII - 14)

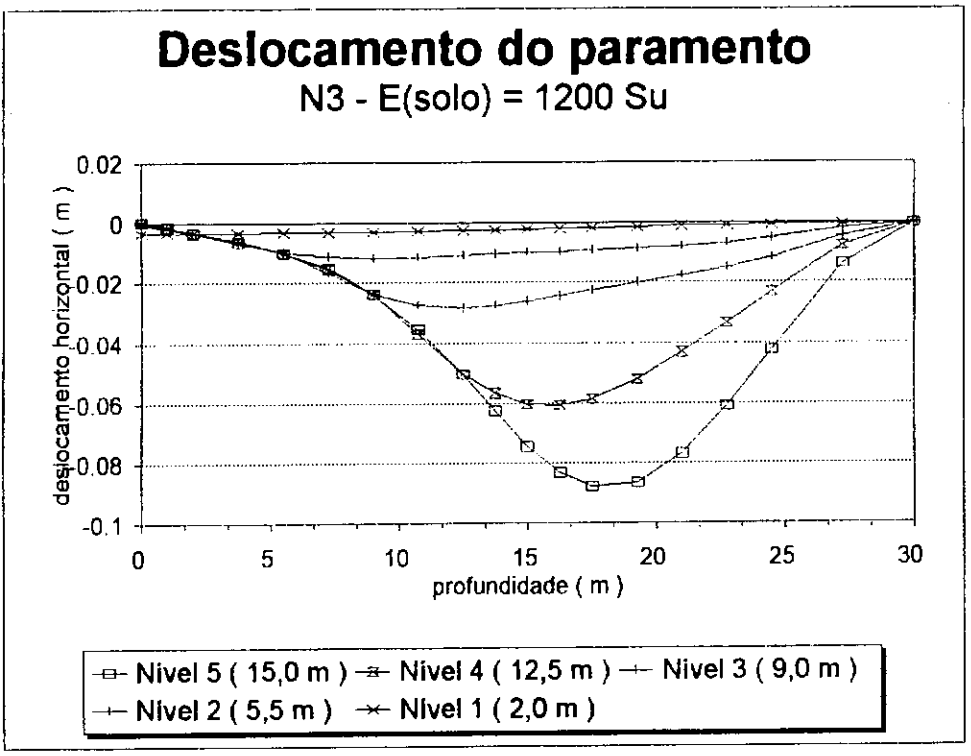


Figura (VII - 15)

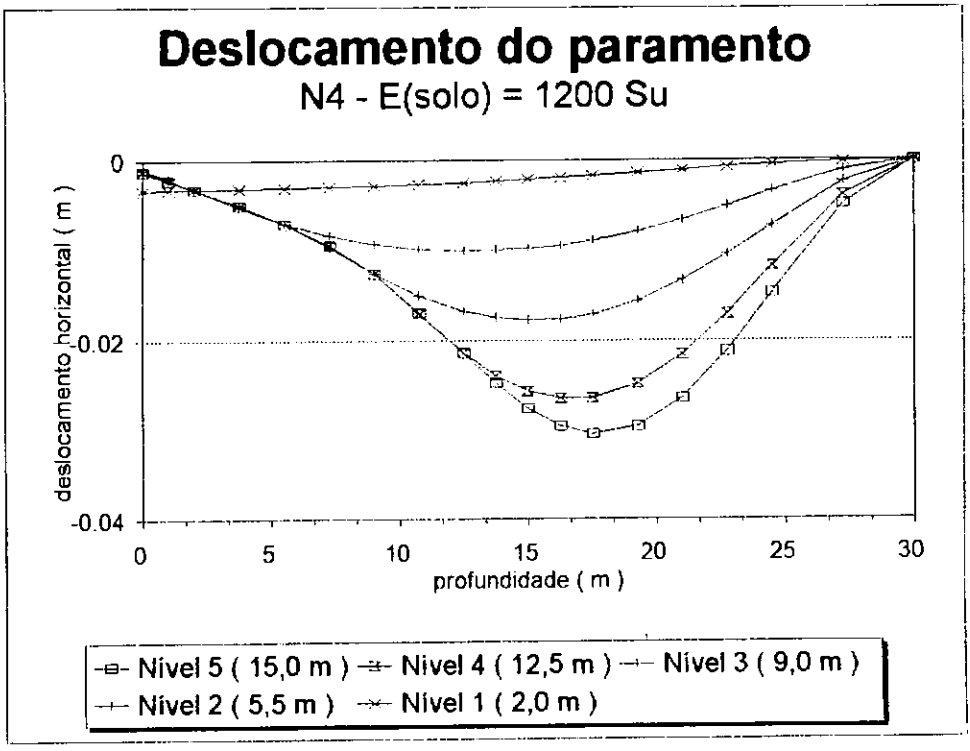


Figura (VII - 16)

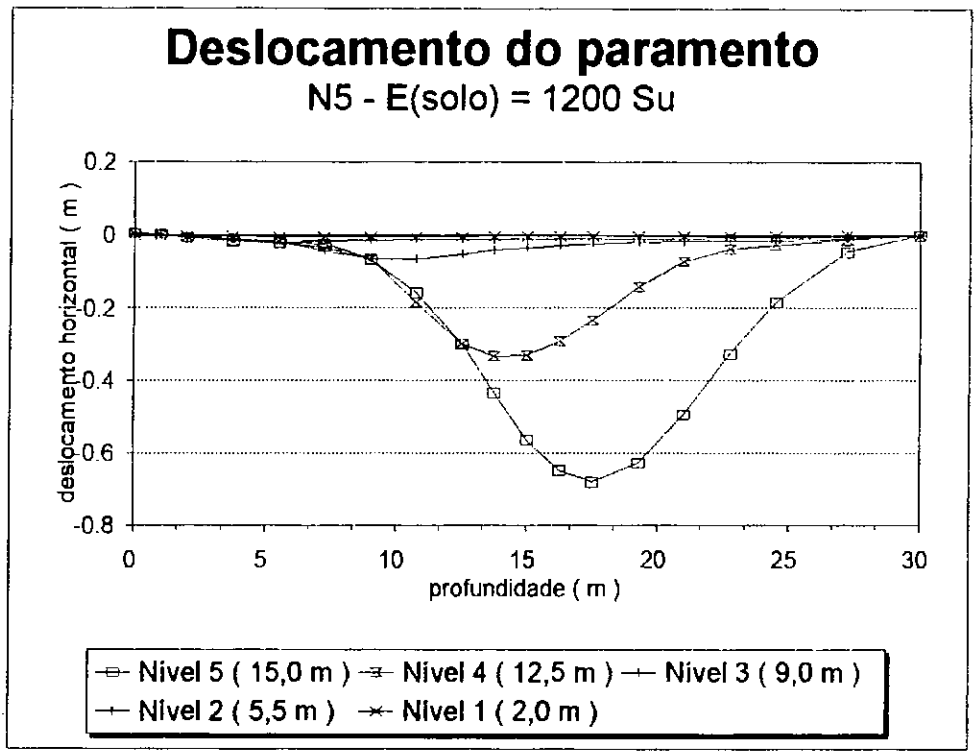


Figura (VII - 17)

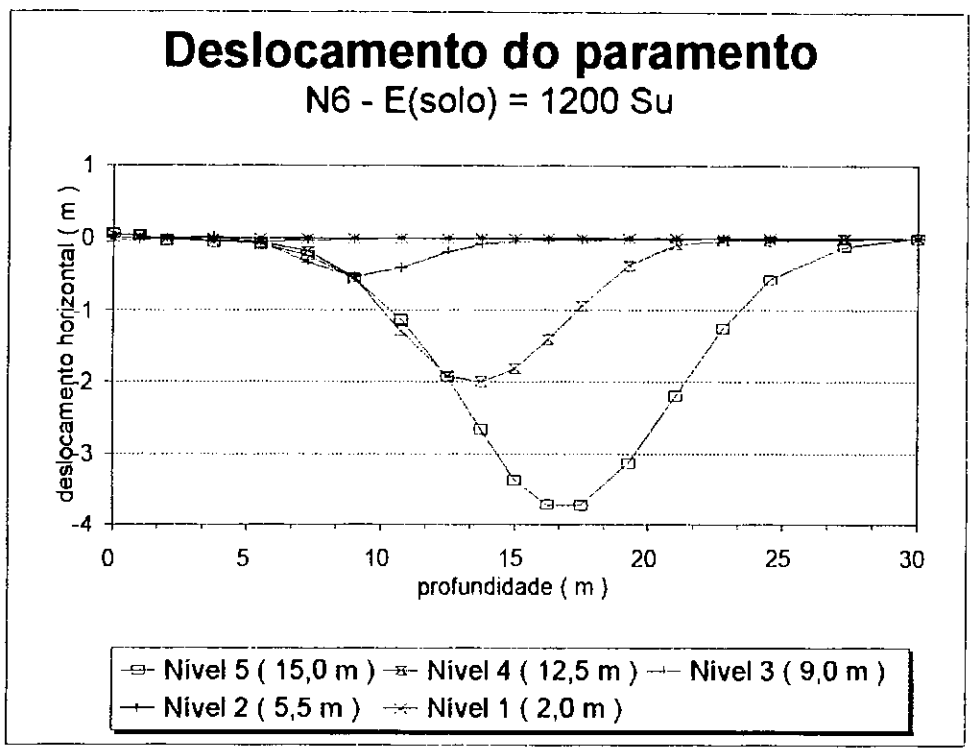


Figura (VII - 18)

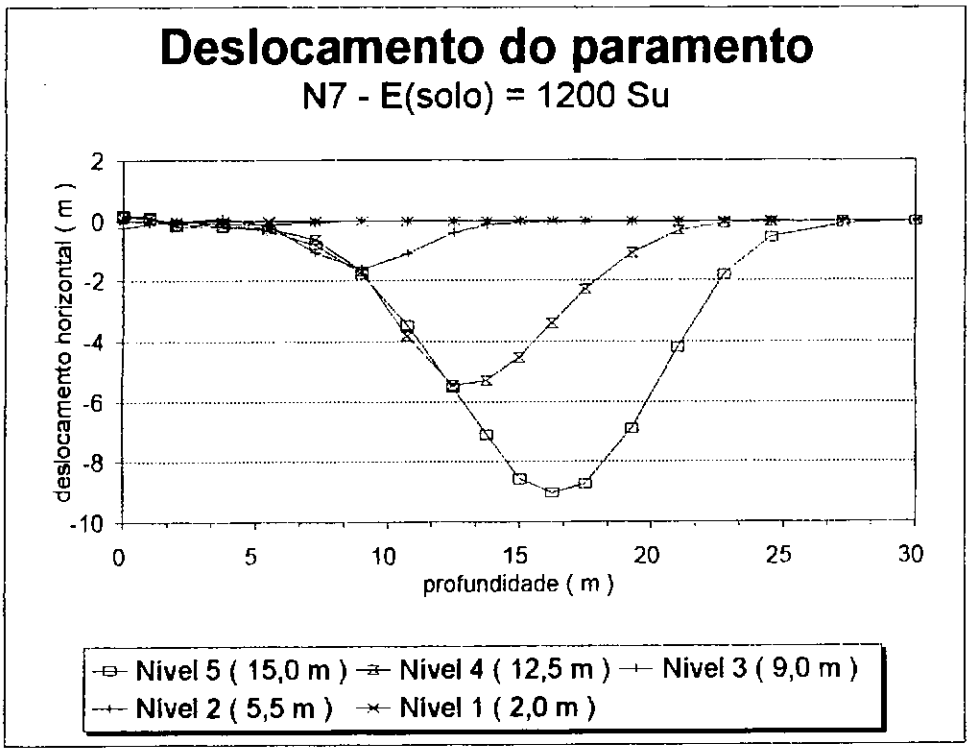


Figura (VII - 19)

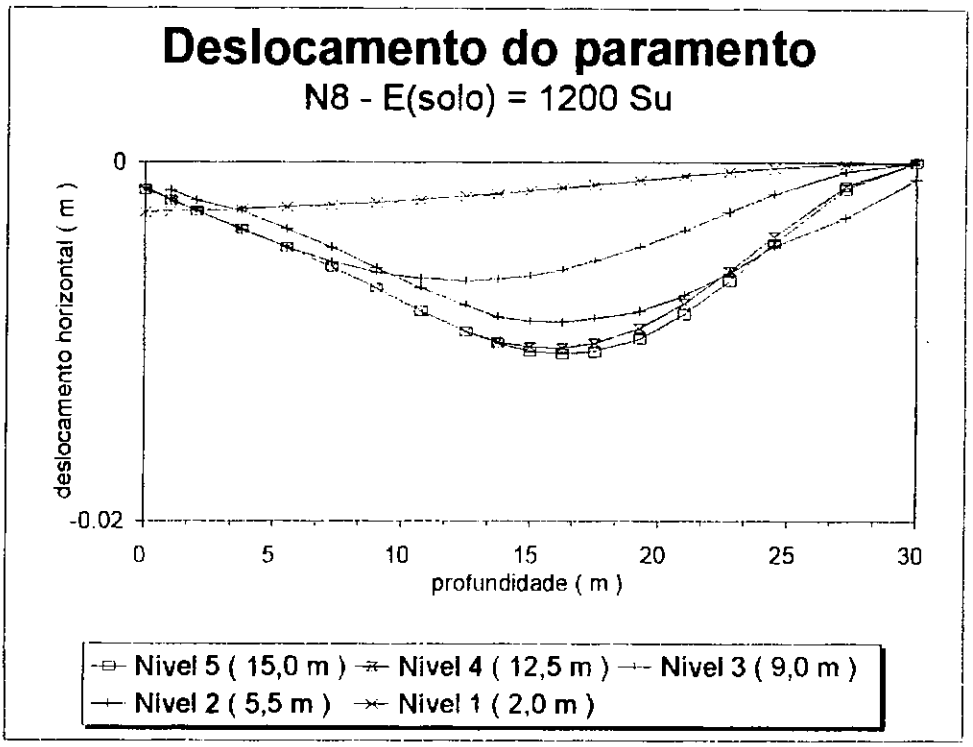


Figura (VII - 20)

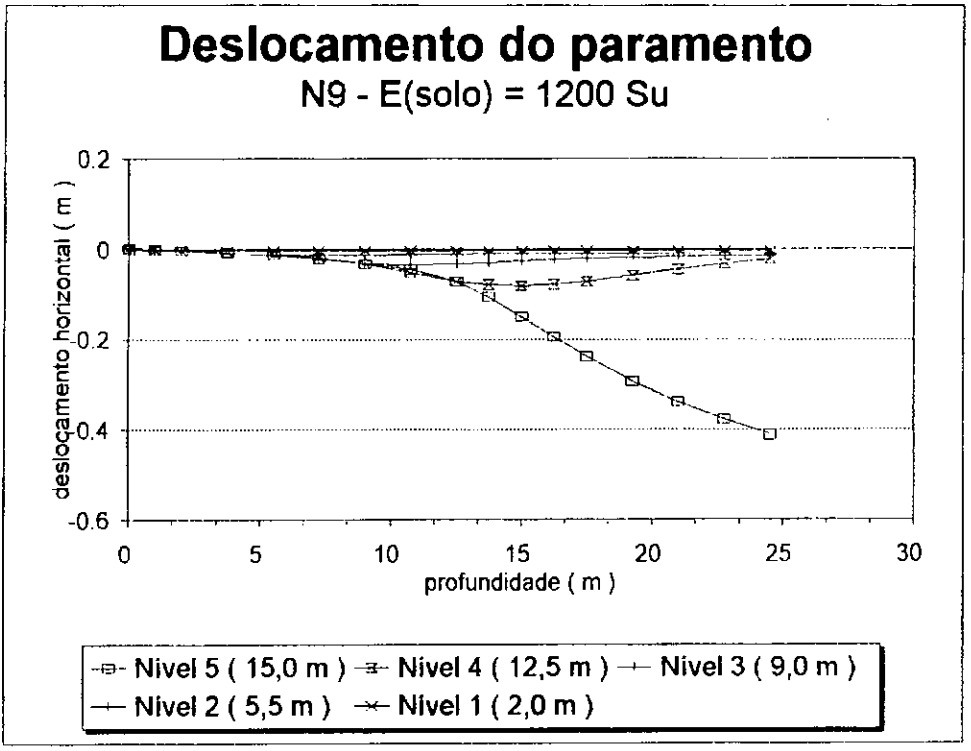


Figura (VII - 21)

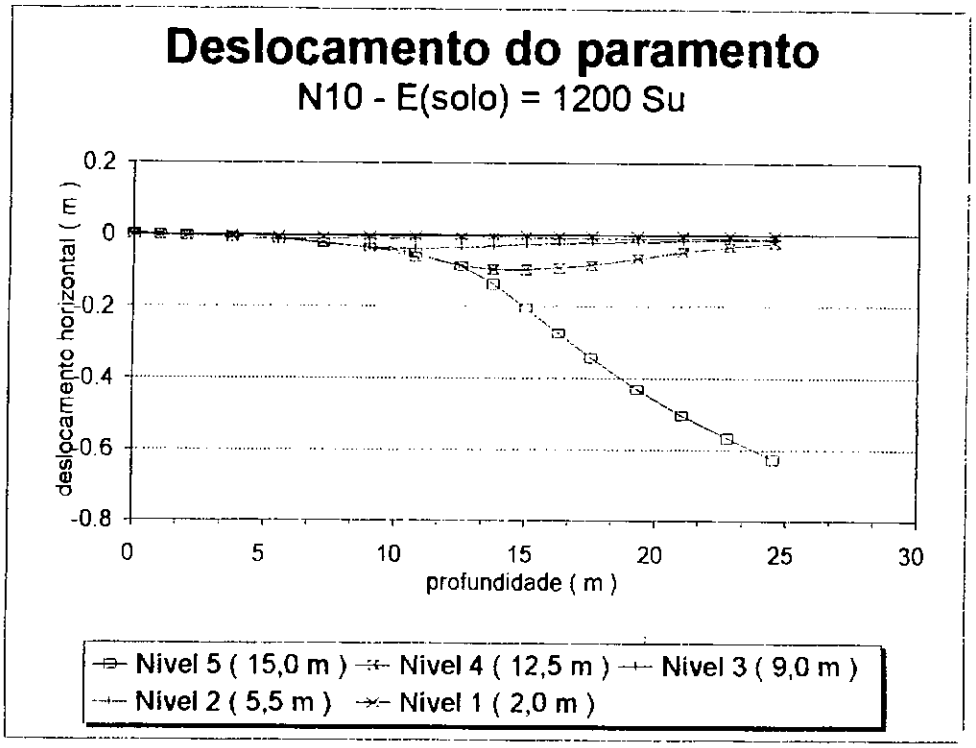


Figura (VII - 22)

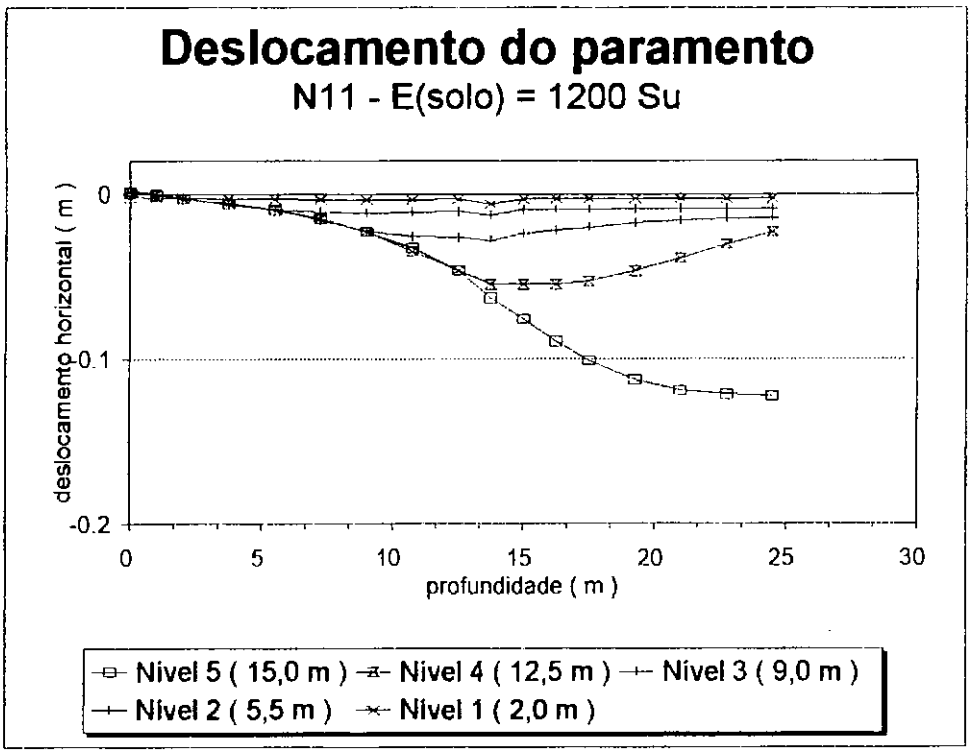


Figura (VII - 23)

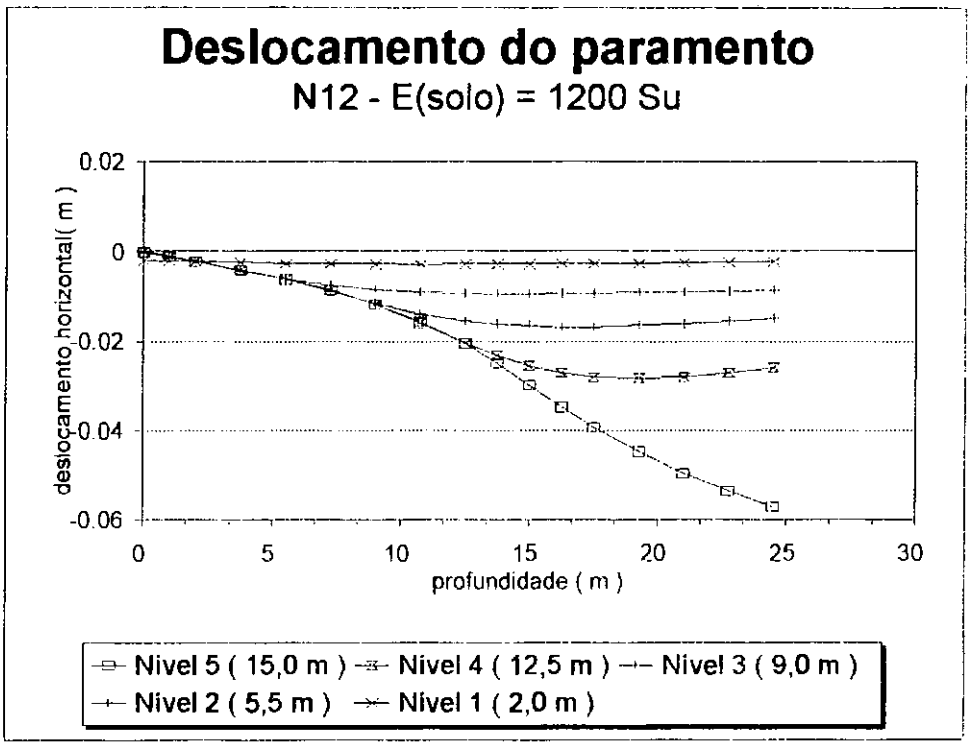


Figura (VII - 24)

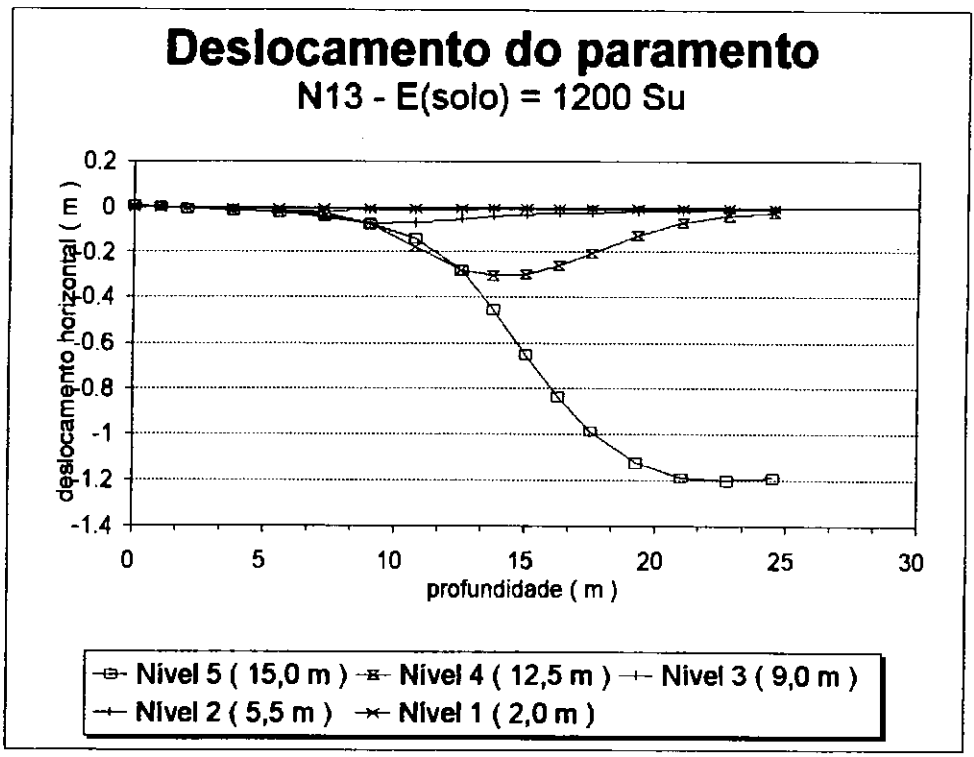


Figura (VII - 25)

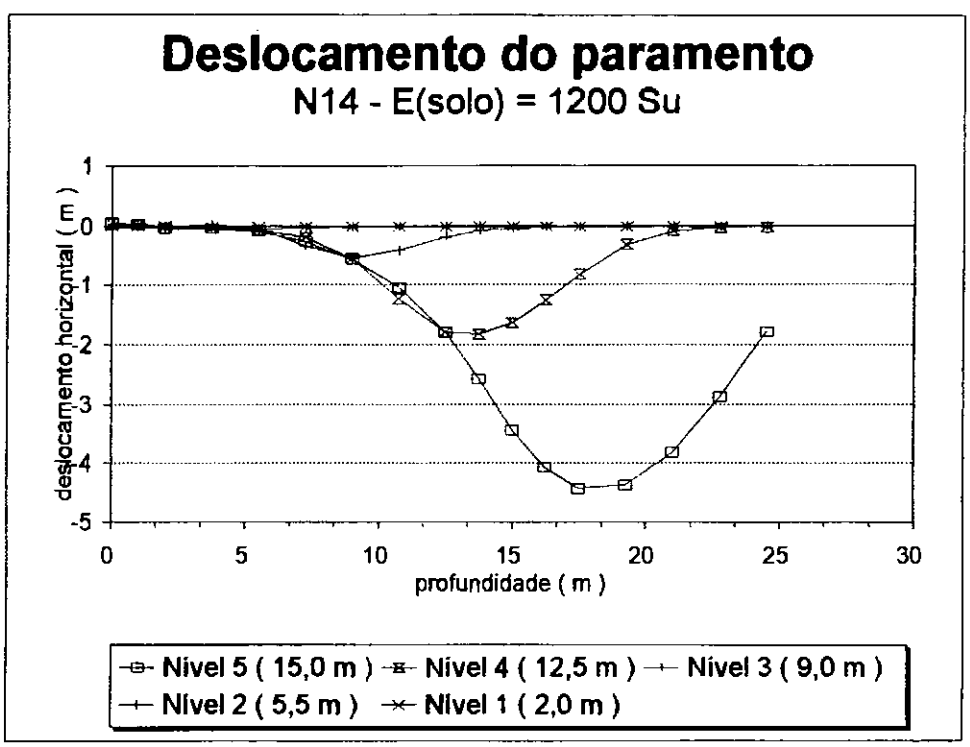


Figura (VII - 26)

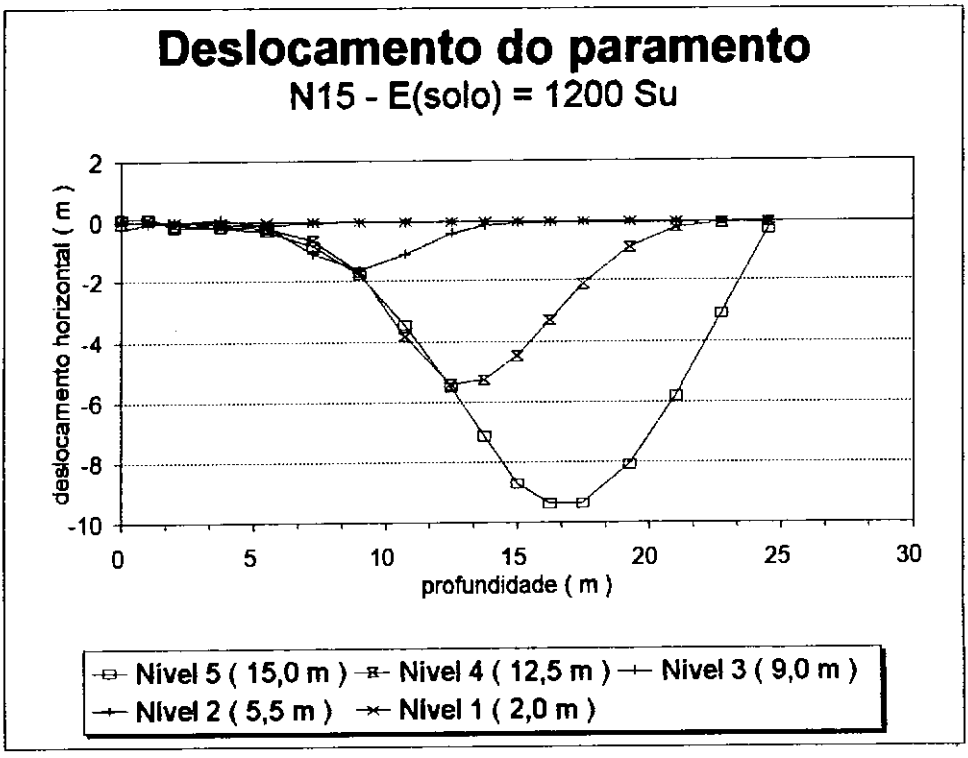


Figura (VII - 27)

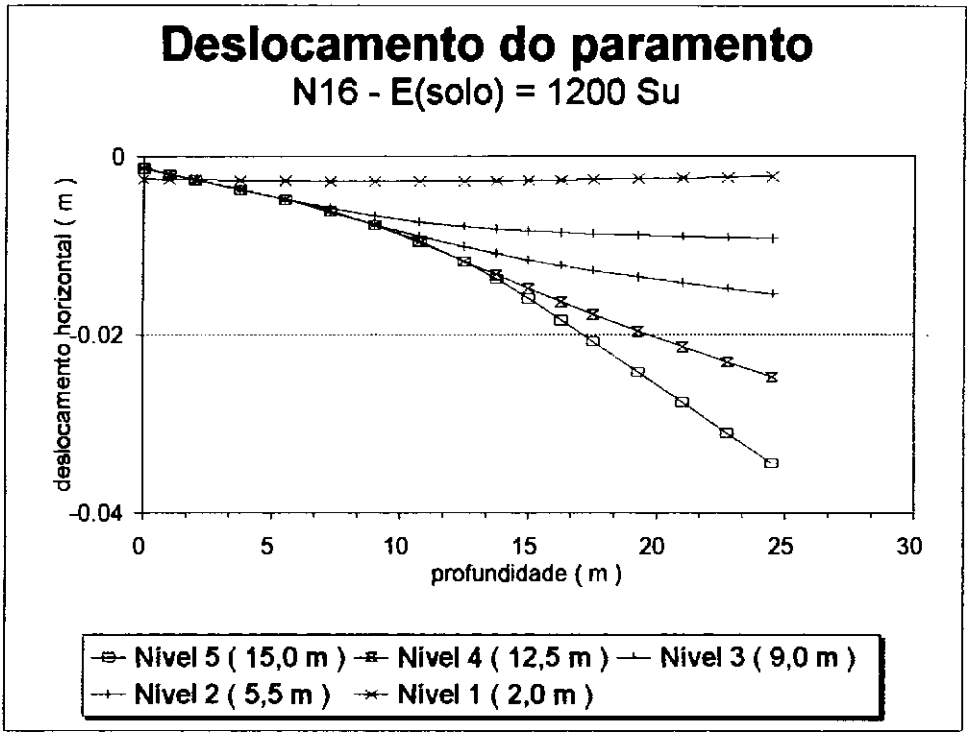


Figura (VII - 28)

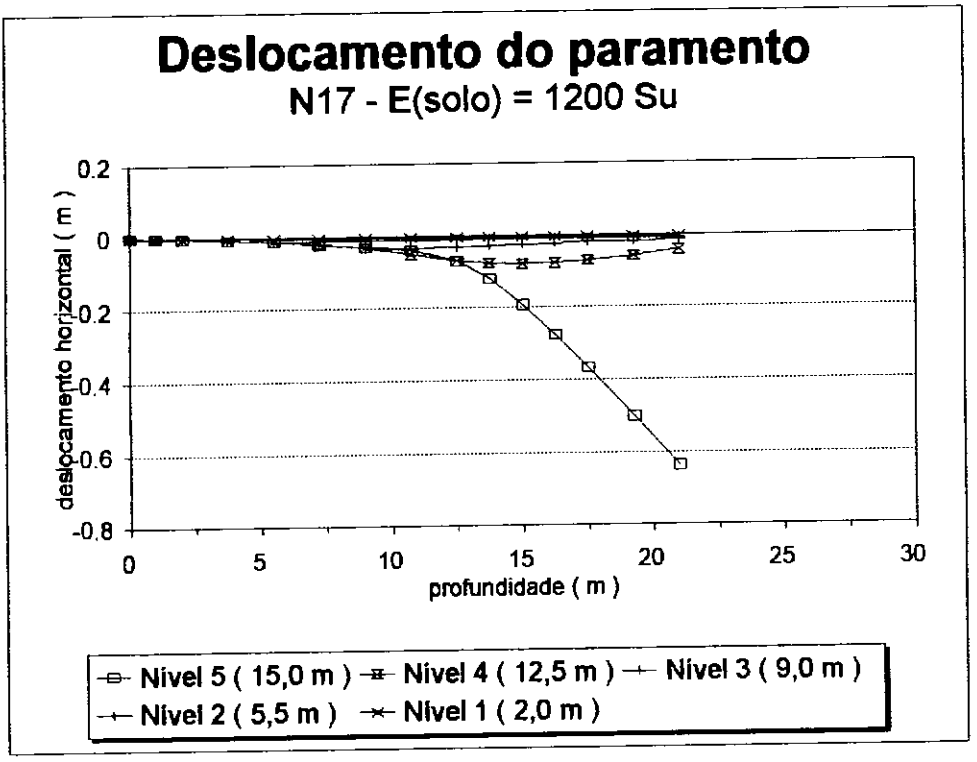


Figura (VII - 29)

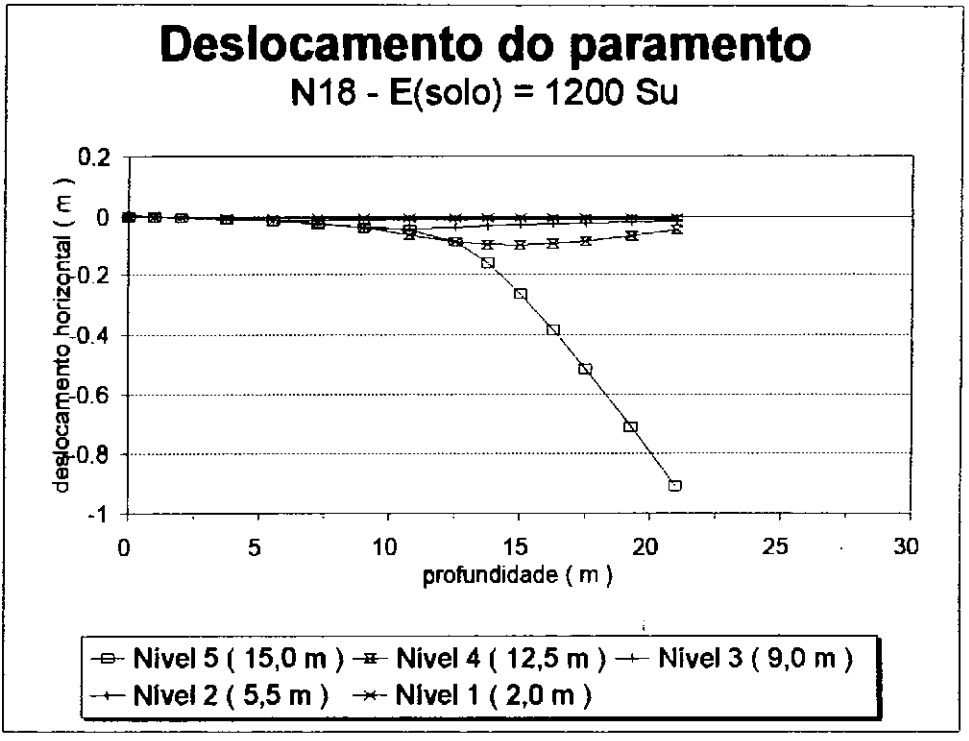


Figura (VII - 30)

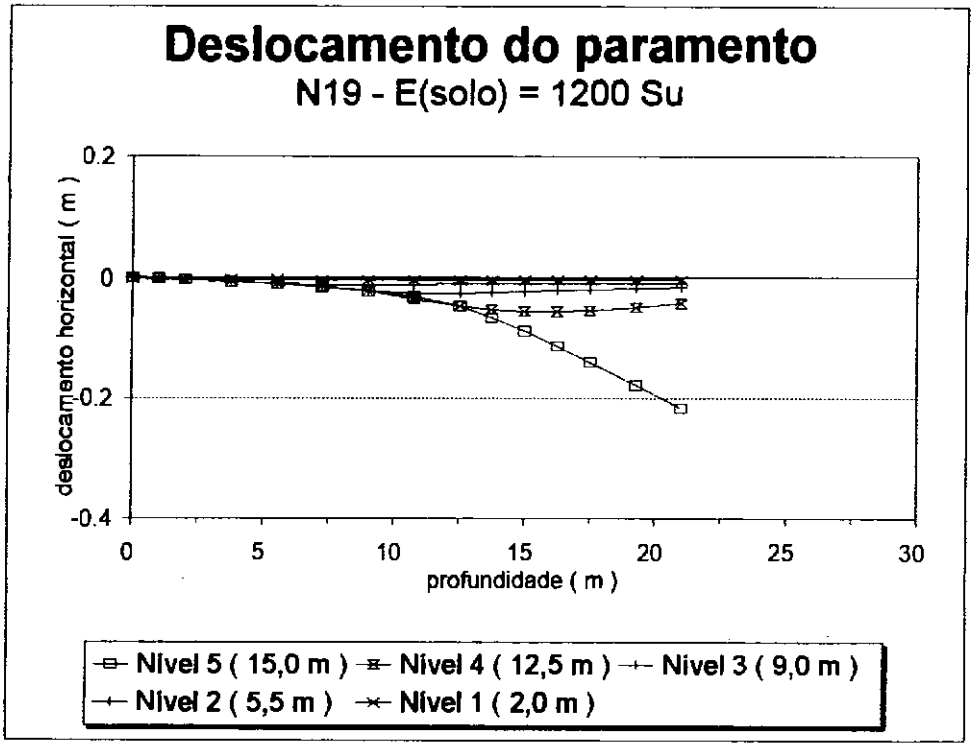


Figura (VII - 31)

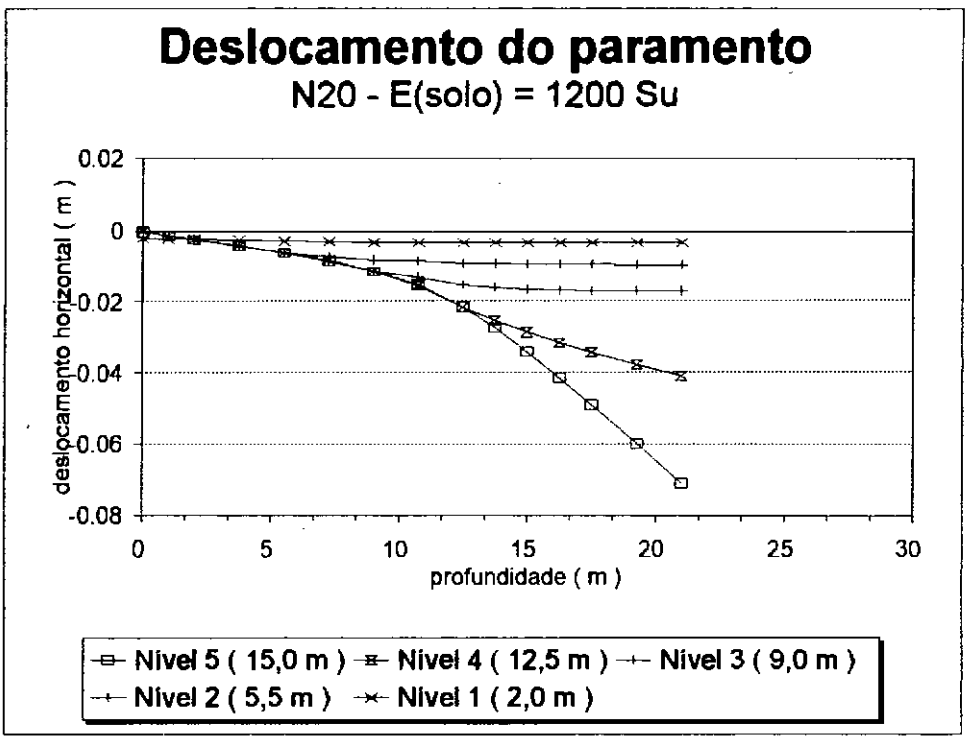


Figura (VII - 32)

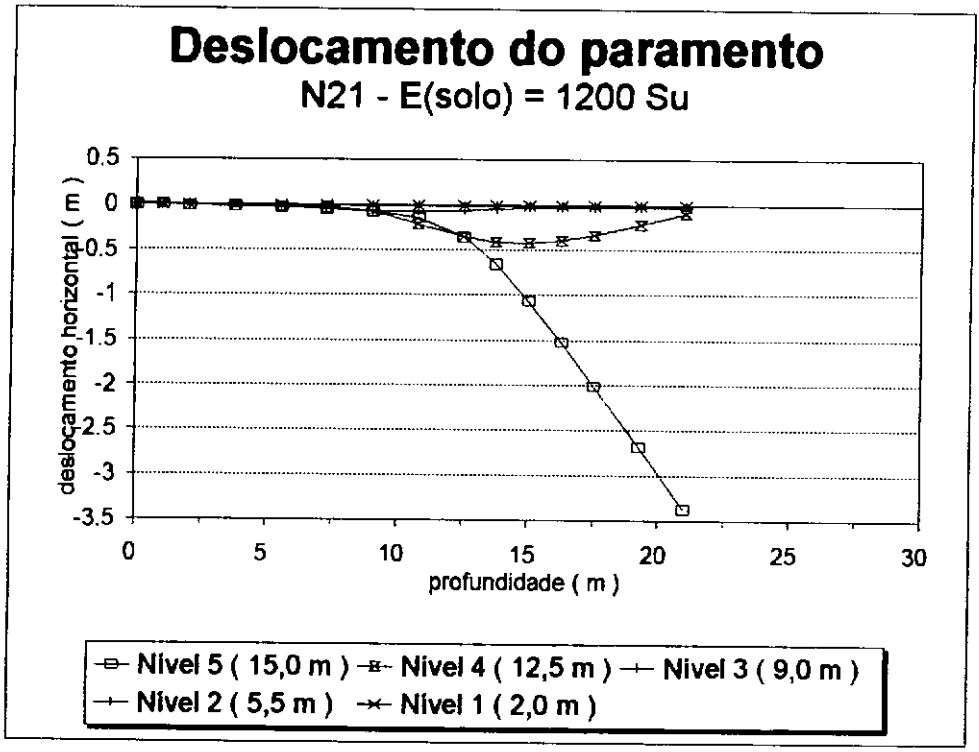


Figura (VII - 33)

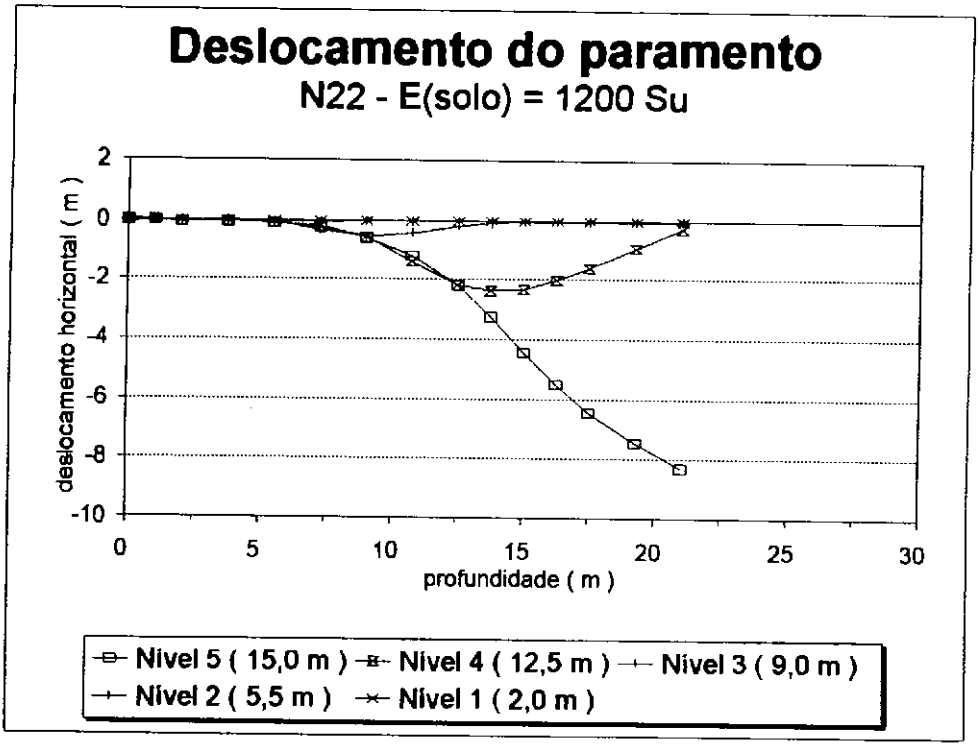


Figura (VII - 34)

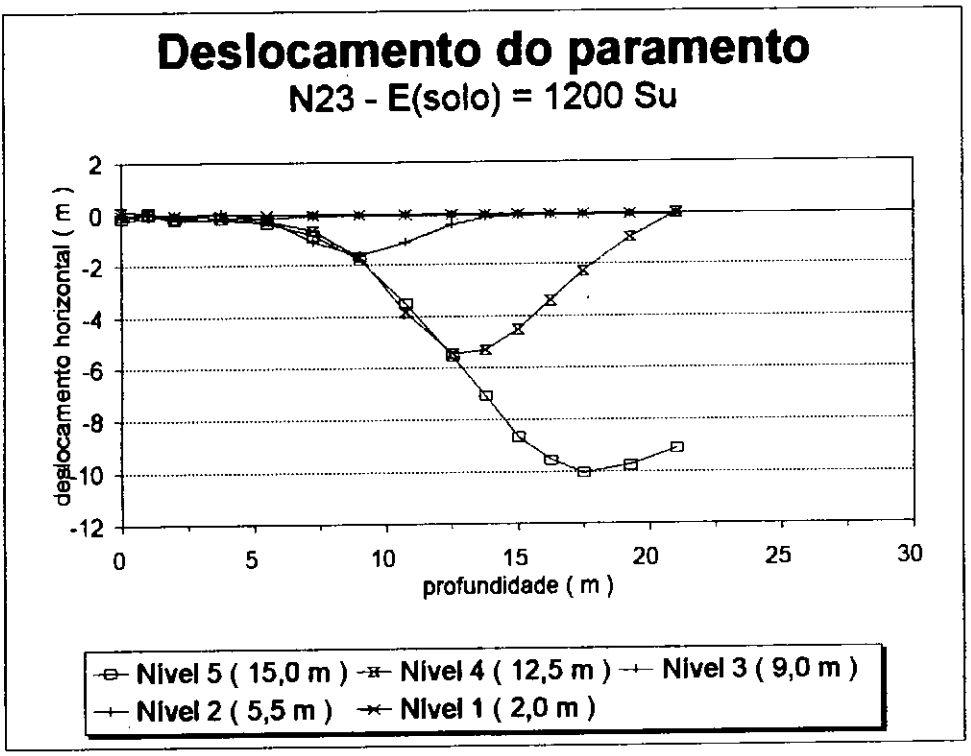


Figura (VII - 35)

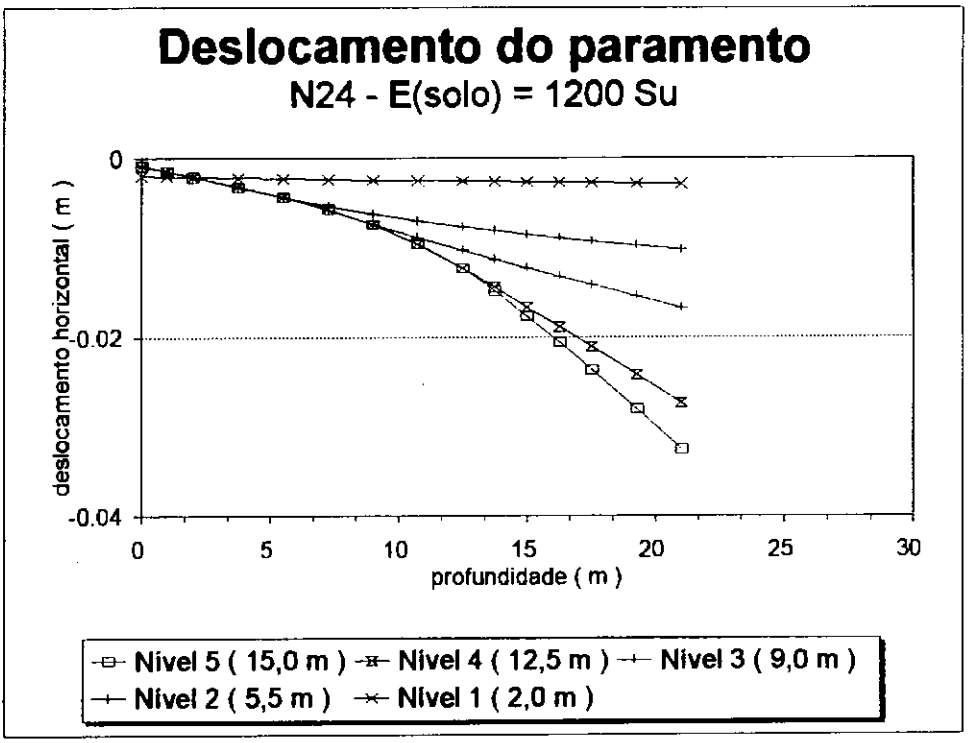


Figura (VII - 36)

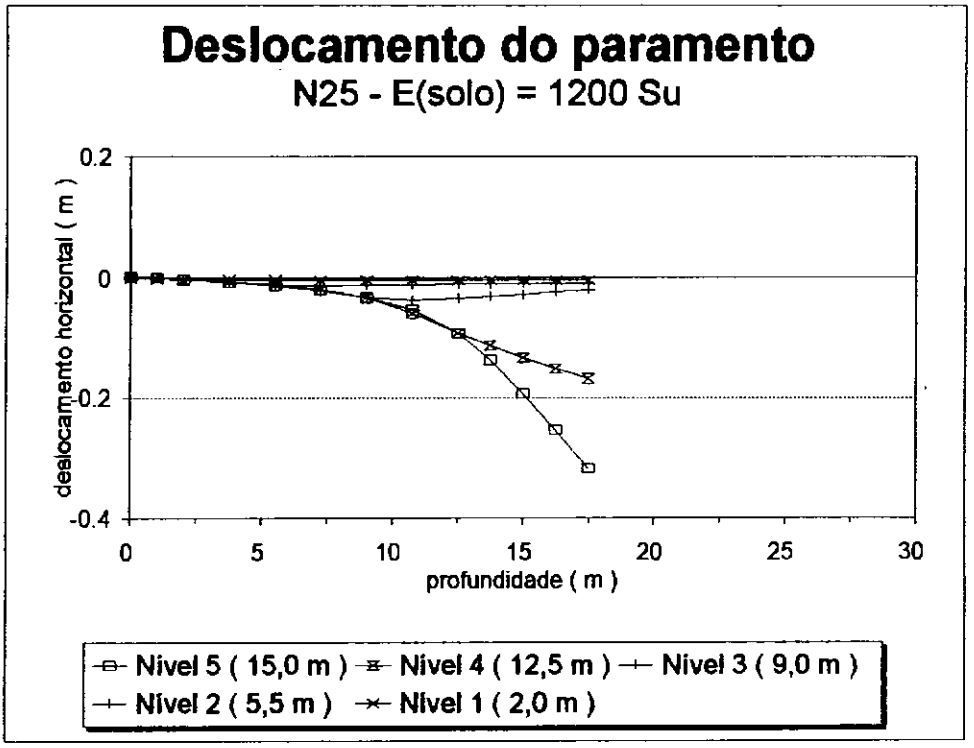


Figura (VII - 37)

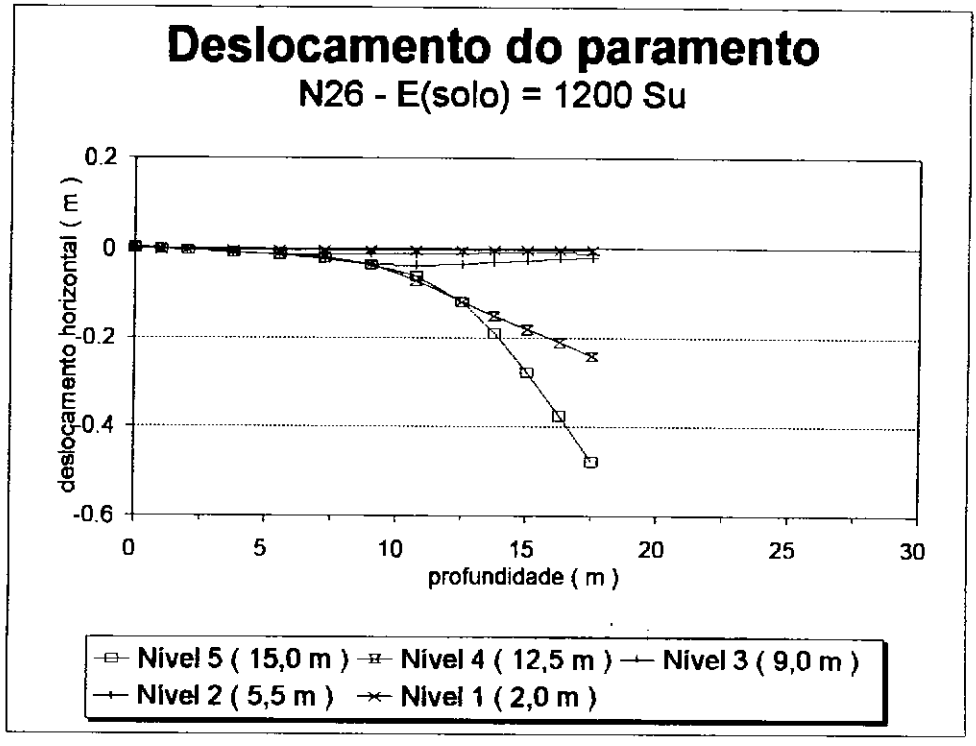


Figura (VII - 38)

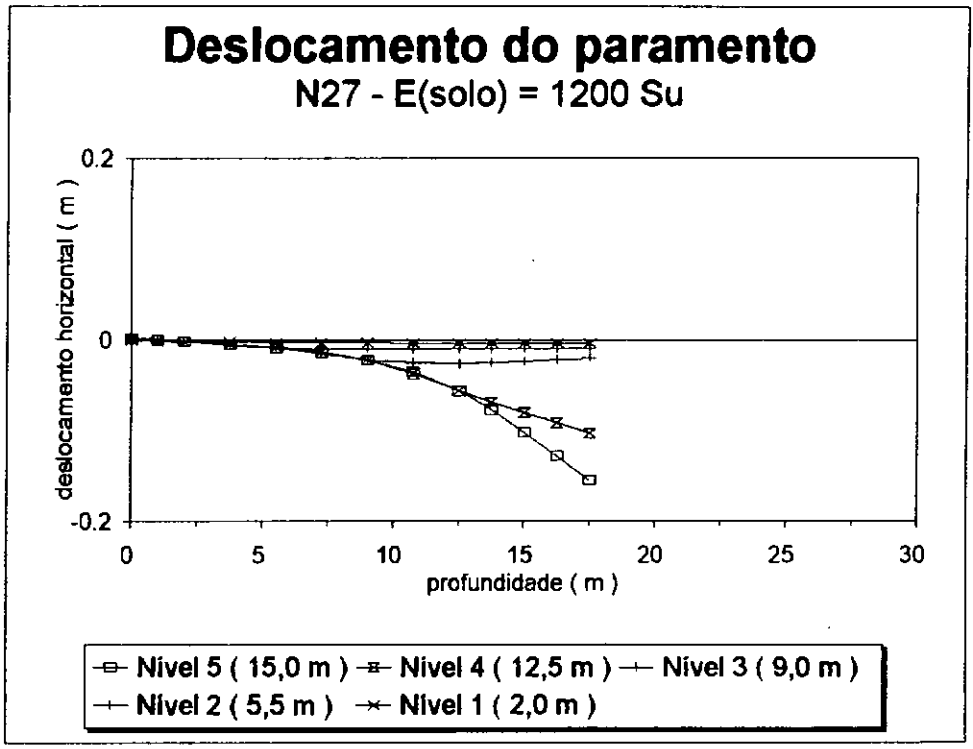


Figura (VII - 39)

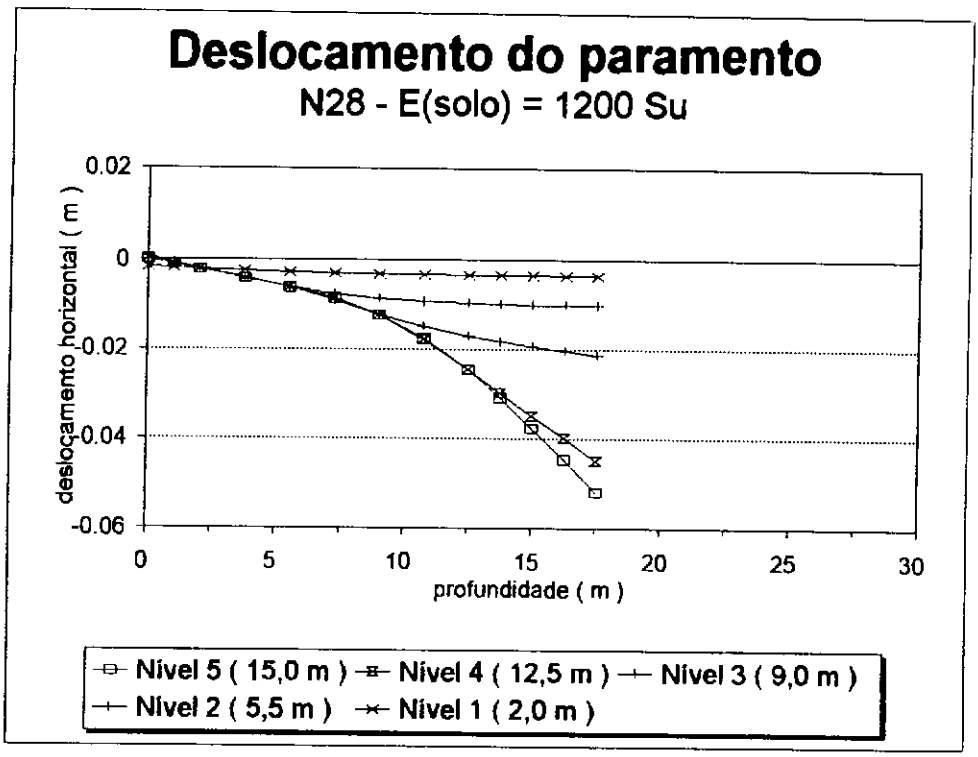


Figura (VII - 40)

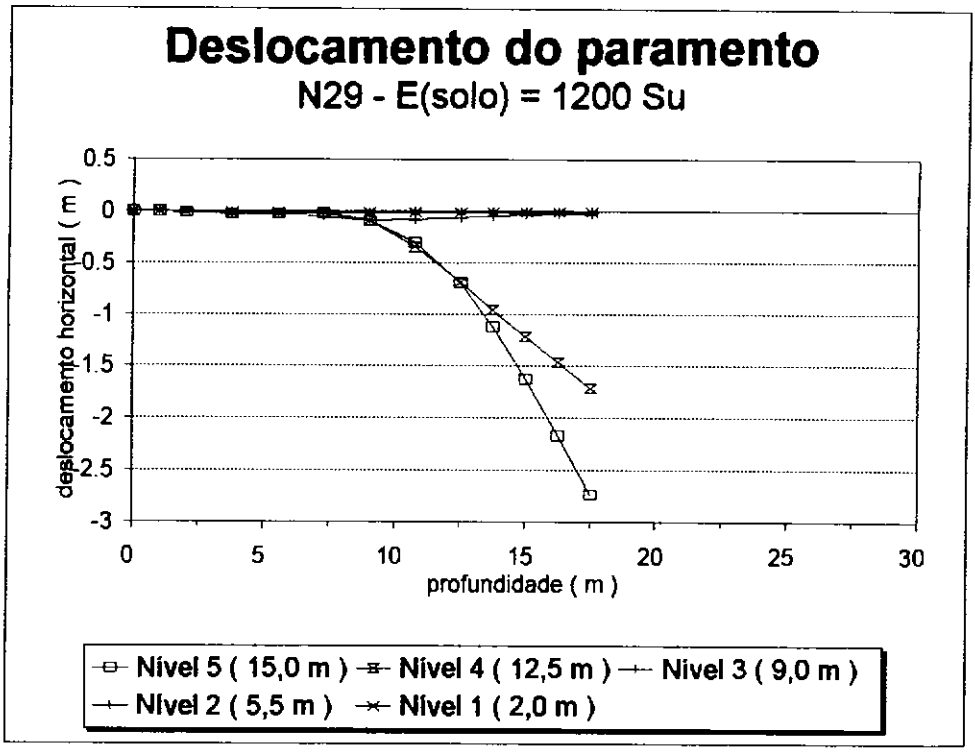


Figura (VII - 41)

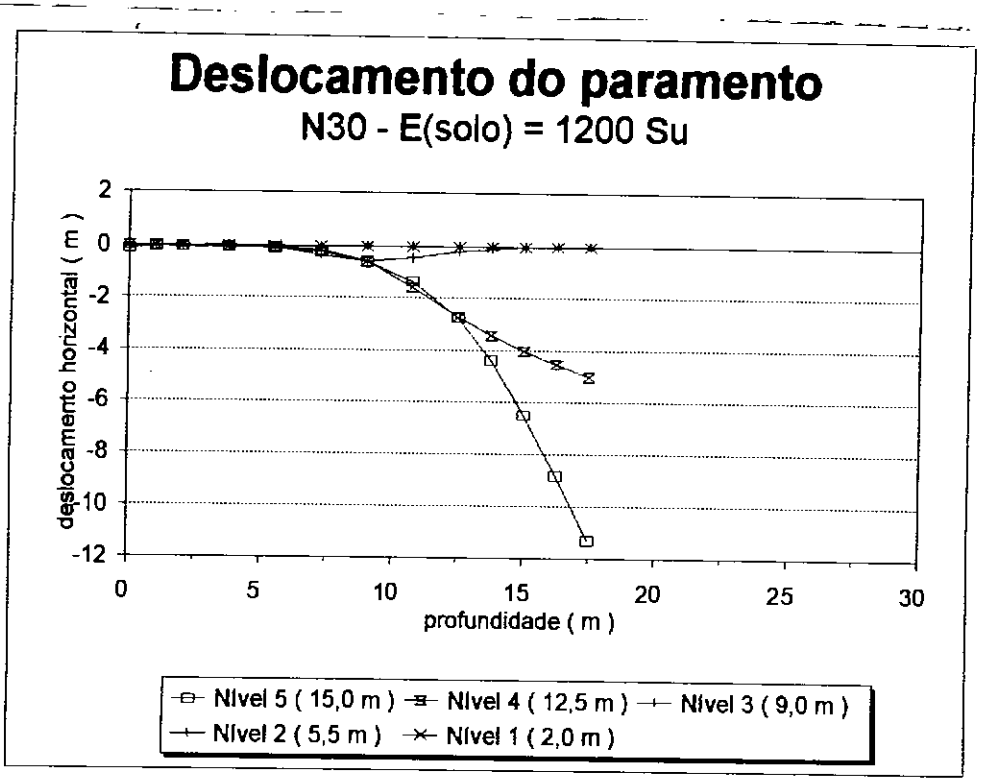


Figura (VII - 42)

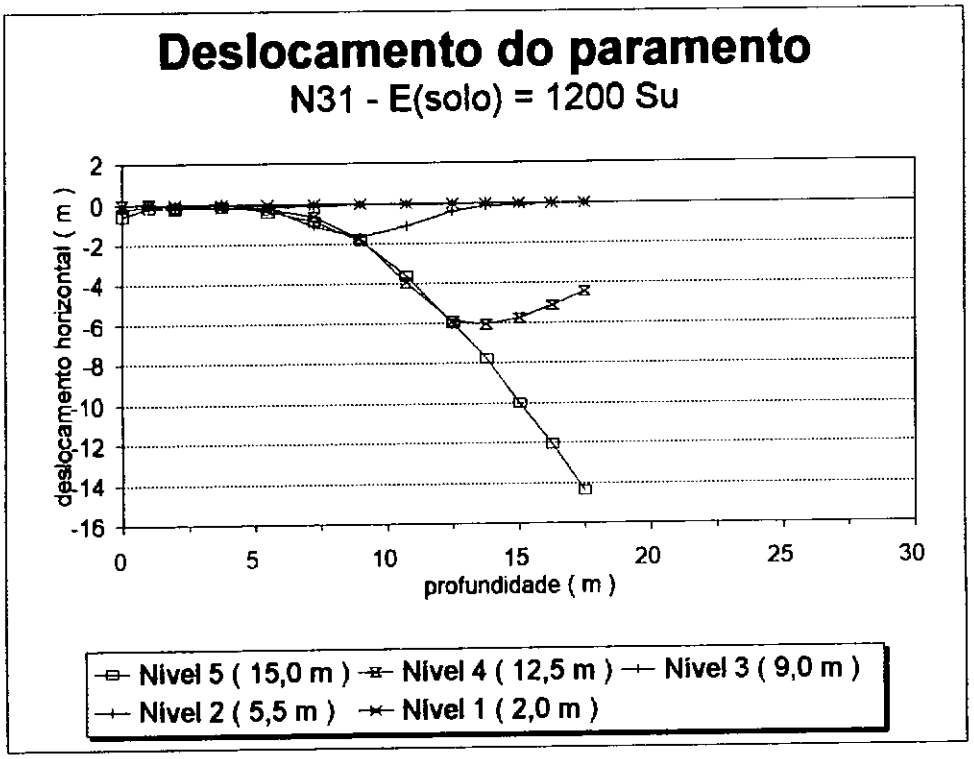


Figura (VII - 43)

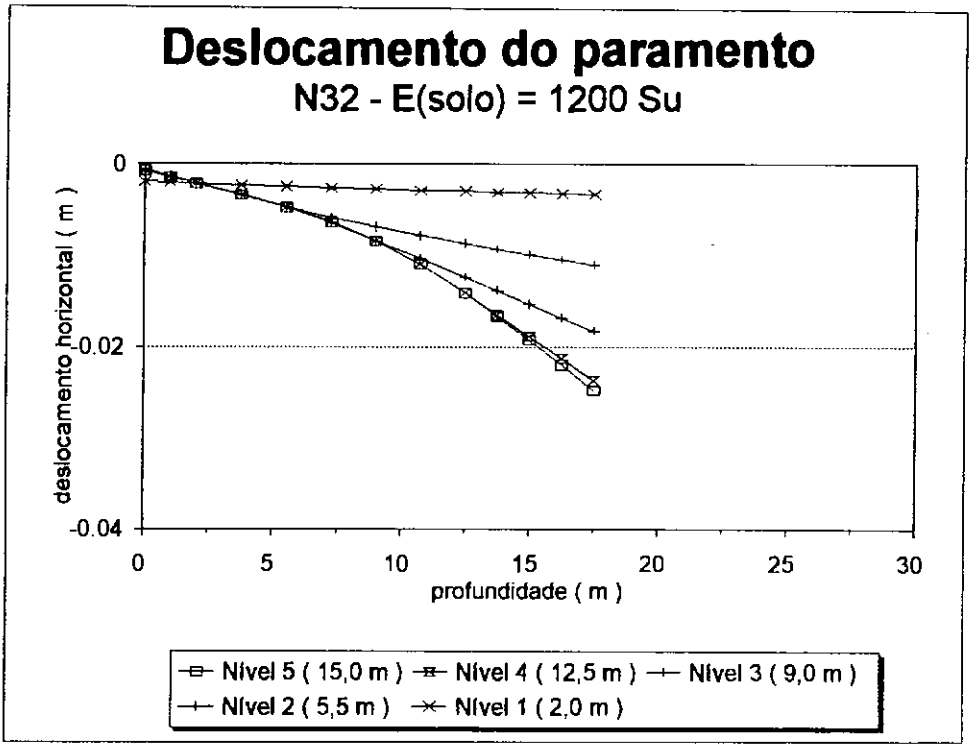


Figura (VII - 44)

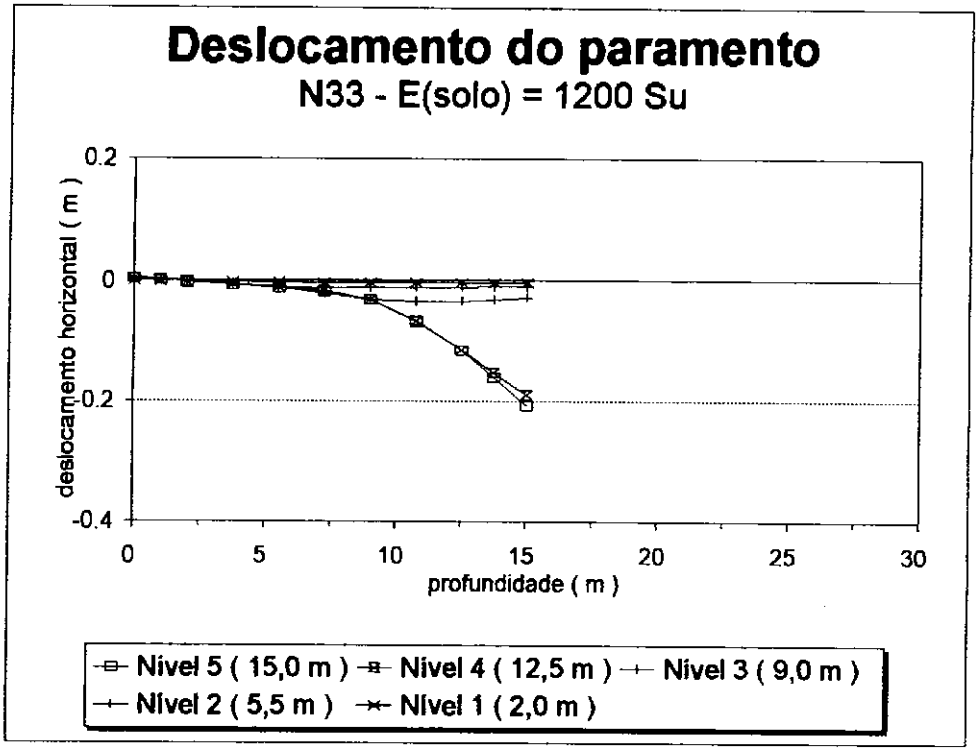


Figura (VII - 45)

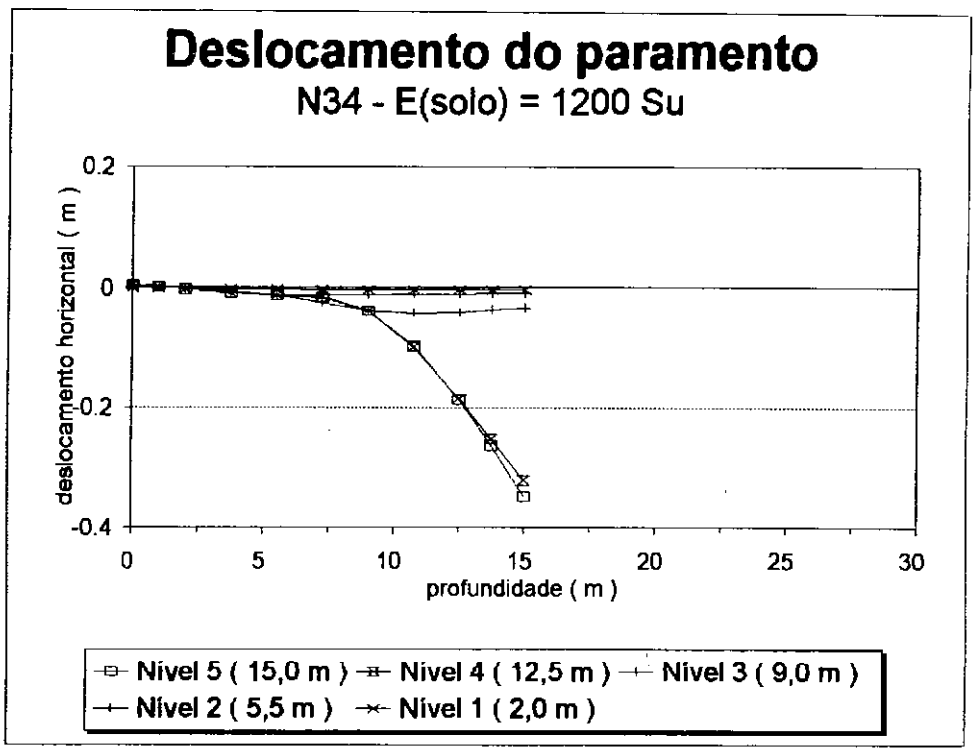


Figura (VII - 46)

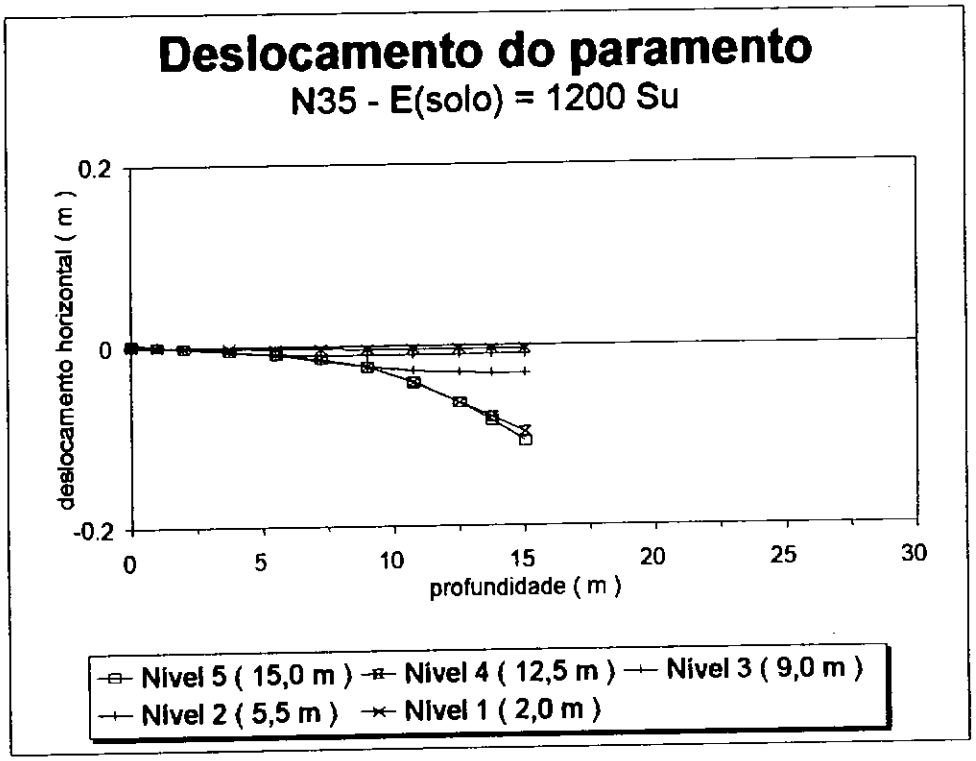


Figura (VII - 47)

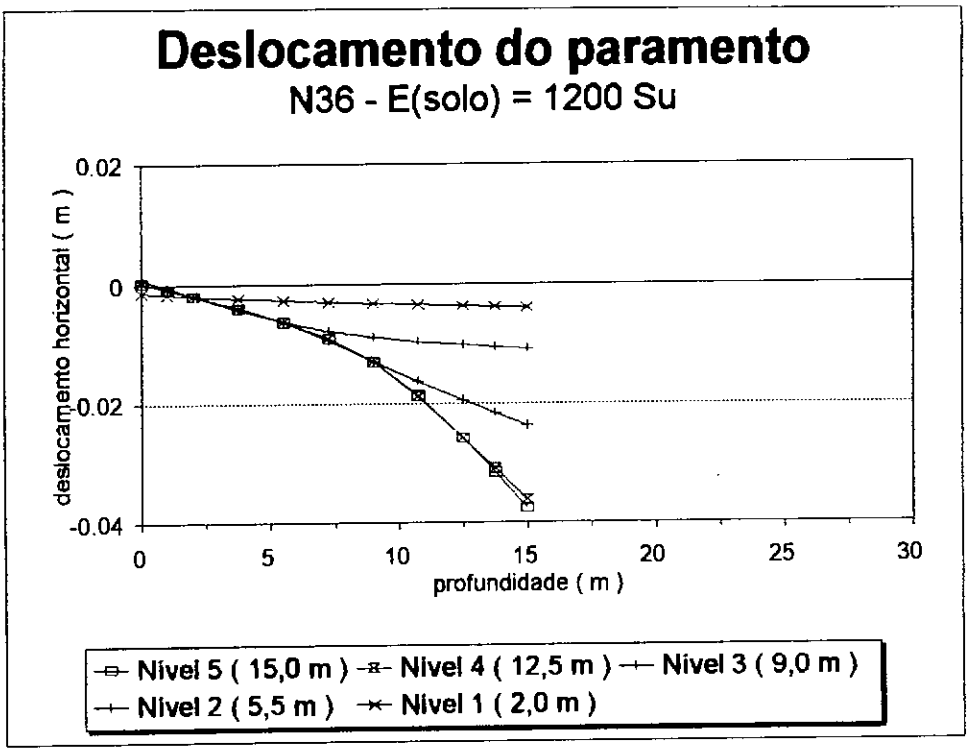


Figura (VII - 48)

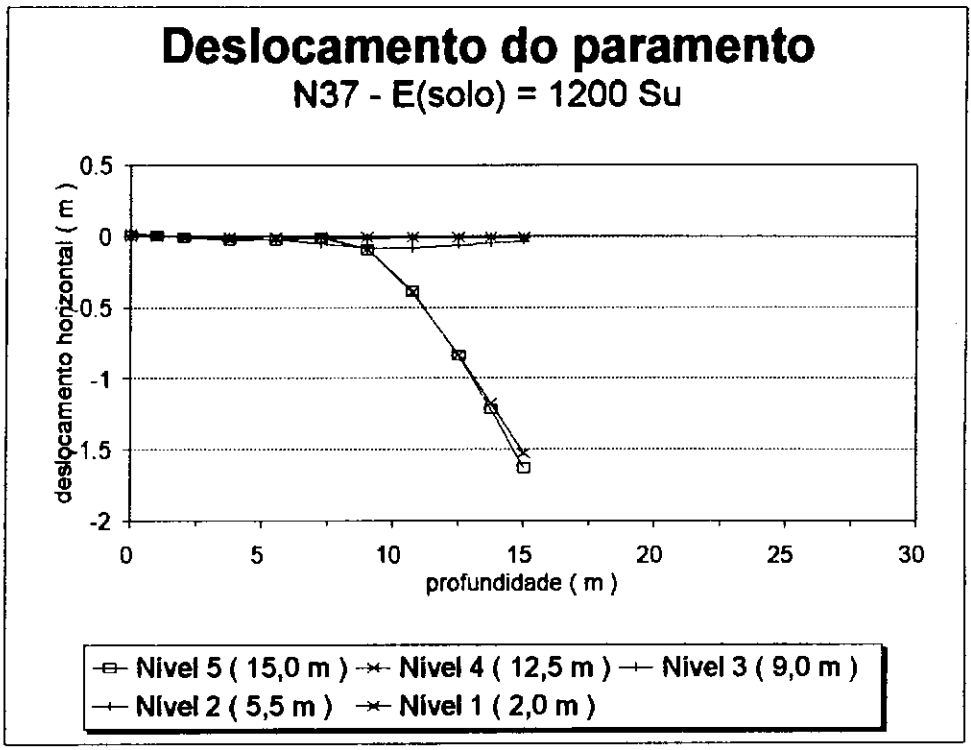


Figura (VII - 49)

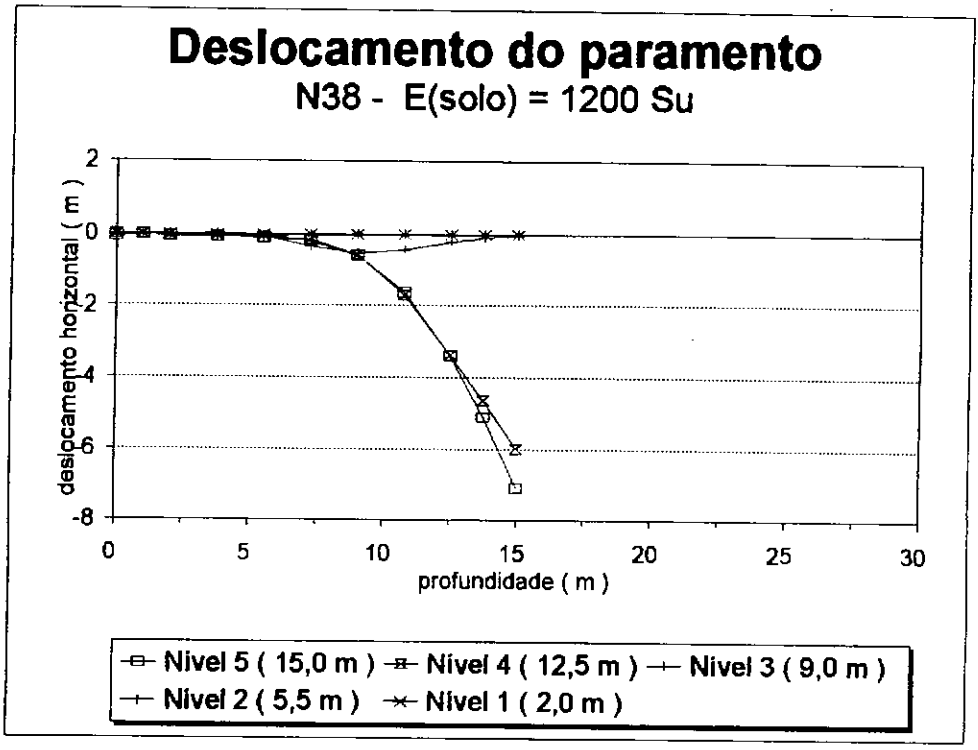


Figura (VII - 50)

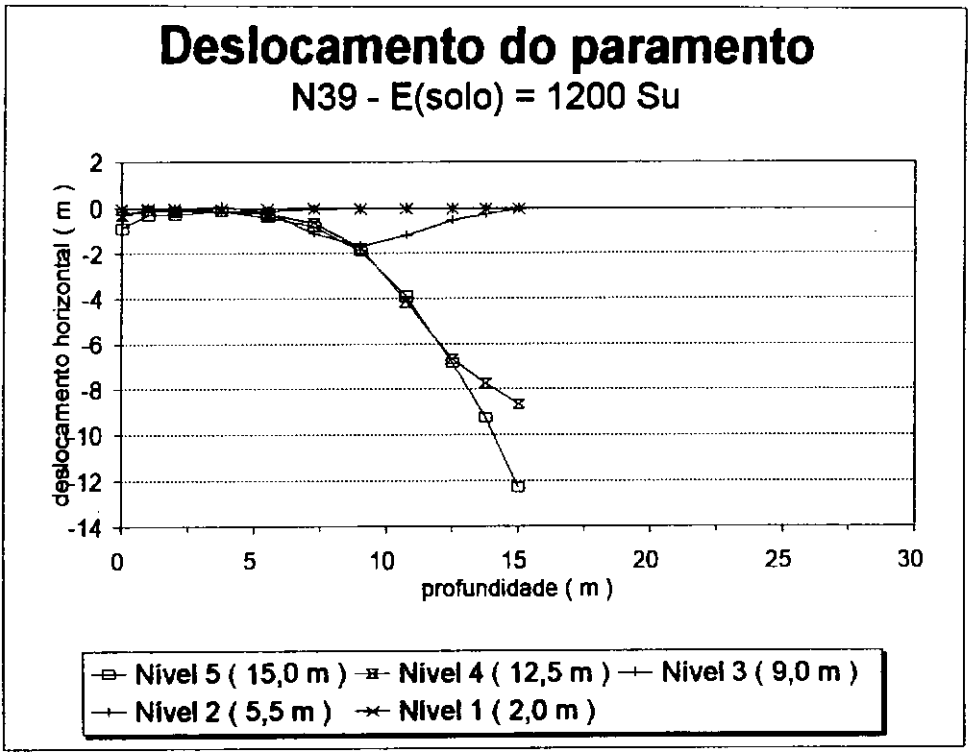


Figura (VII - 51)

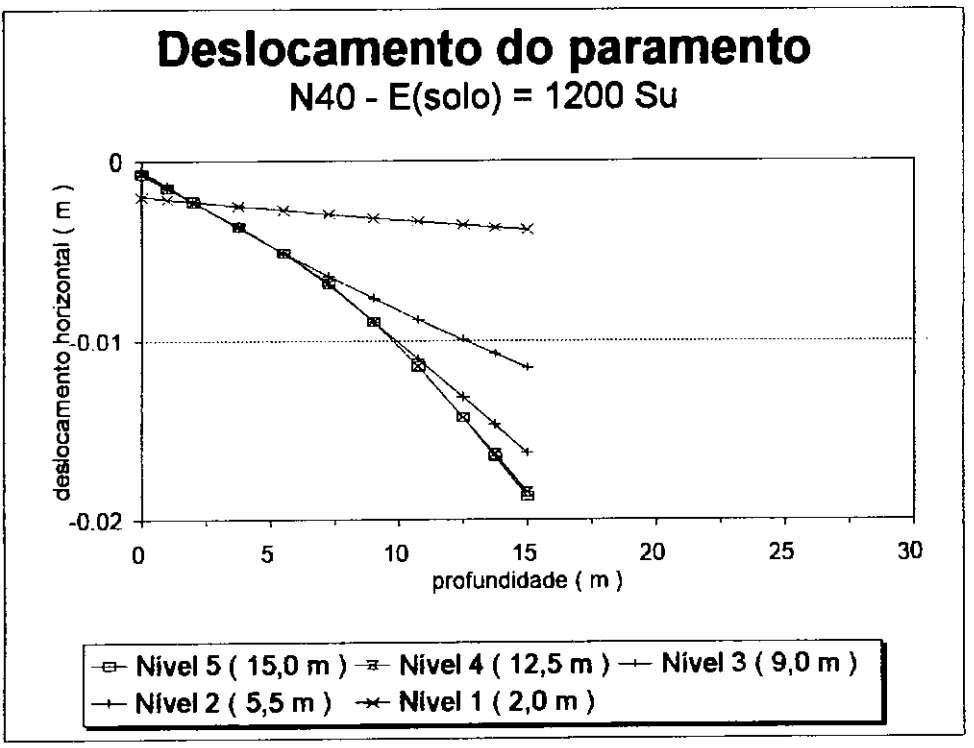


Figura (VII - 52)

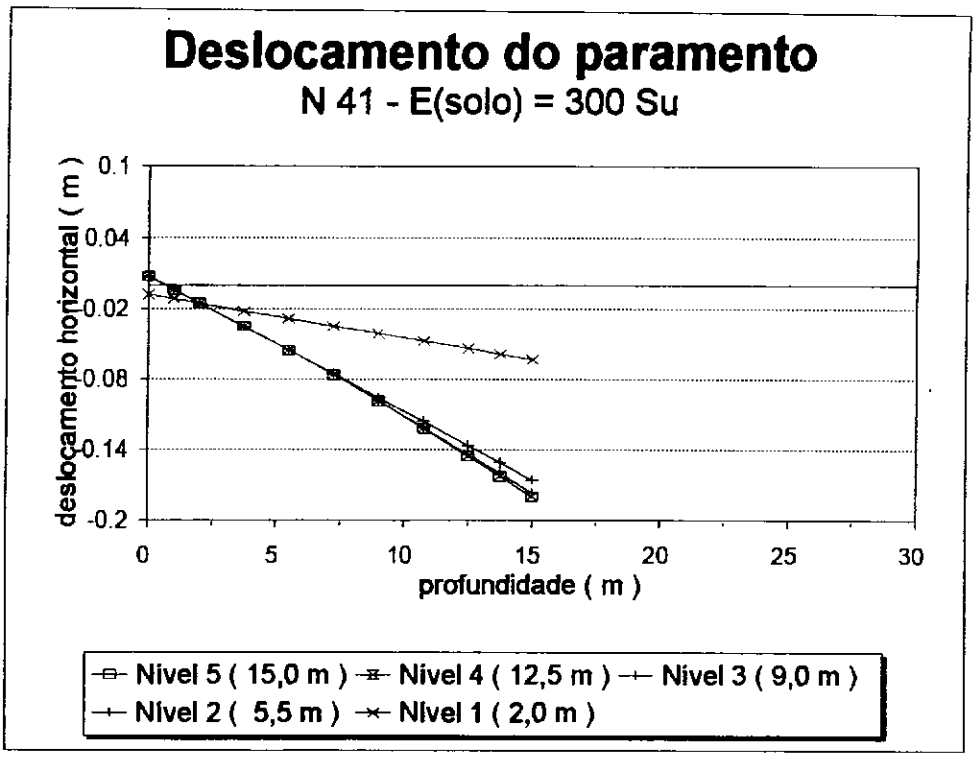


Figura (VII - 53)

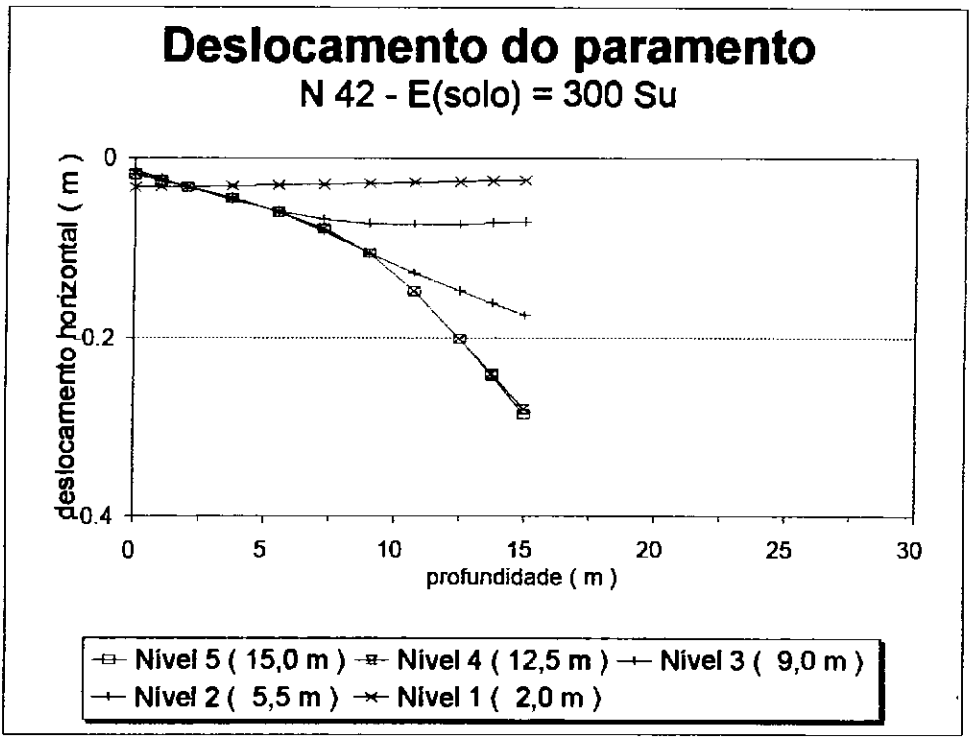


Figura (VII - 54)

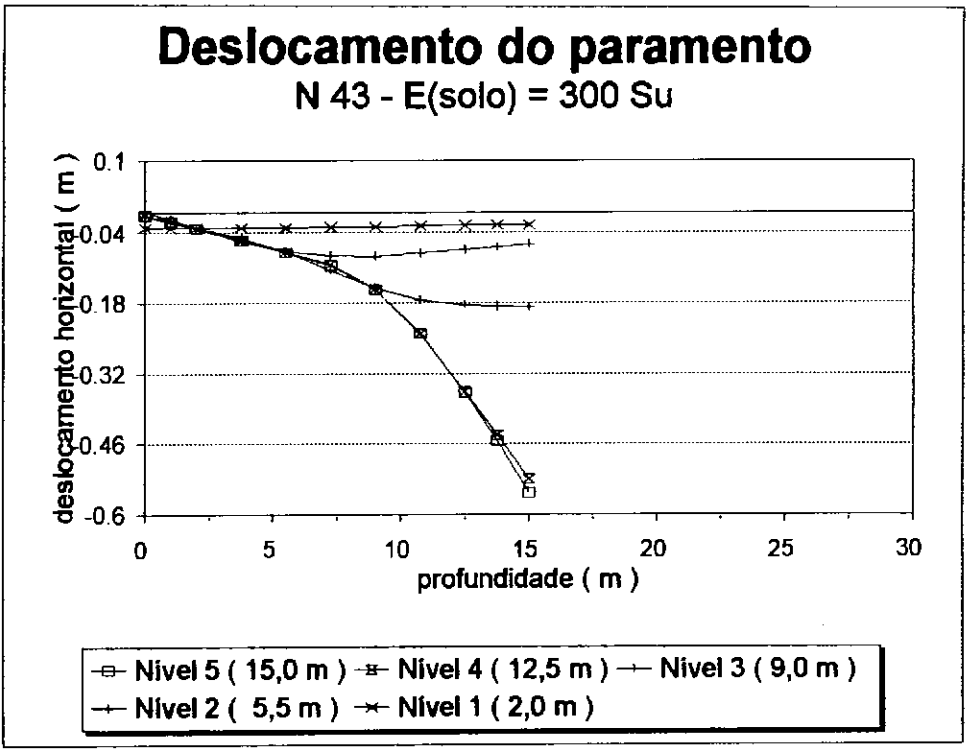


Figura (VII - 55)

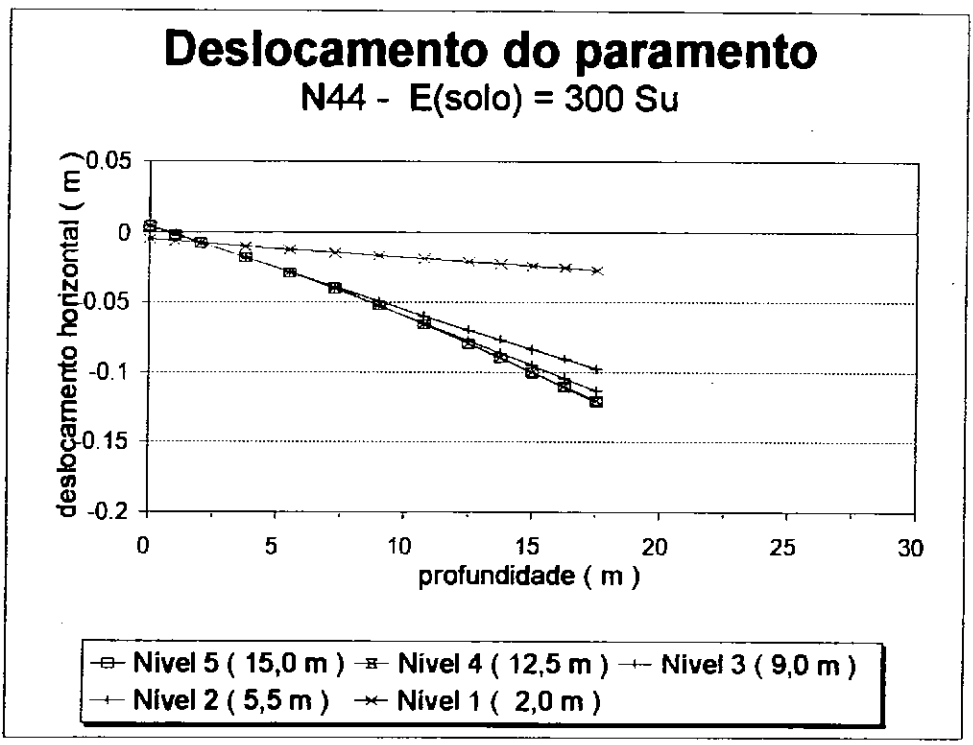


Figura (VII - 56)

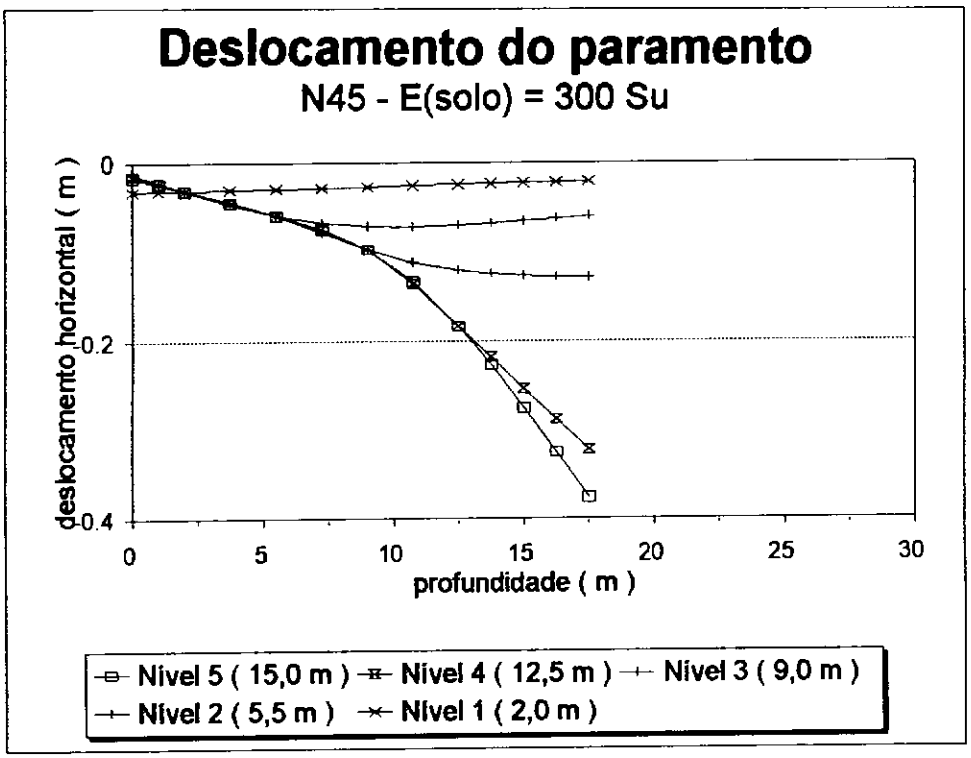


Figura (VII - 57)

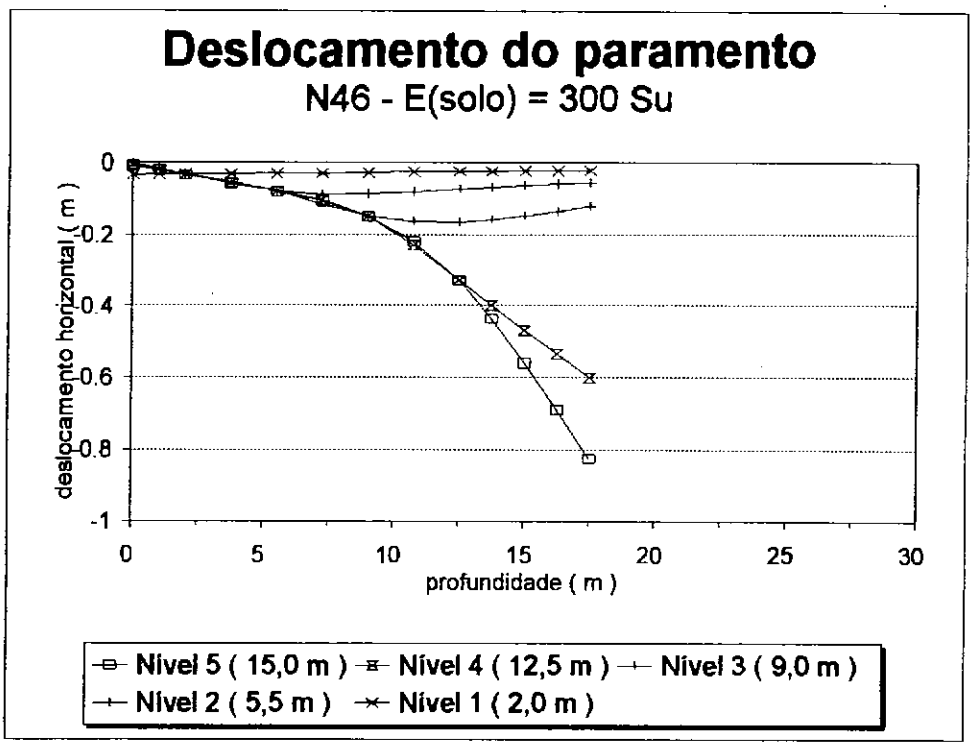


Figura (VII - 58)

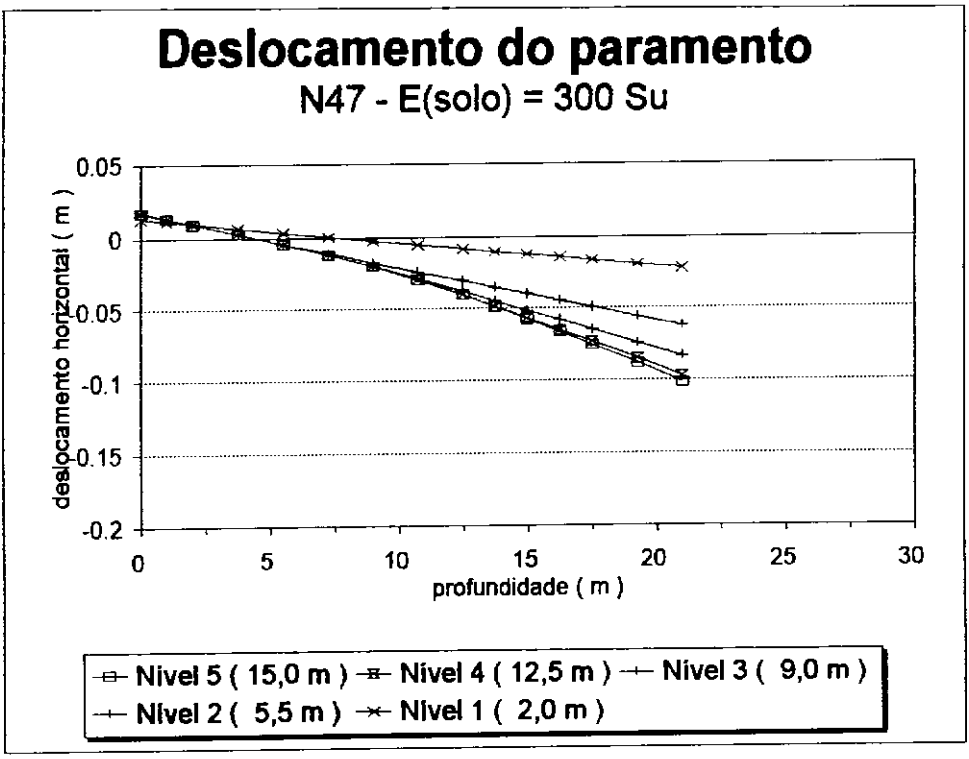


Figura (VII - 59)

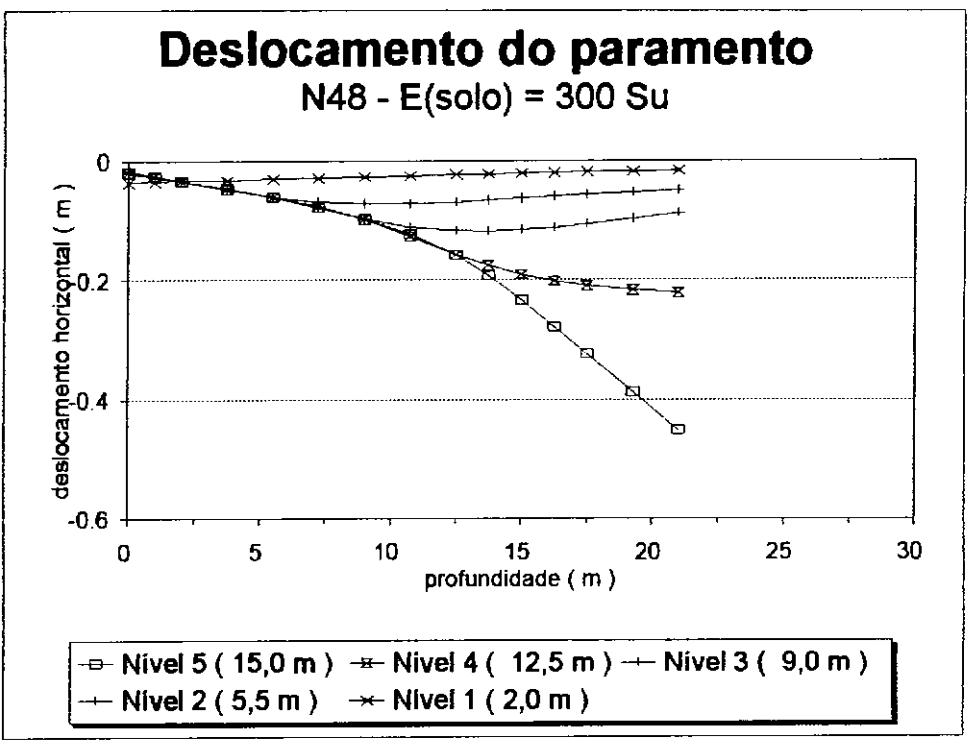


Figura (VII - 60)

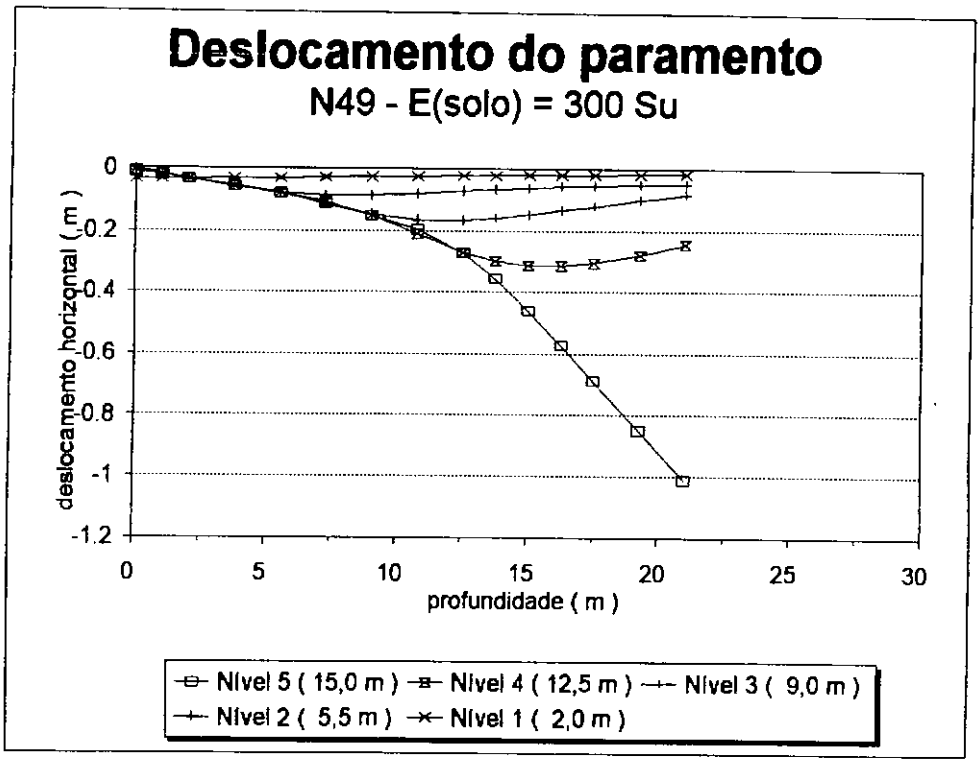


Figura (VII - 61)

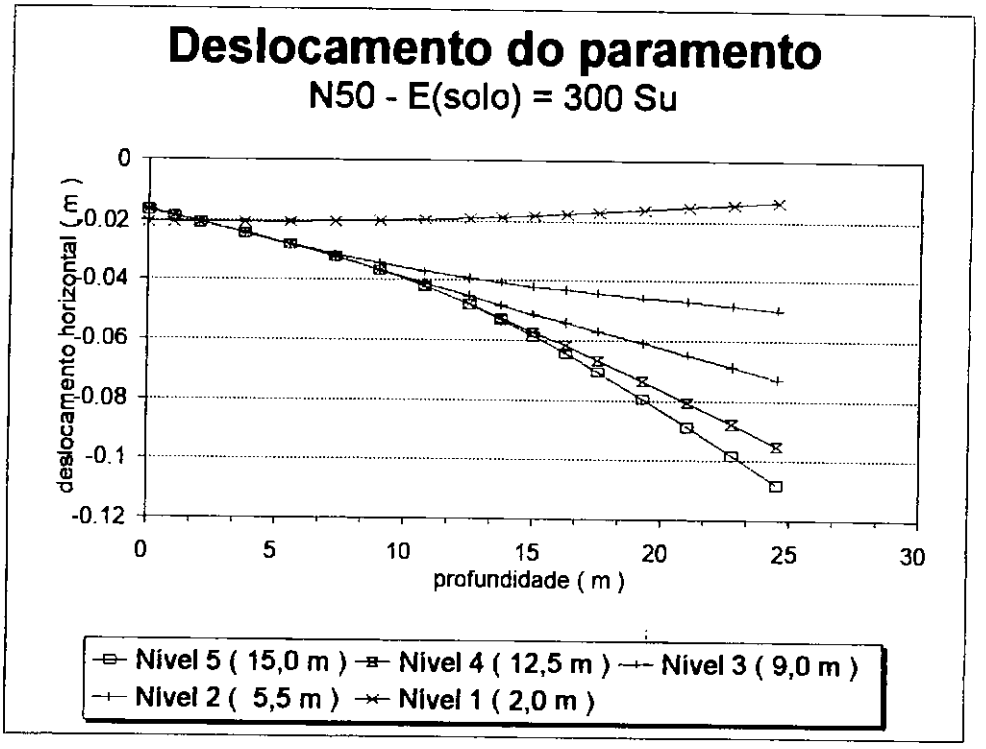


Figura (VII - 62)

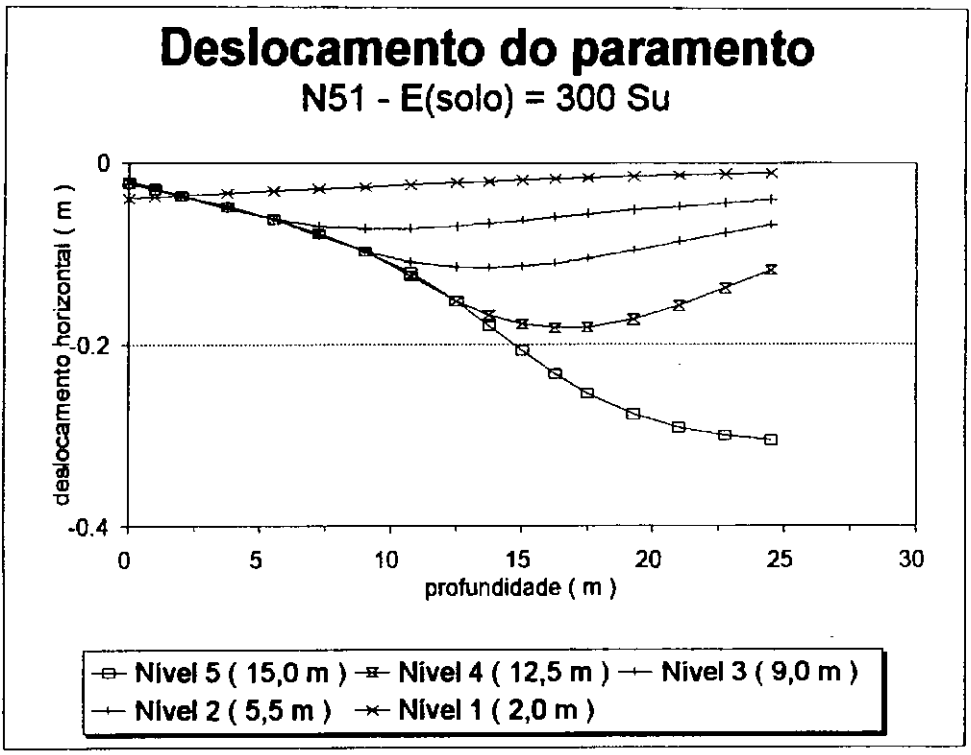


Figura (VII - 63)

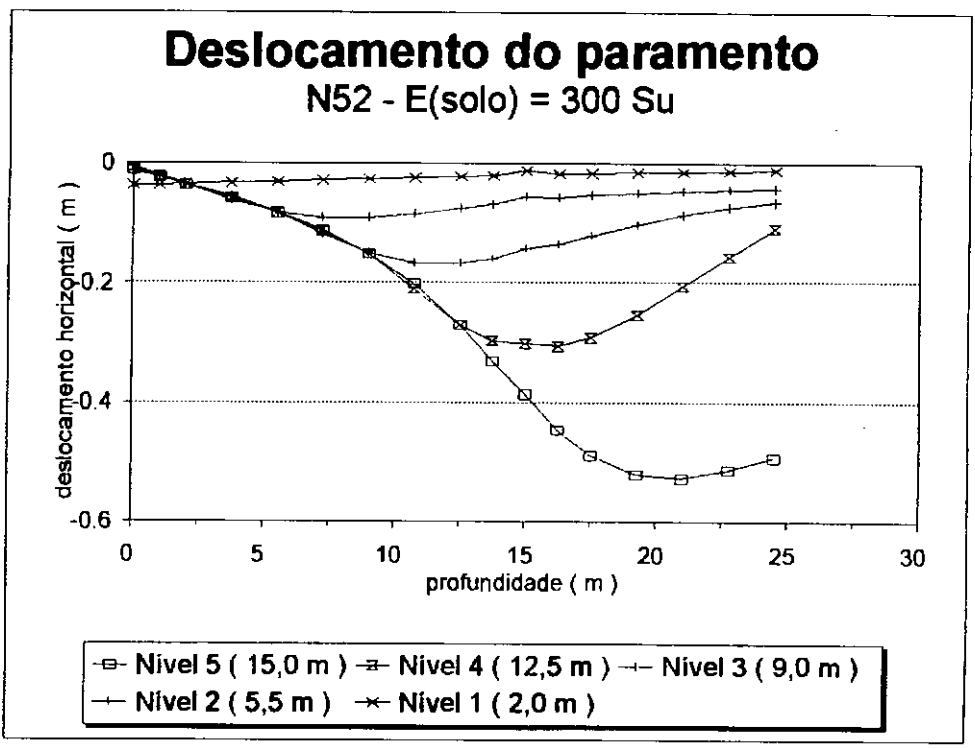


Figura (VII - 64)

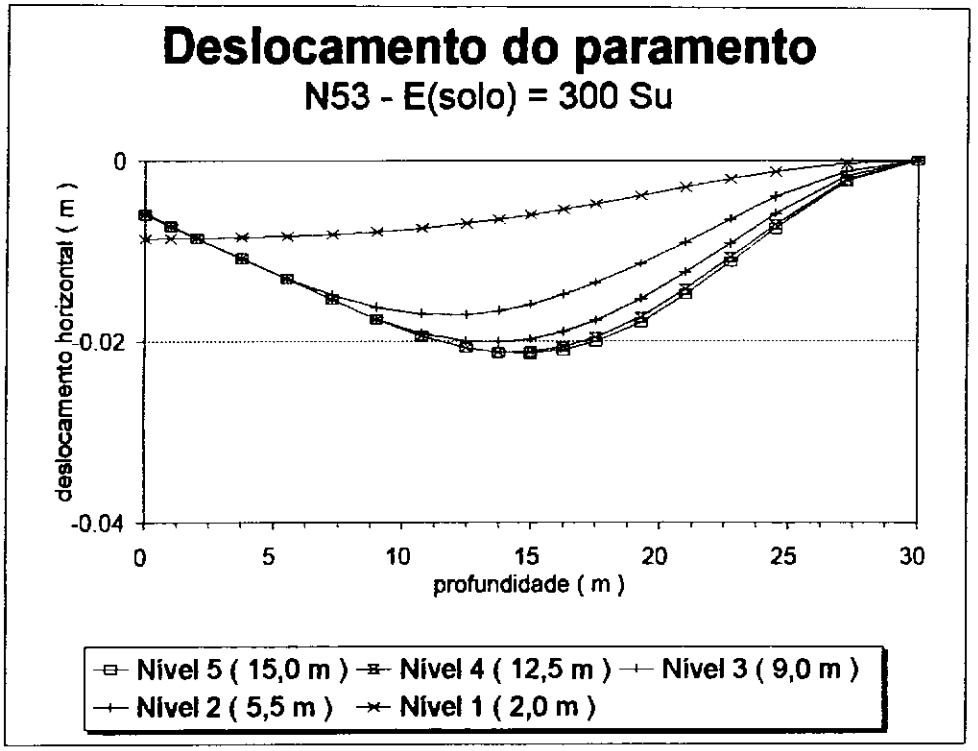


Figura (VII - 65)

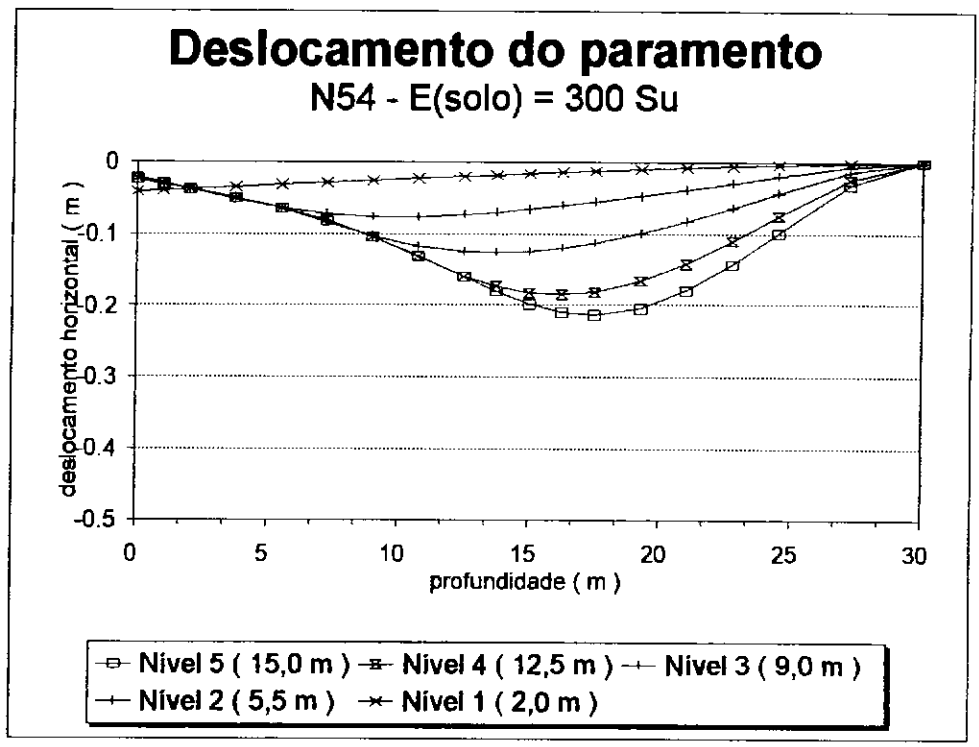


Figura (VII - 66)

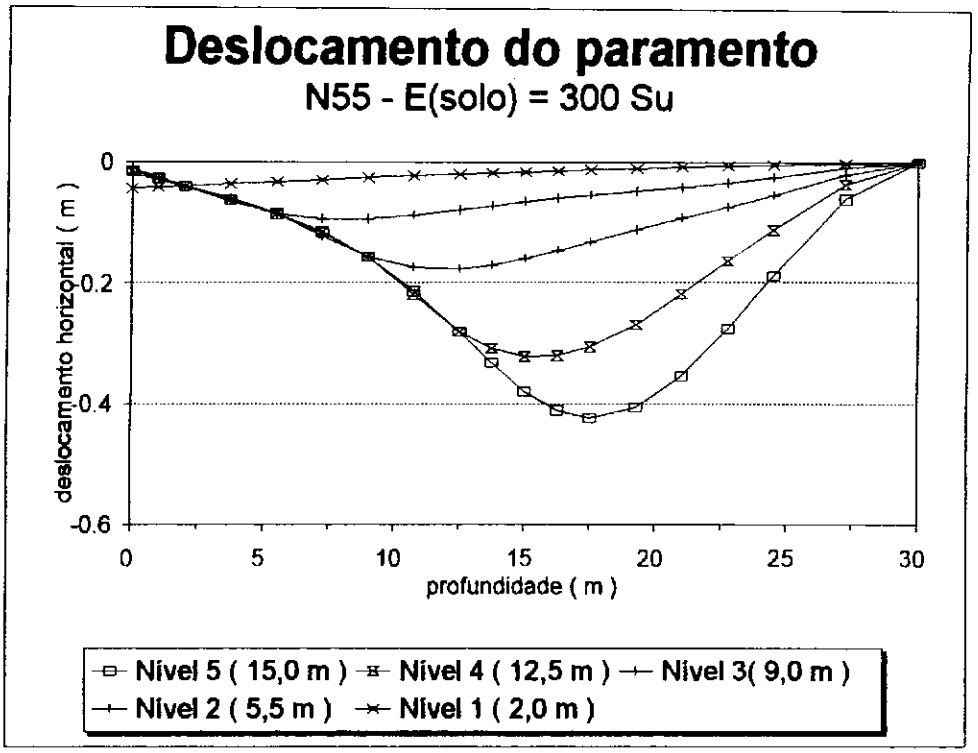


Figura (VII - 67)

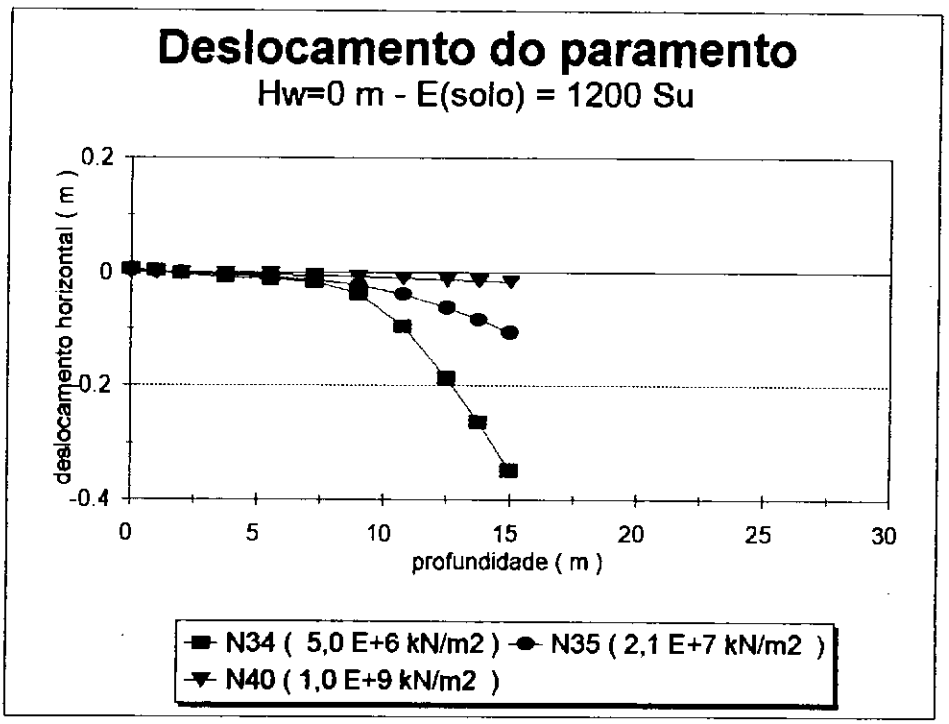


Figura (VII - 68)

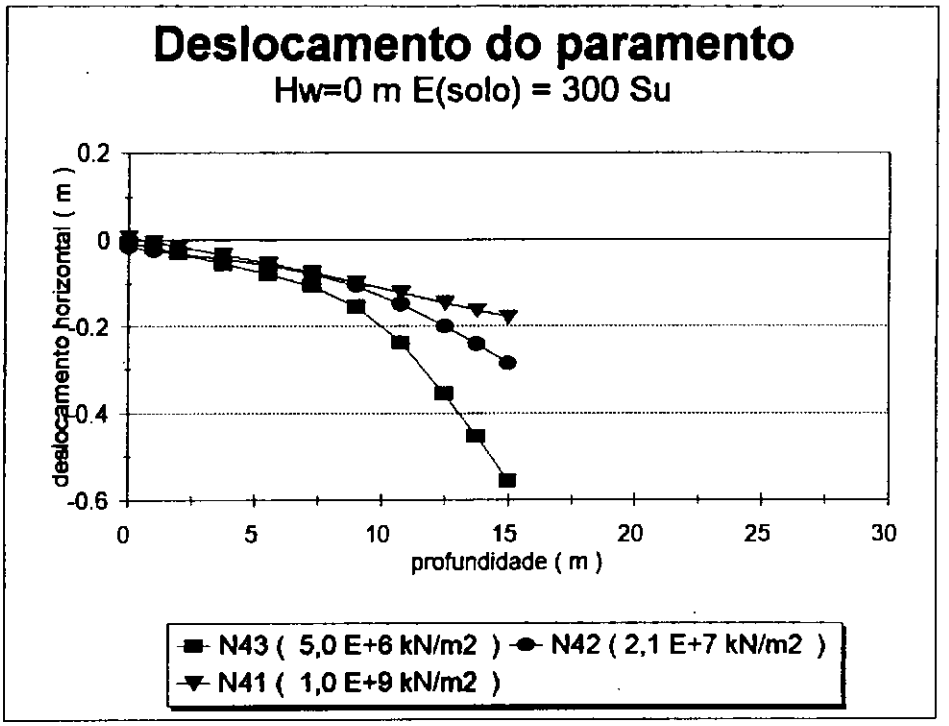


Figura (VII - 69)

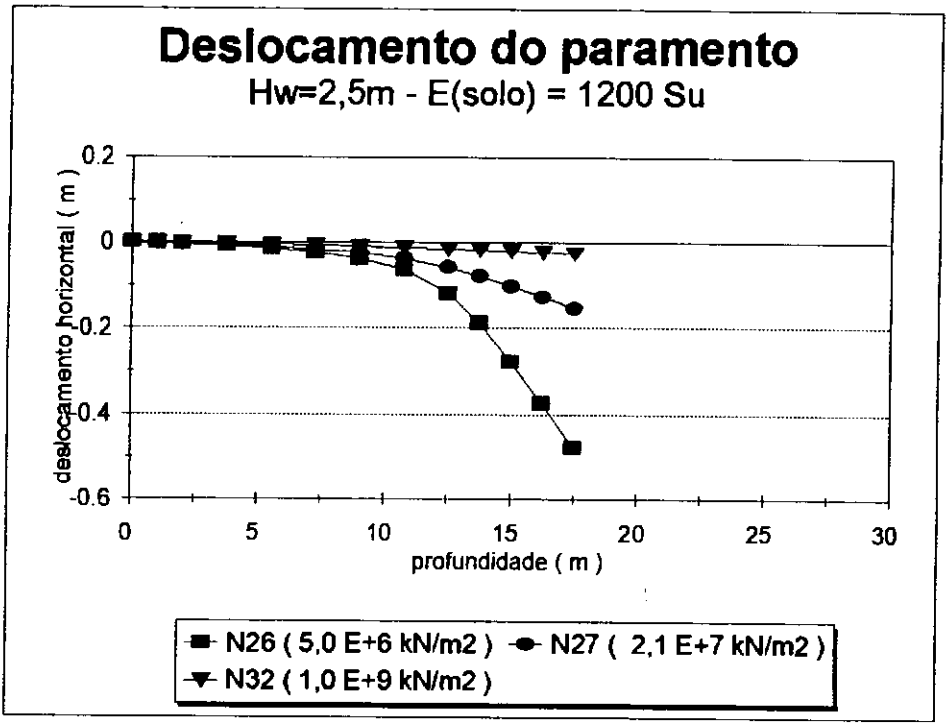


Figura (VII - 70)

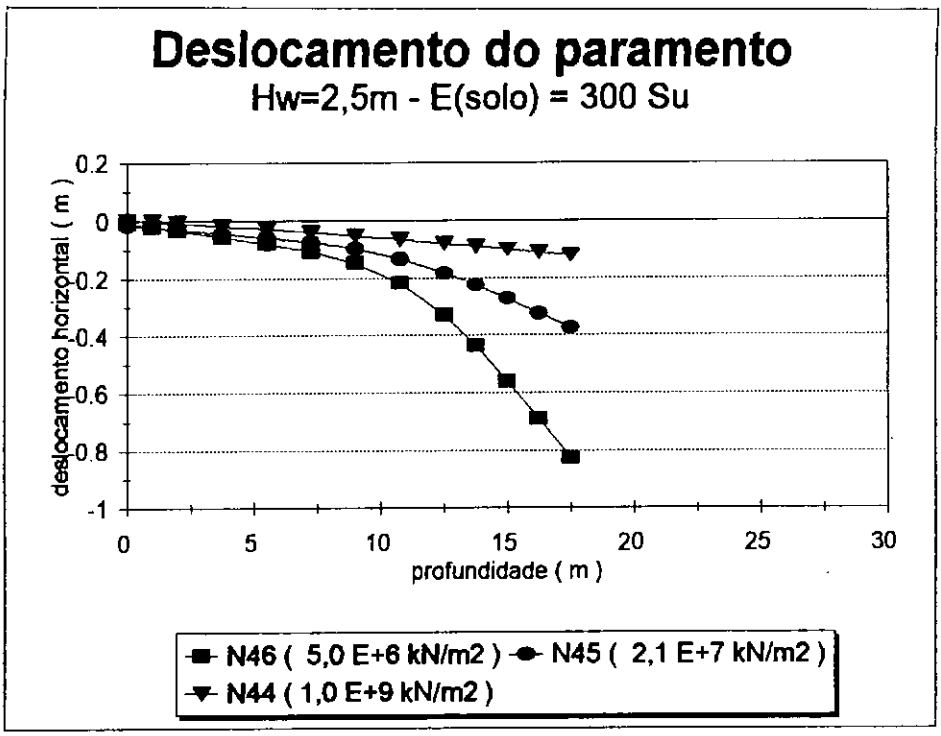


Figura (VII - 71)

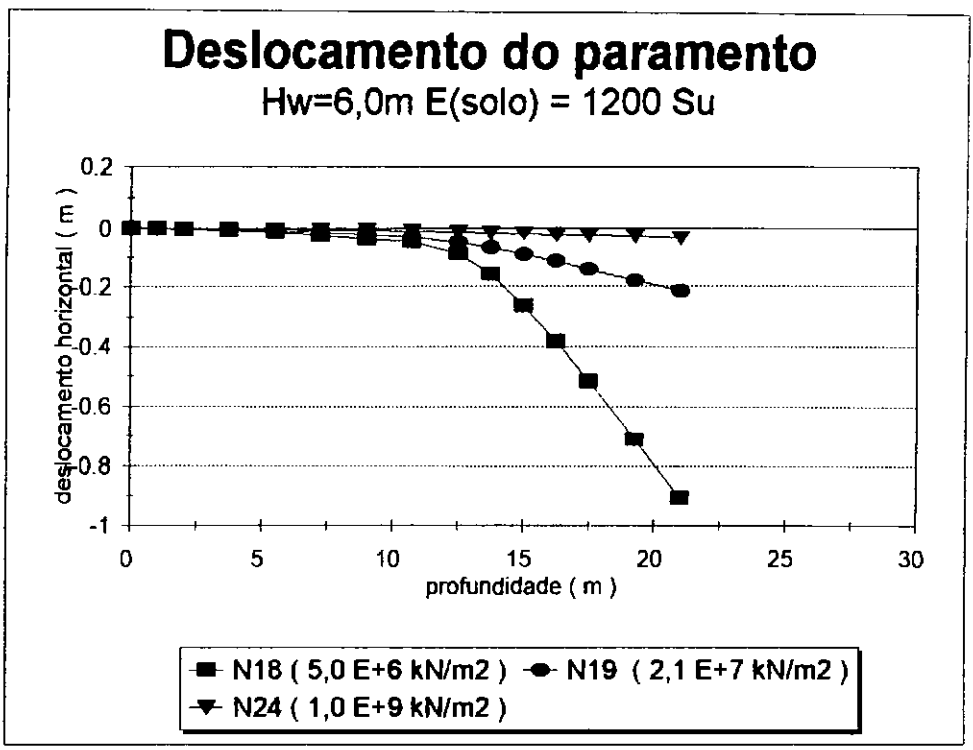


Figura (VII - 72)

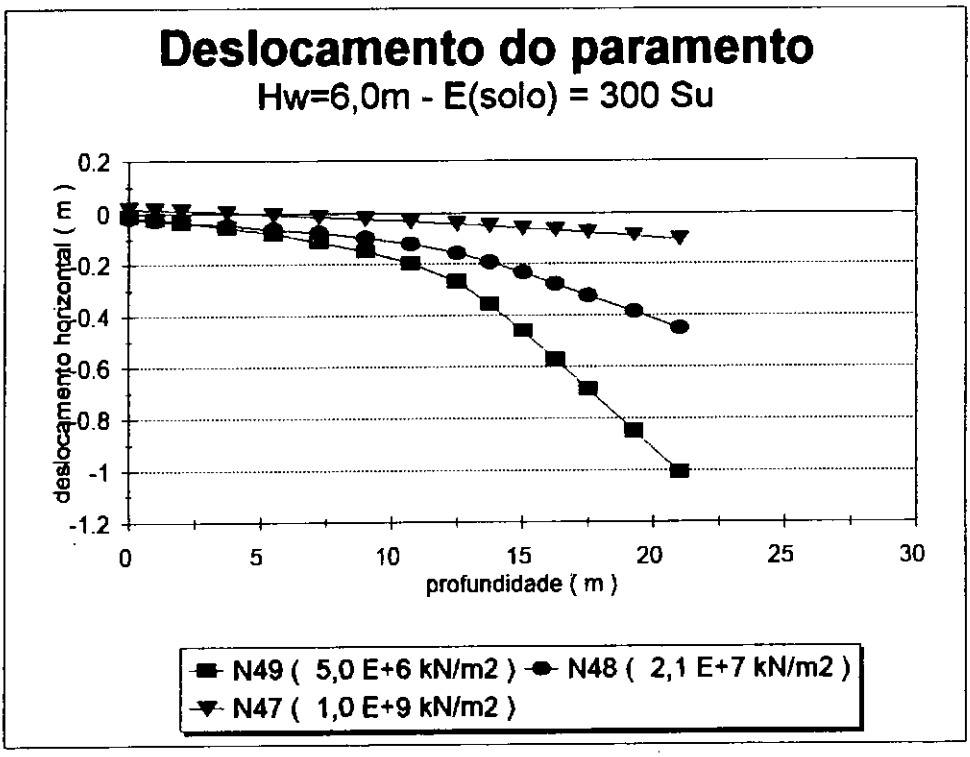


Figura (VII - 73)

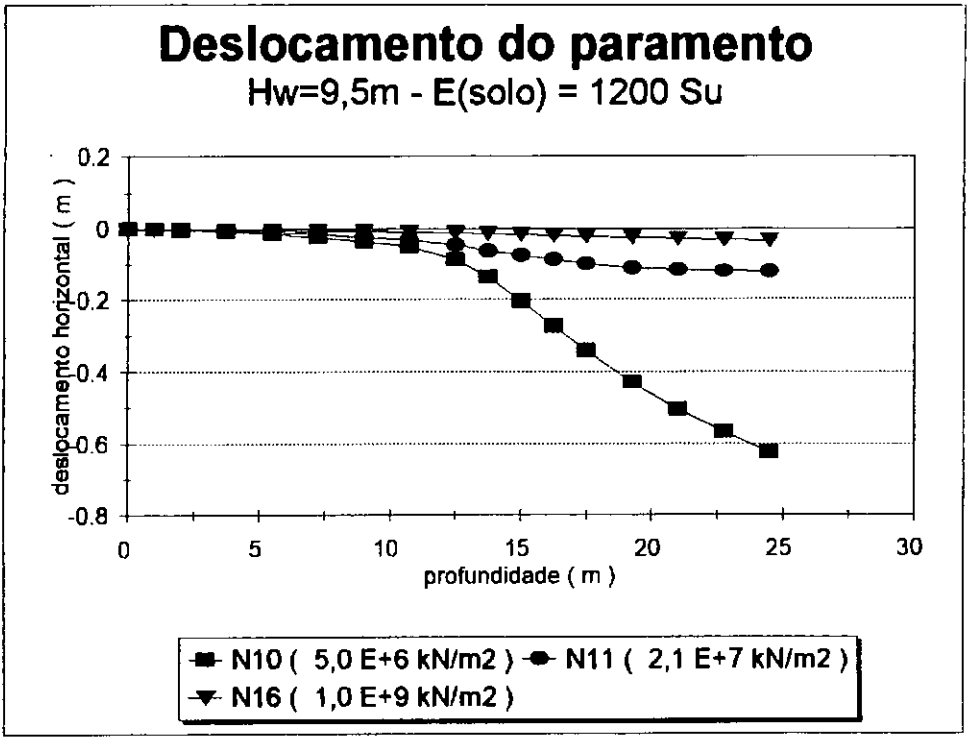


Figura (VII - 74)

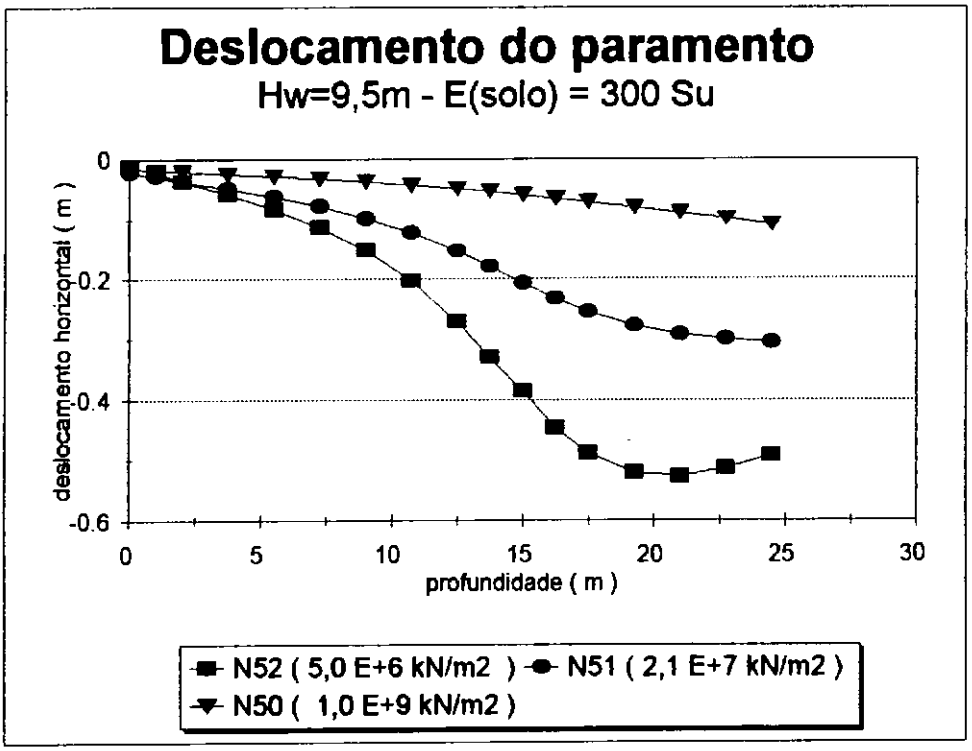


Figura (VII - 75)

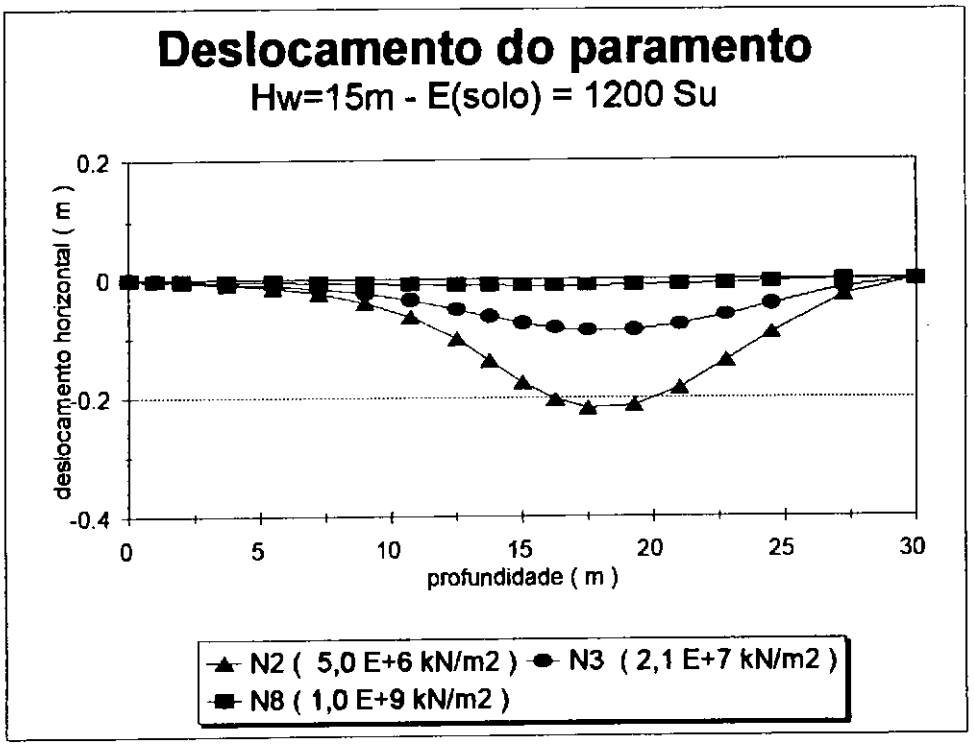


Figura (VII - 76)

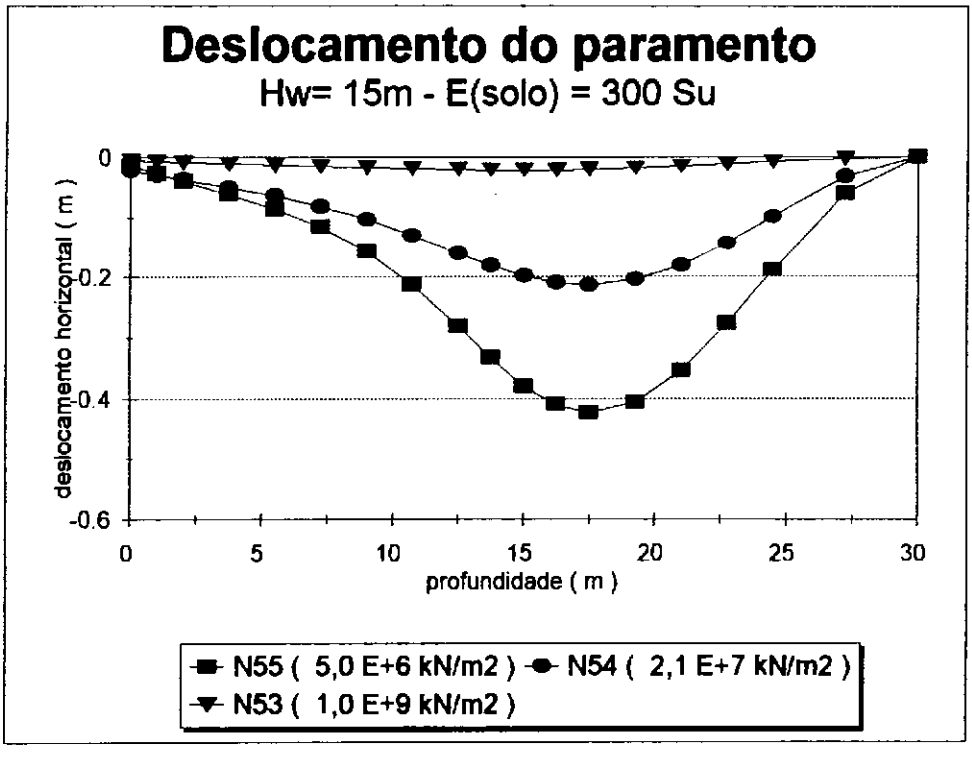


Figura (VII - 77)

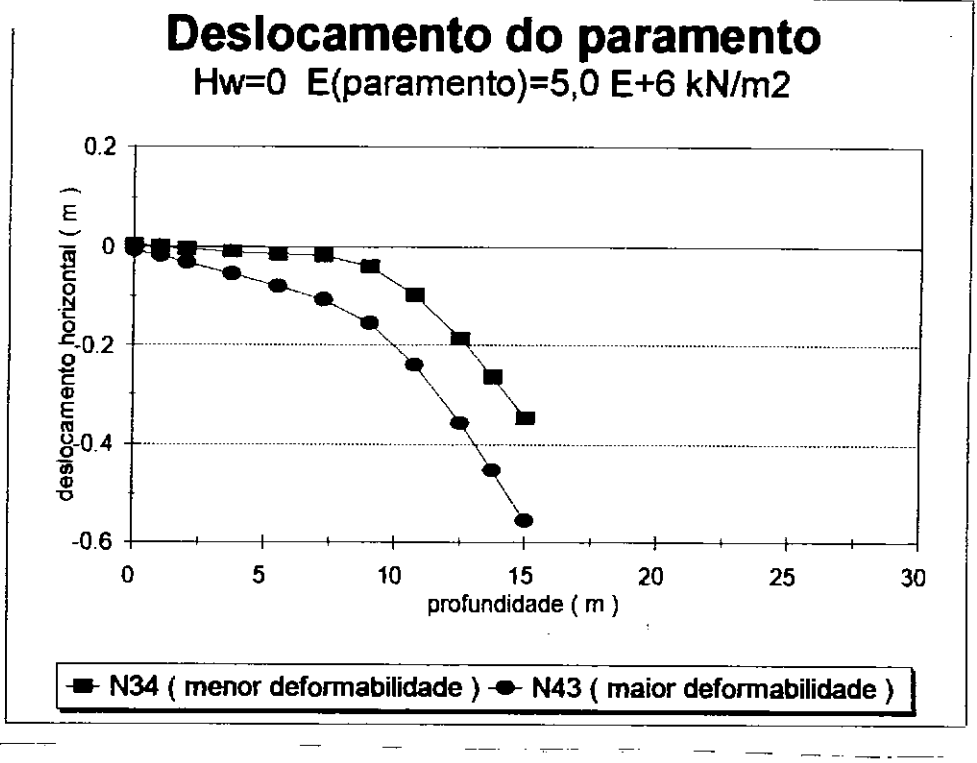


Figura (VII - 78)

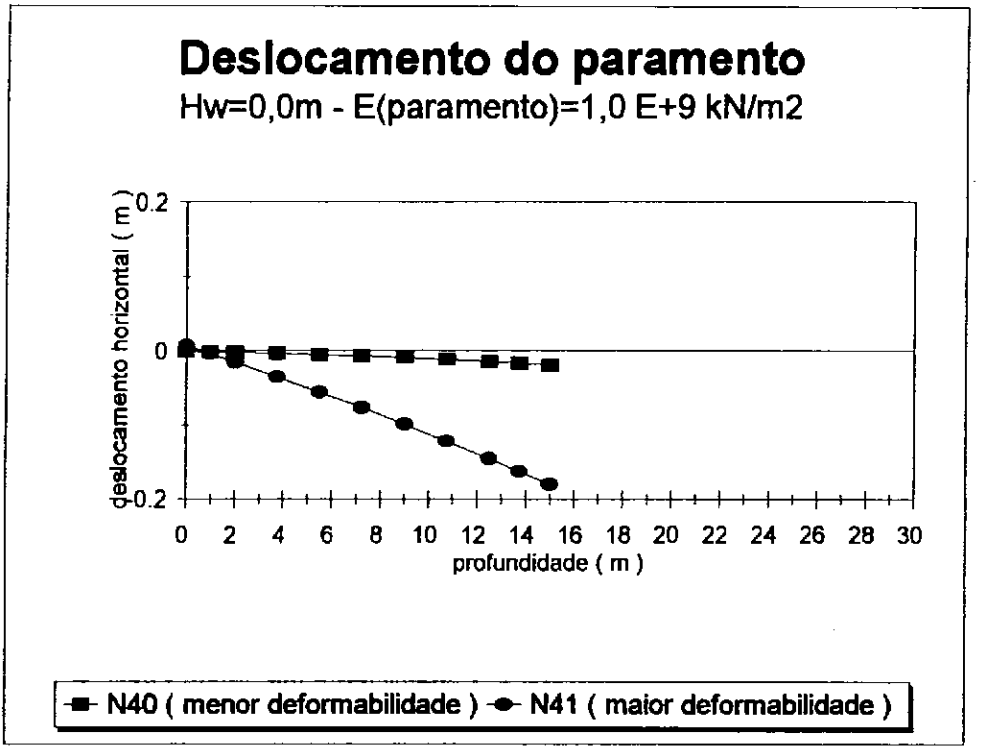


Figura (VII - 79)

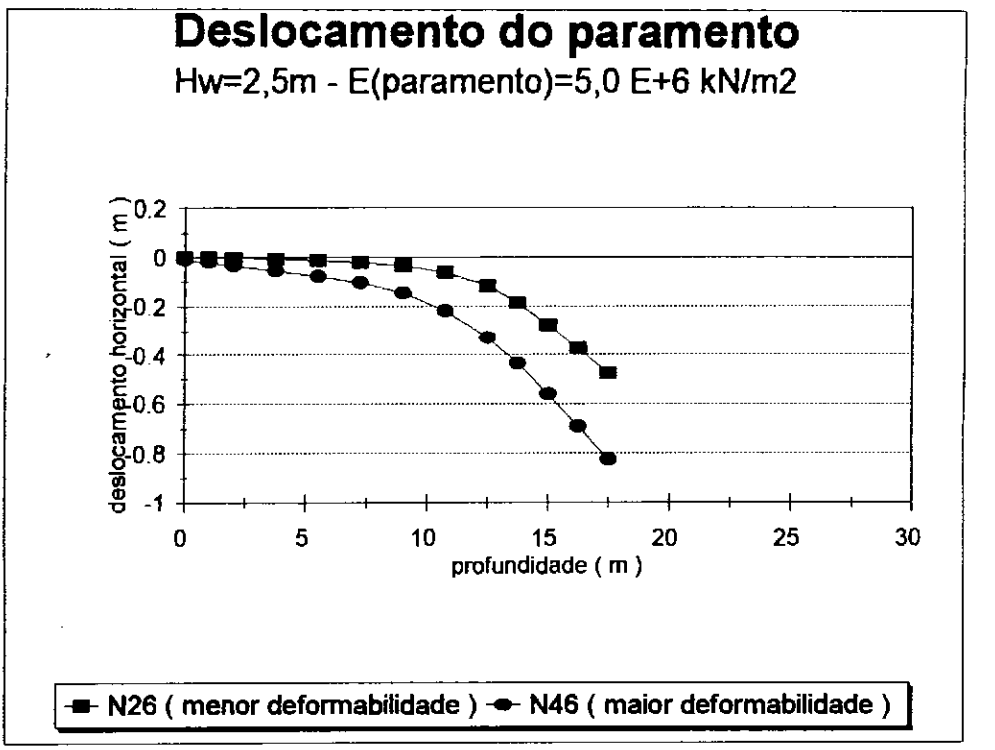


Figura (VII - 80)

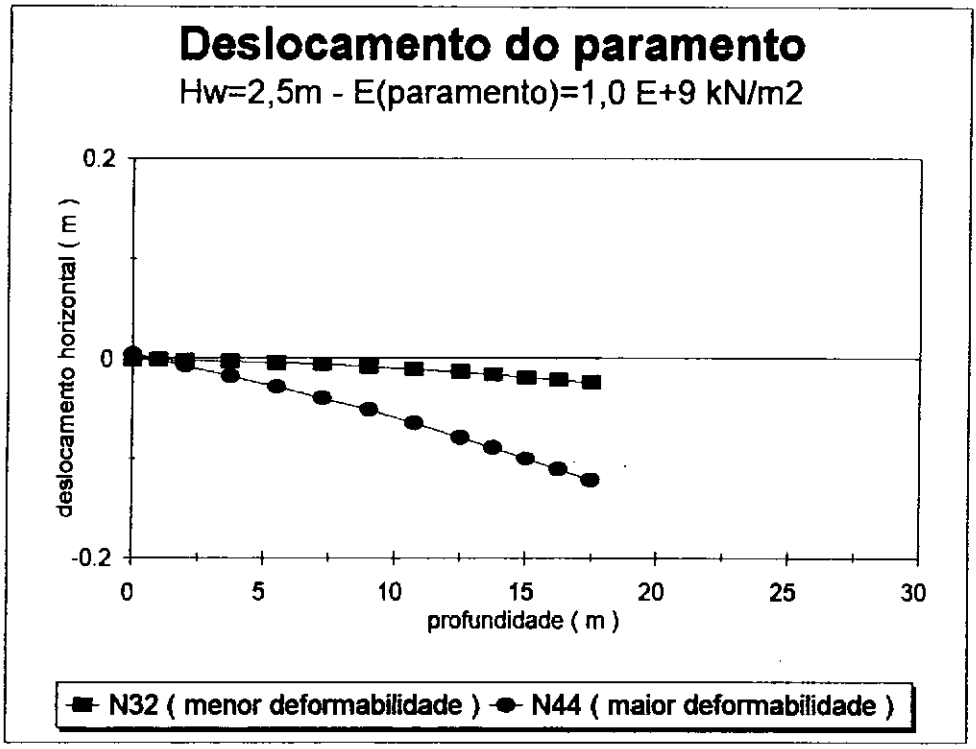


Figura (VII - 81)

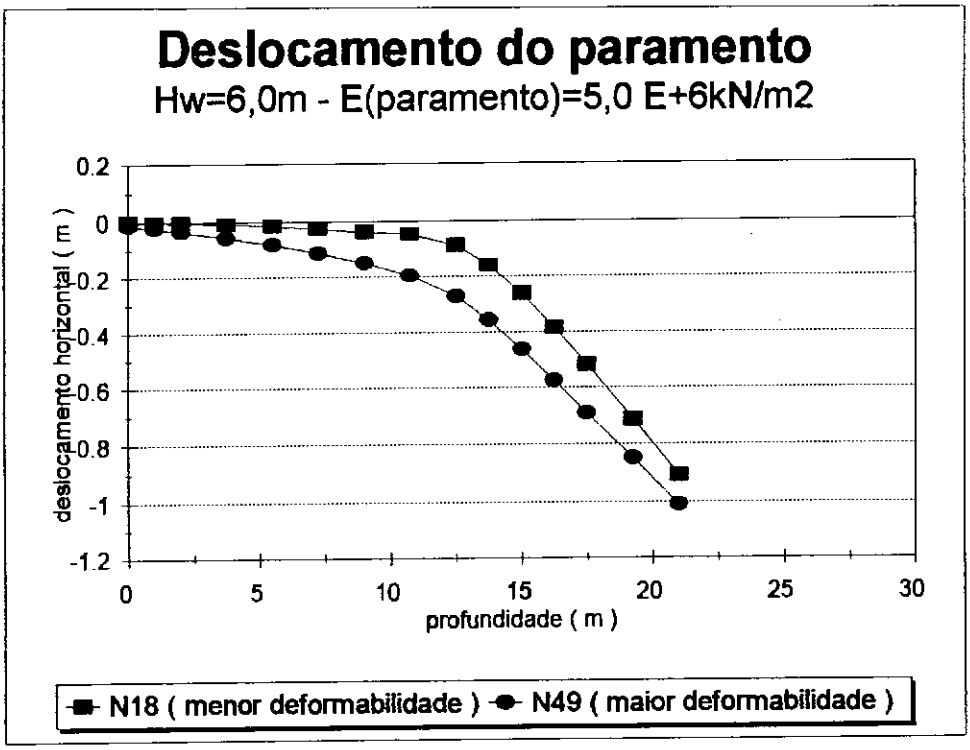


Figura (VII - 82)

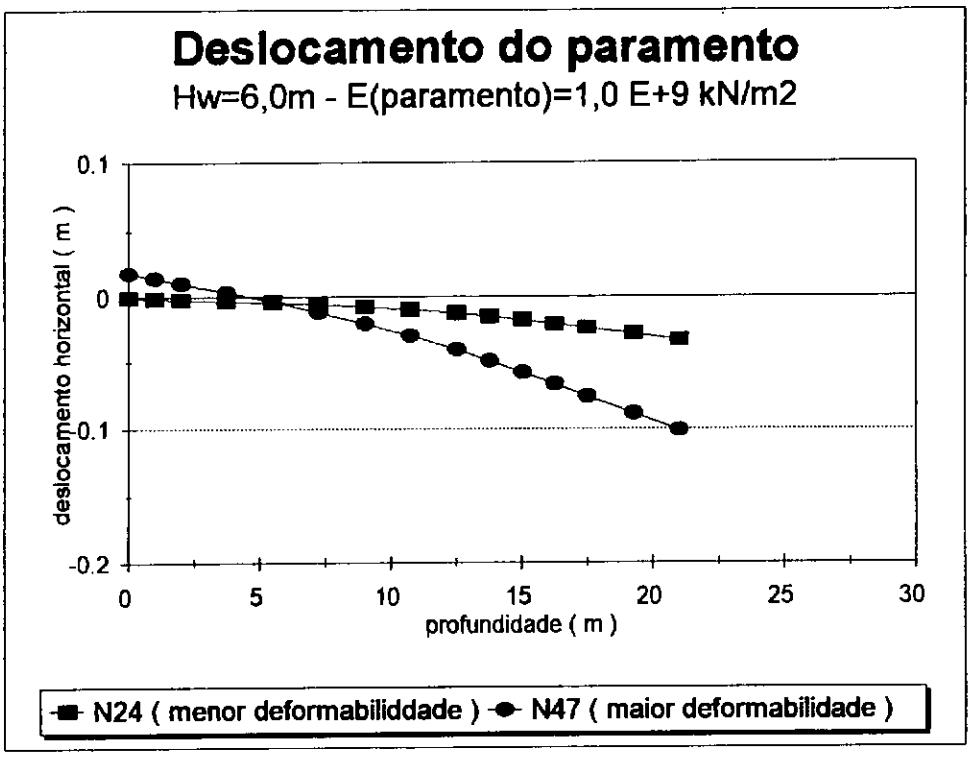


Figura (VII - 83)

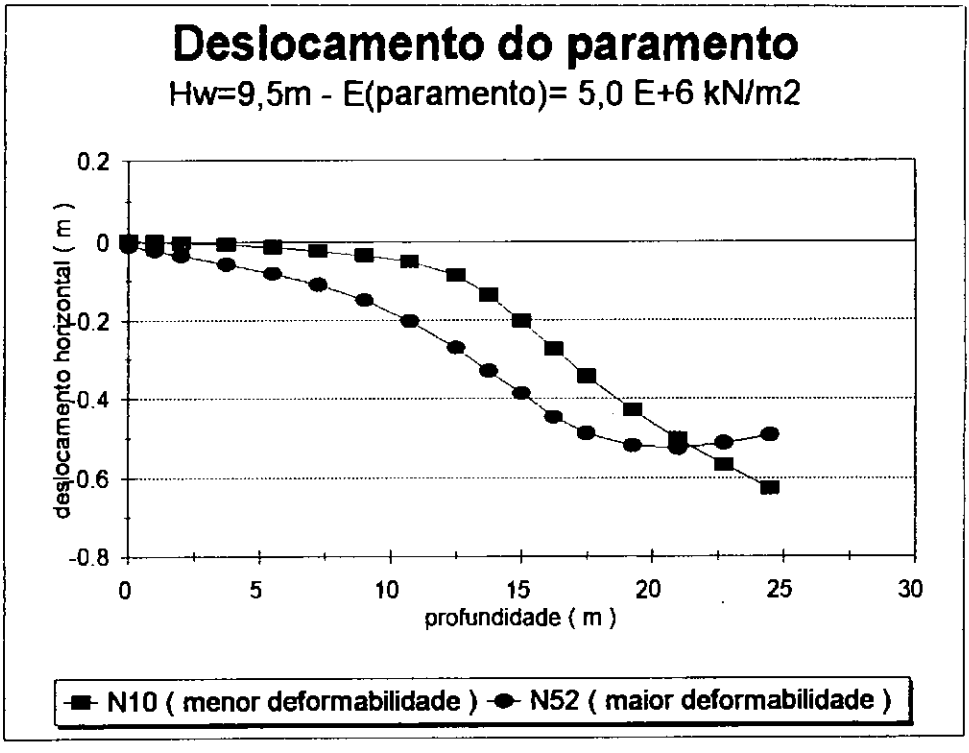


Figura (VII - 84)

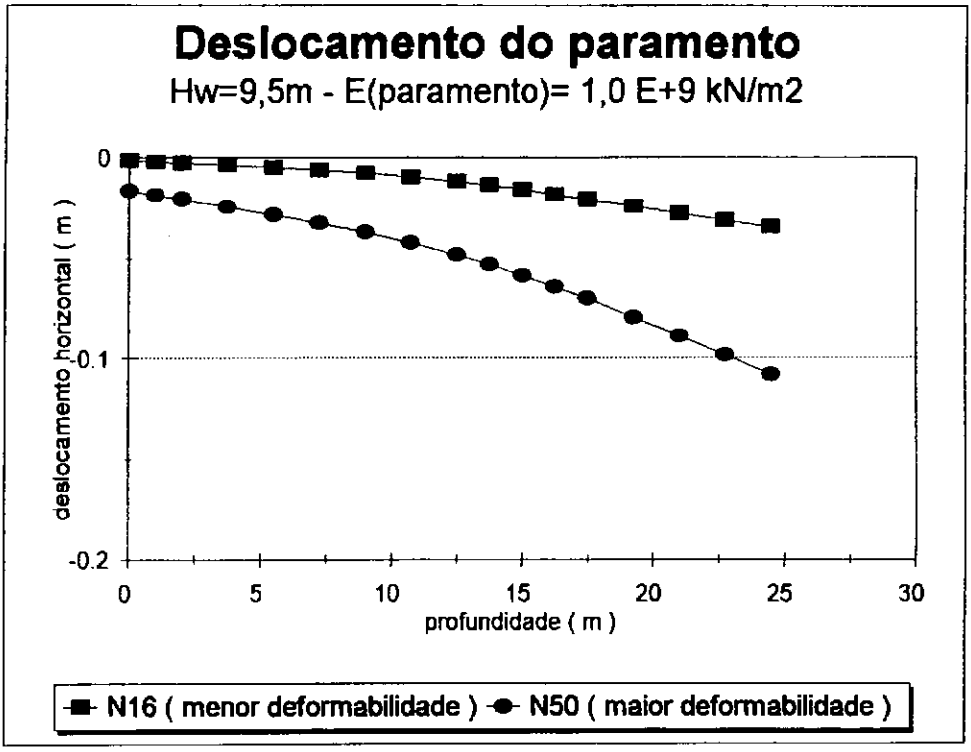


Figura (VII - 85)

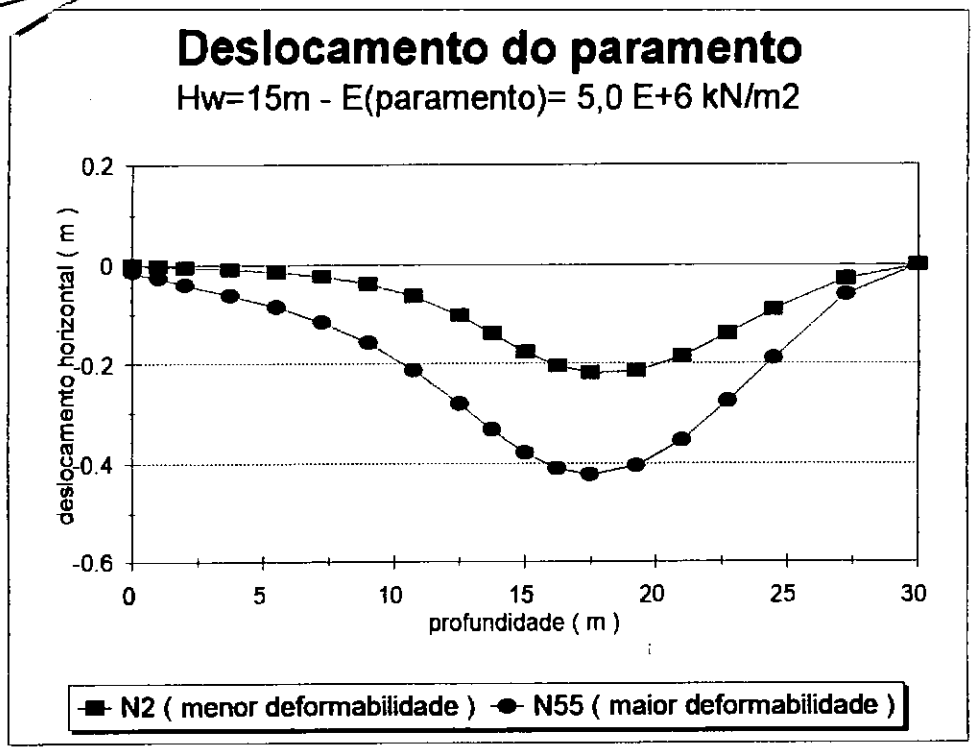


Figura (VII - 86)

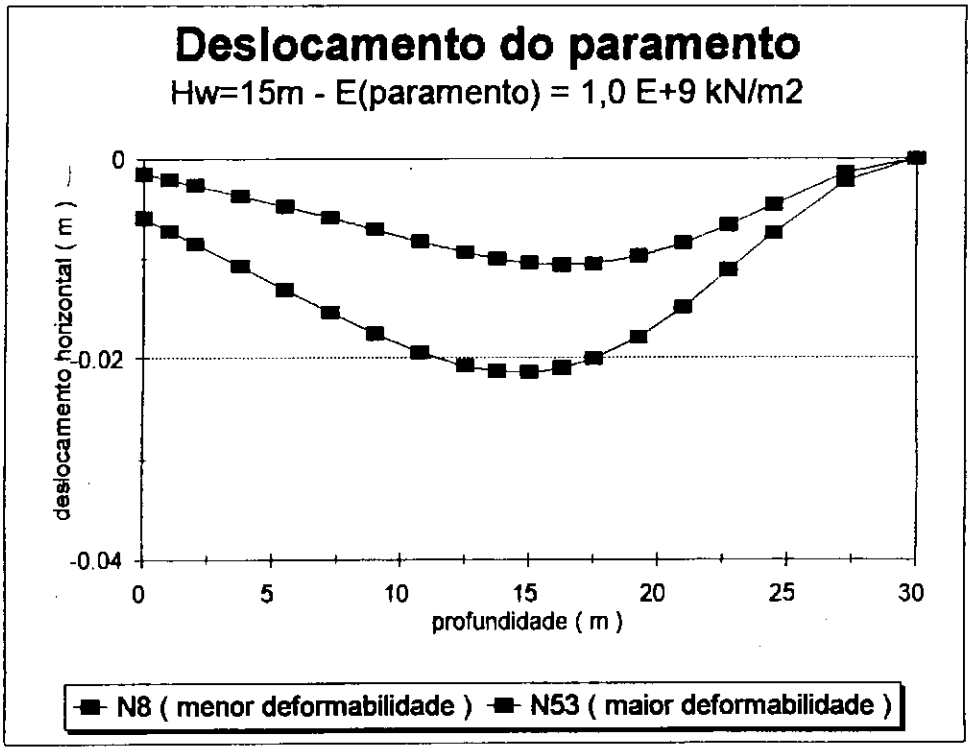


Figura (VII - 87)

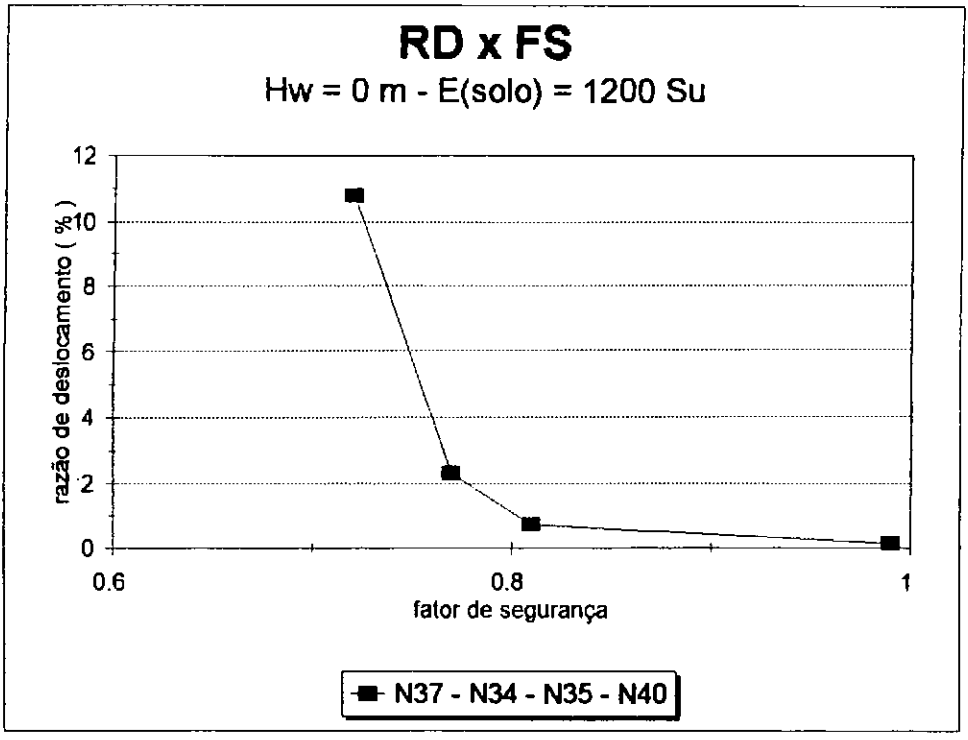


Figura (VII - 88)

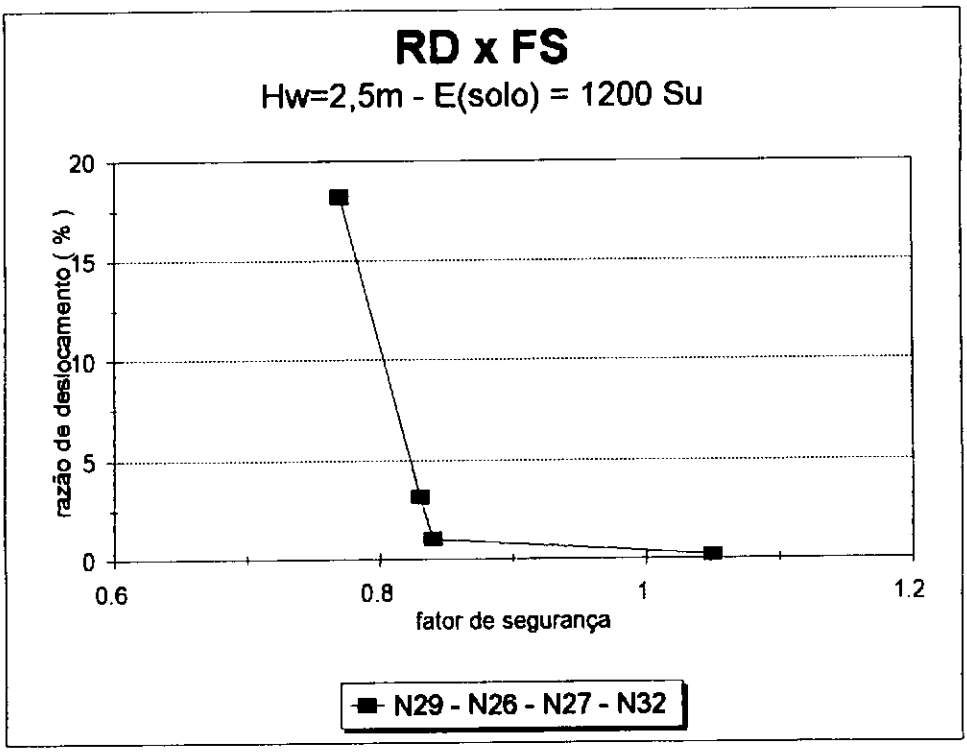


Figura (VII - 89)

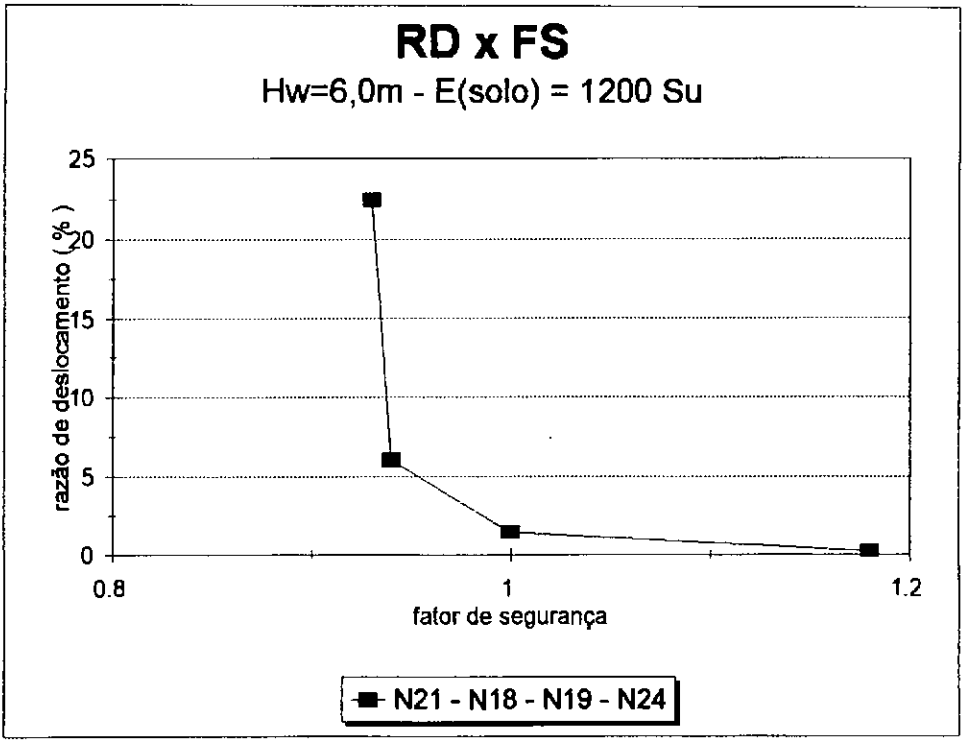


Figura (VII - 90)

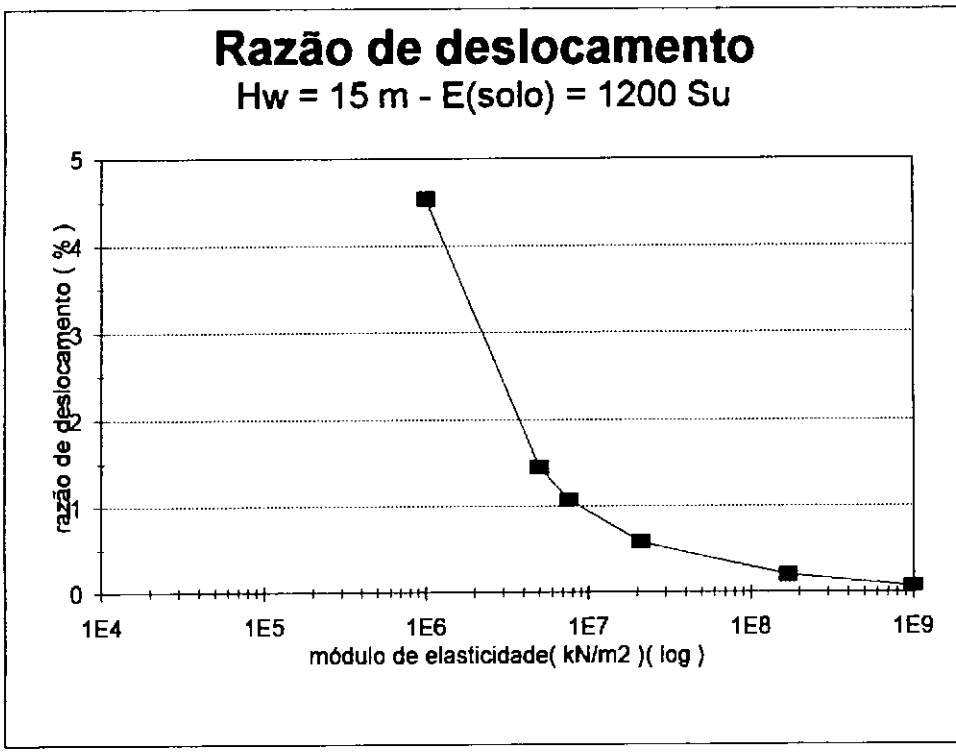


Figura (VII - 91)

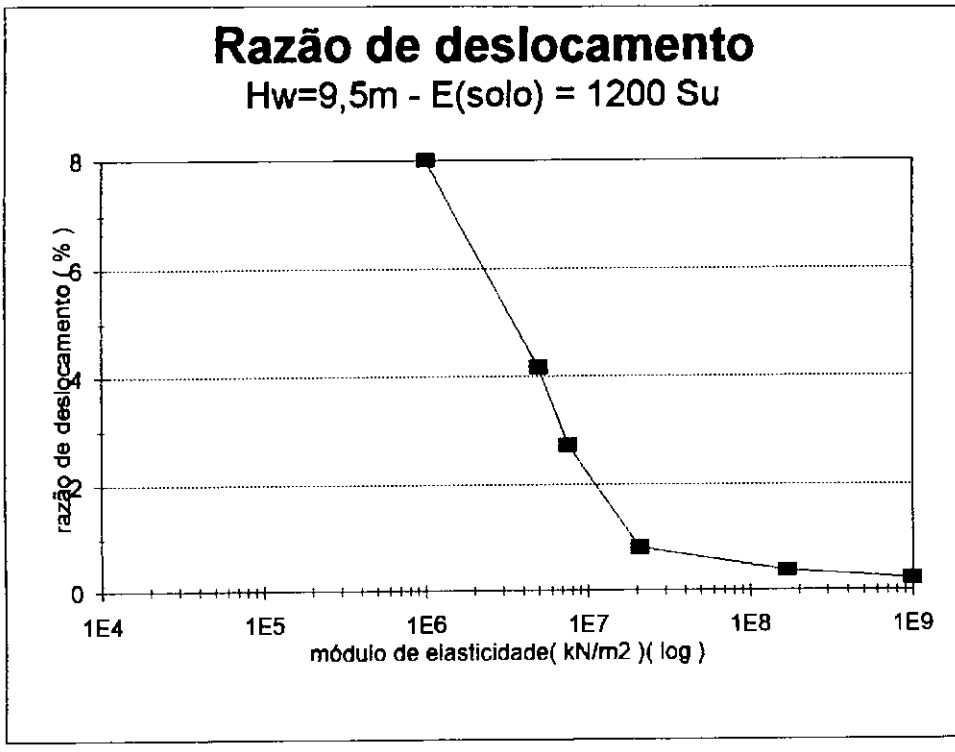


Figura (VII - 92)

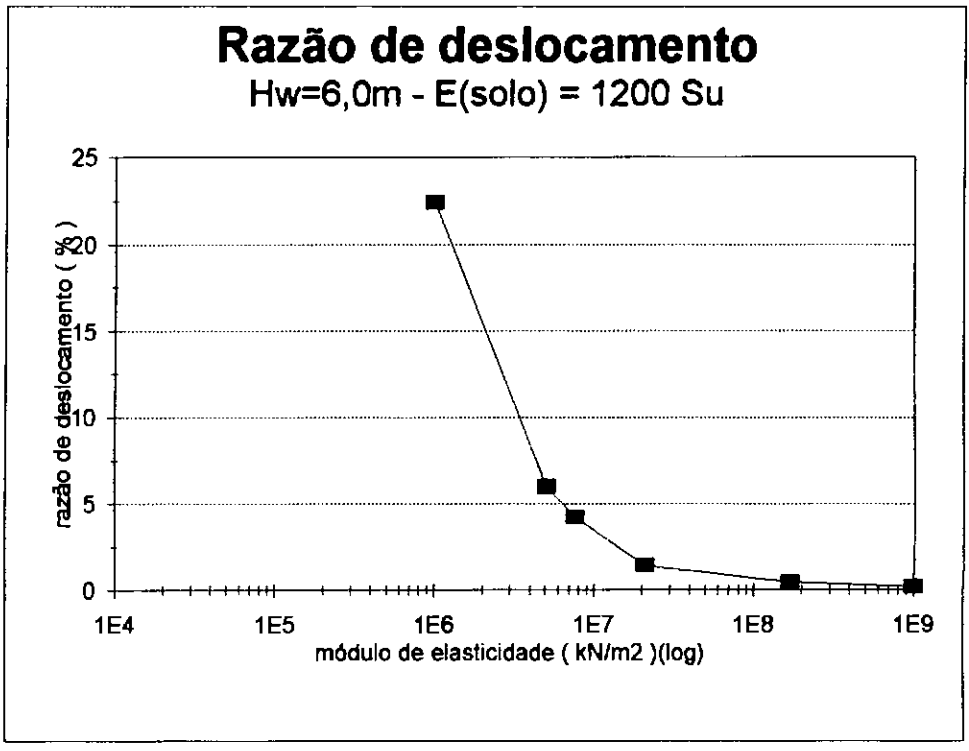


Figura (VII - 93)

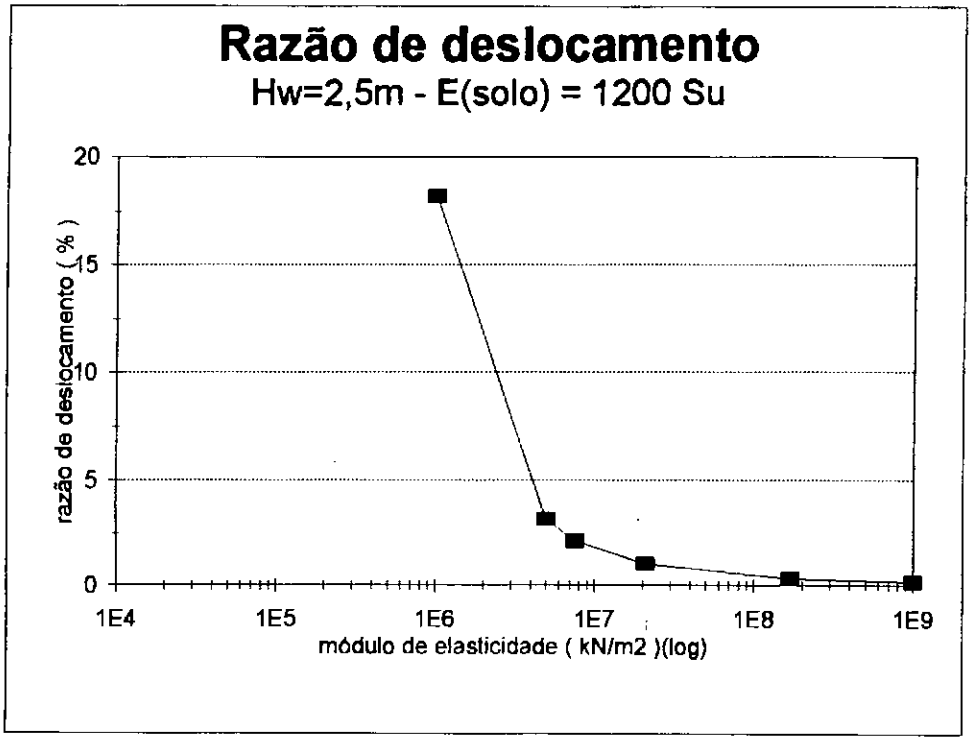


Figura (VII - 94)

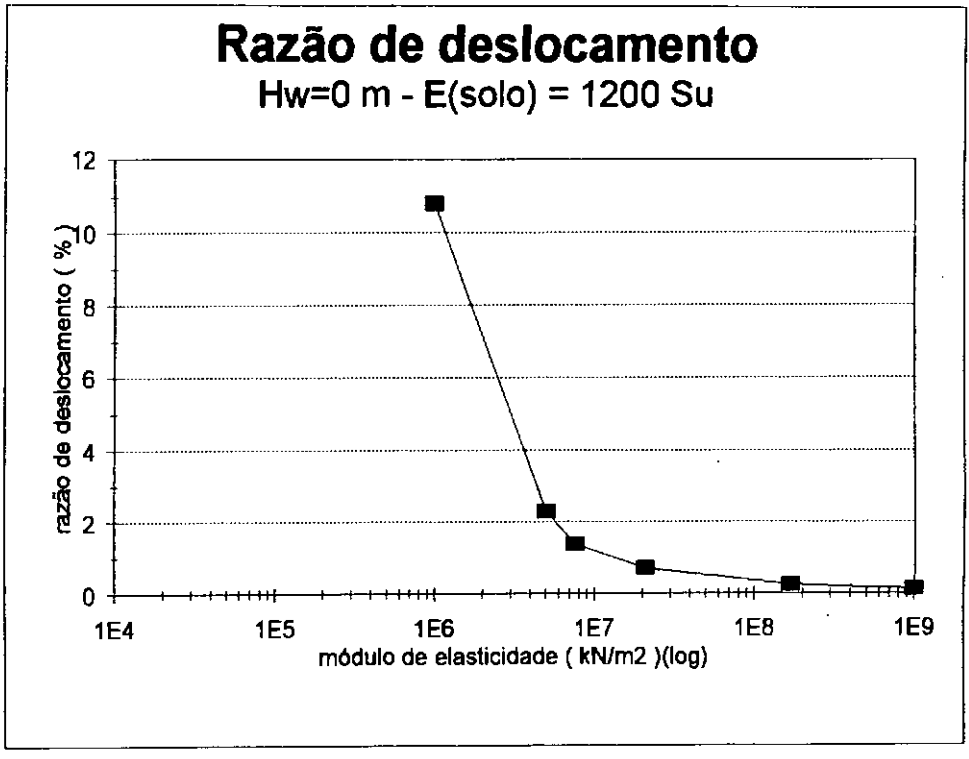


Figura (VII - 95)

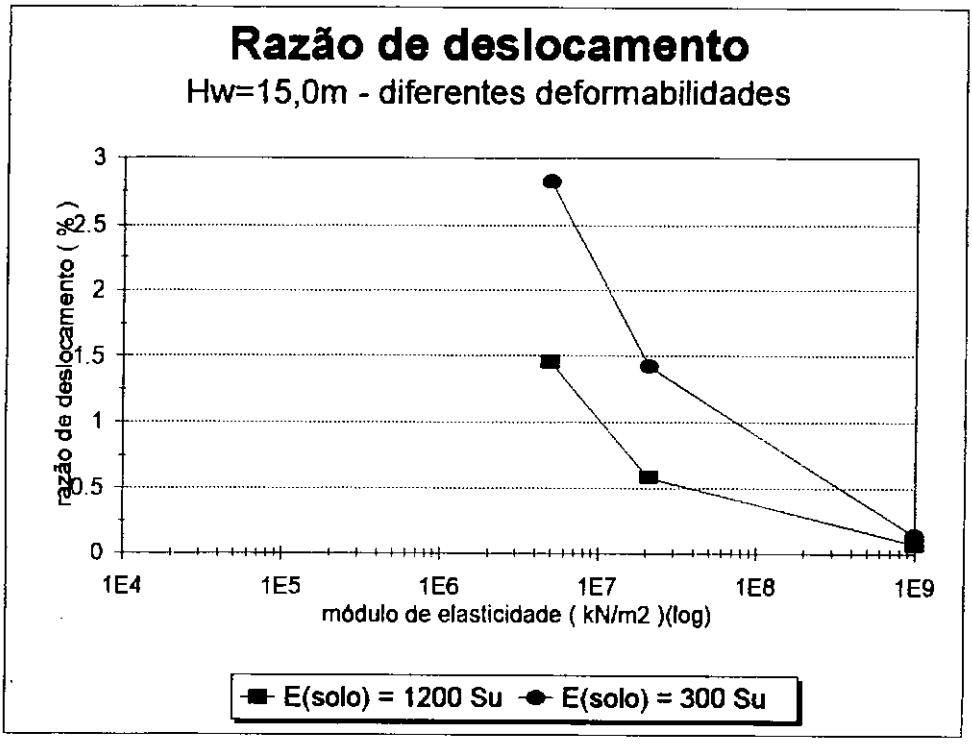


Figura (VII - 96)

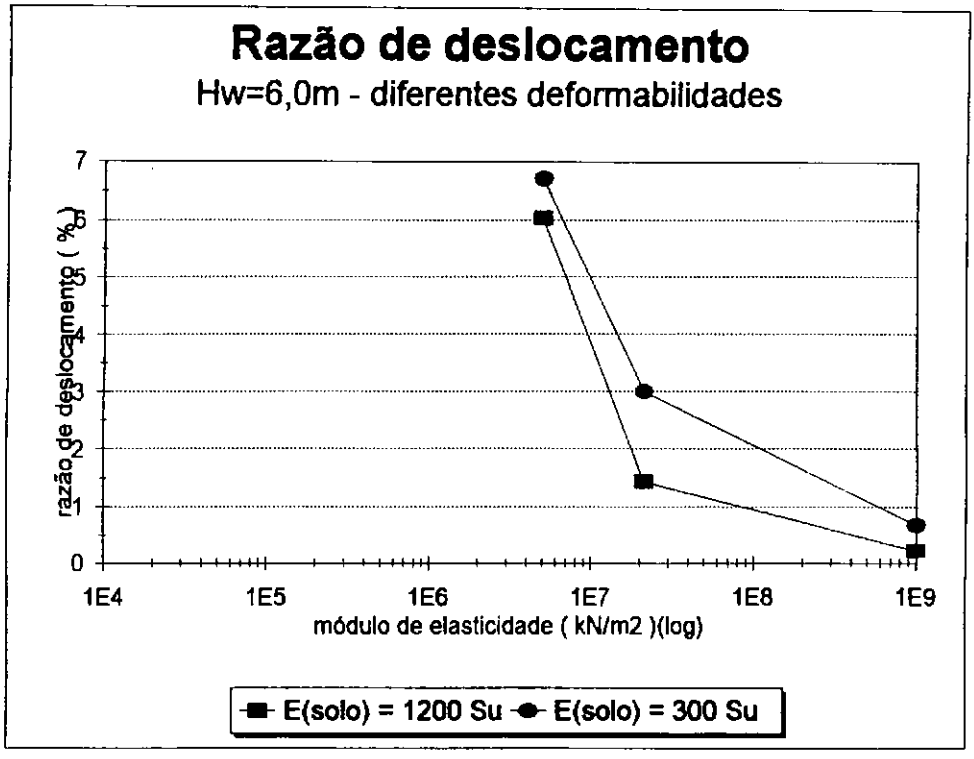


Figura (VII - 97)

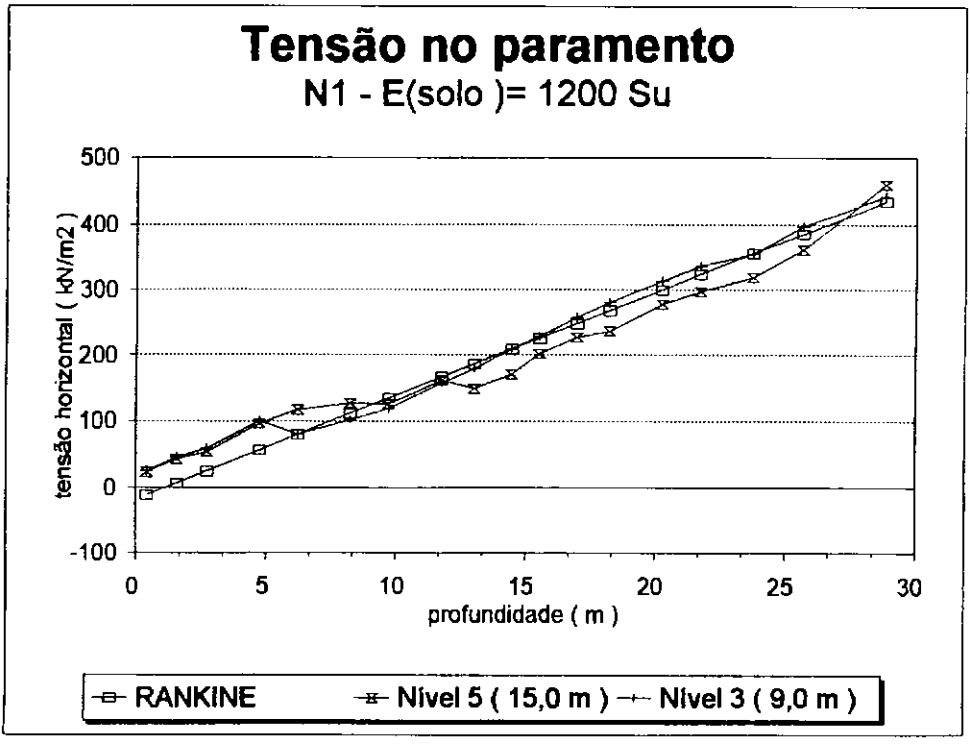


Figura (VII - 98)

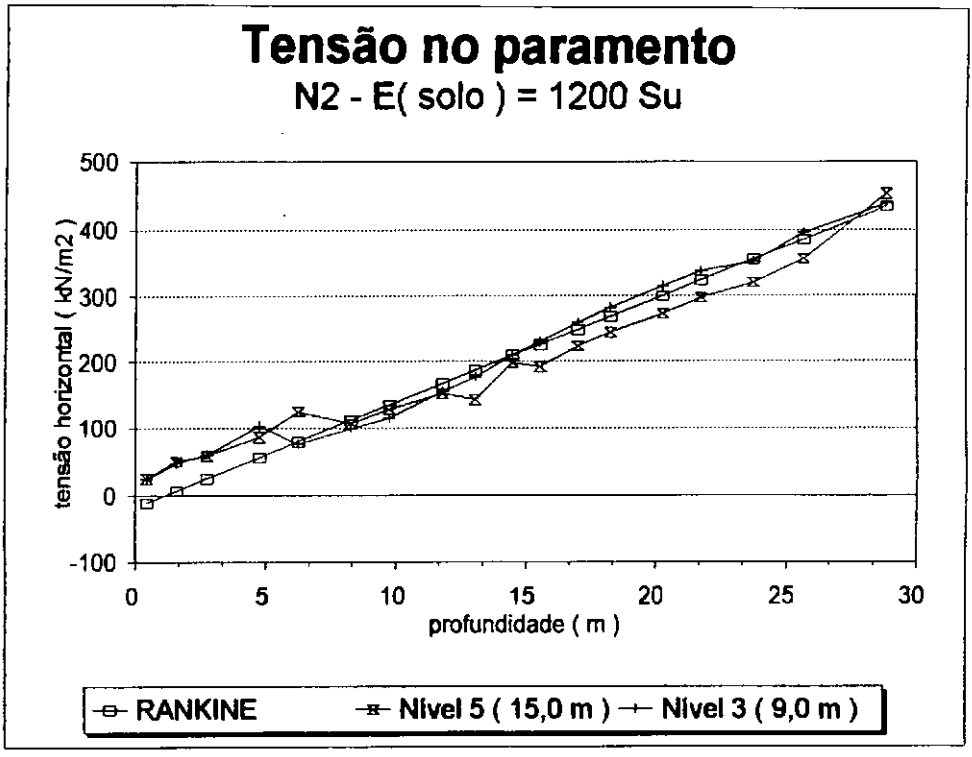


Figura (VII - 99)

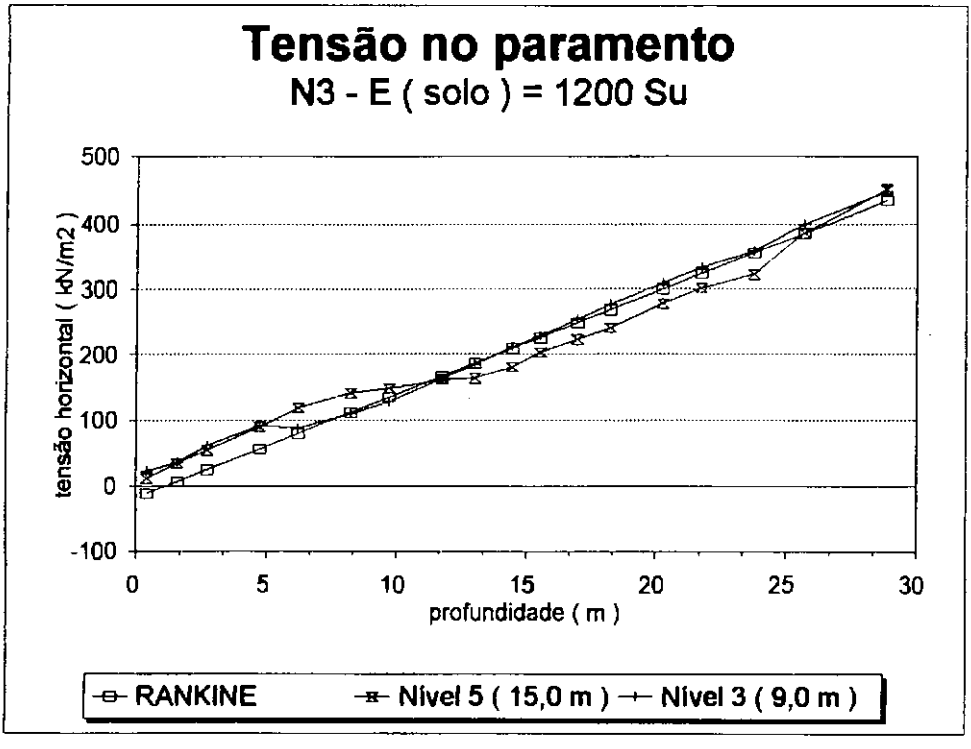


Figura (VII - 100)

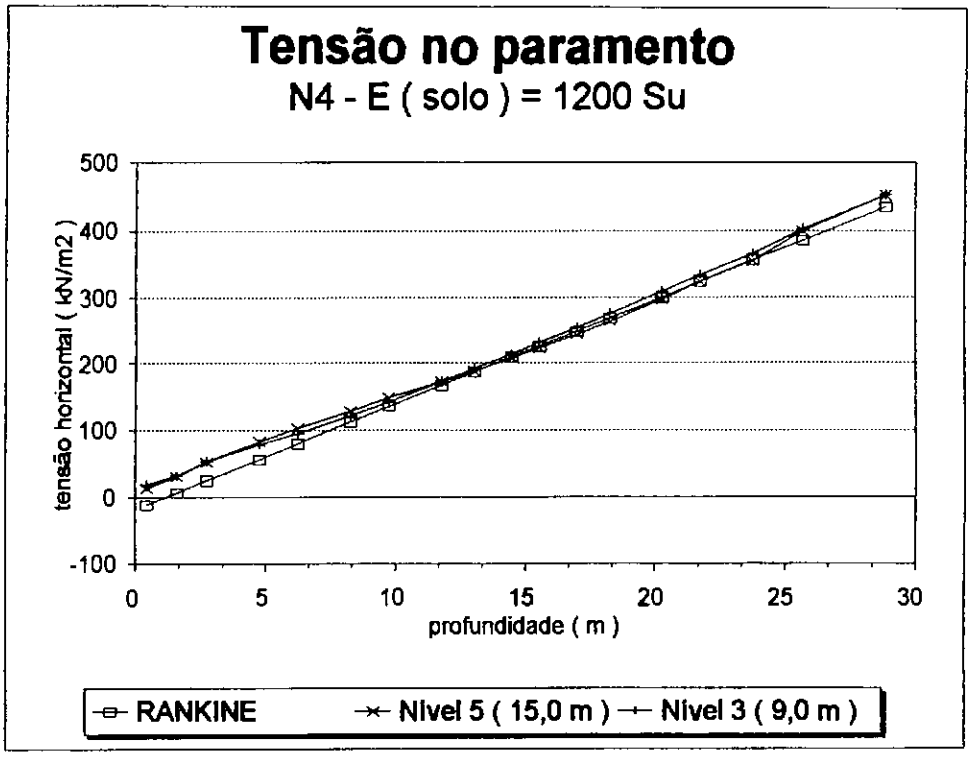


Figura (VII - 101)

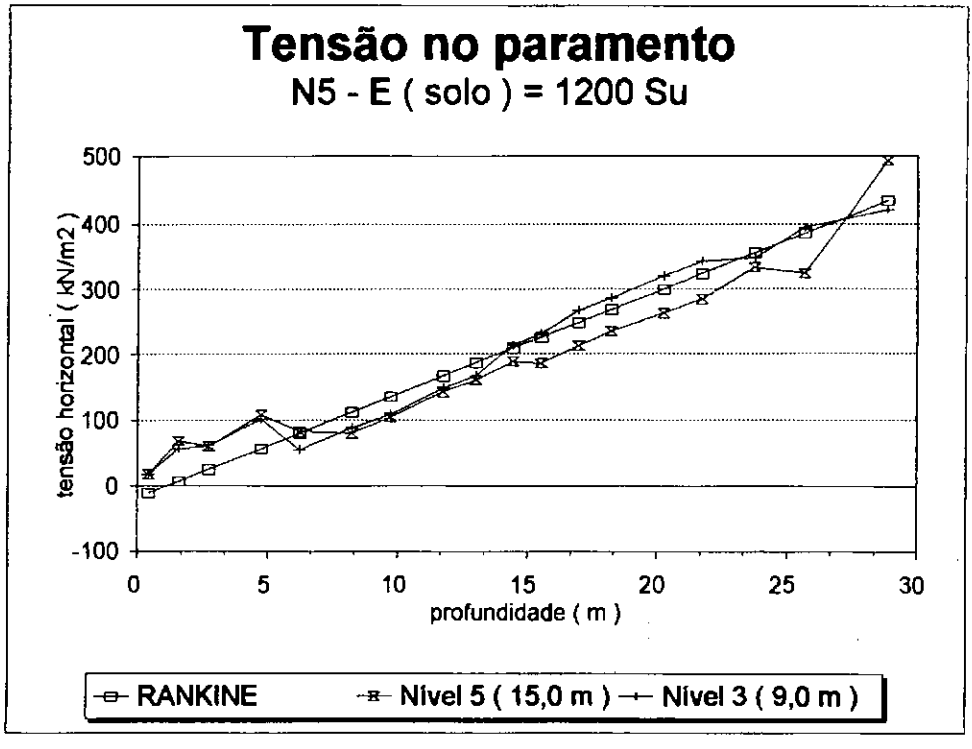


Figura (VII - 102)

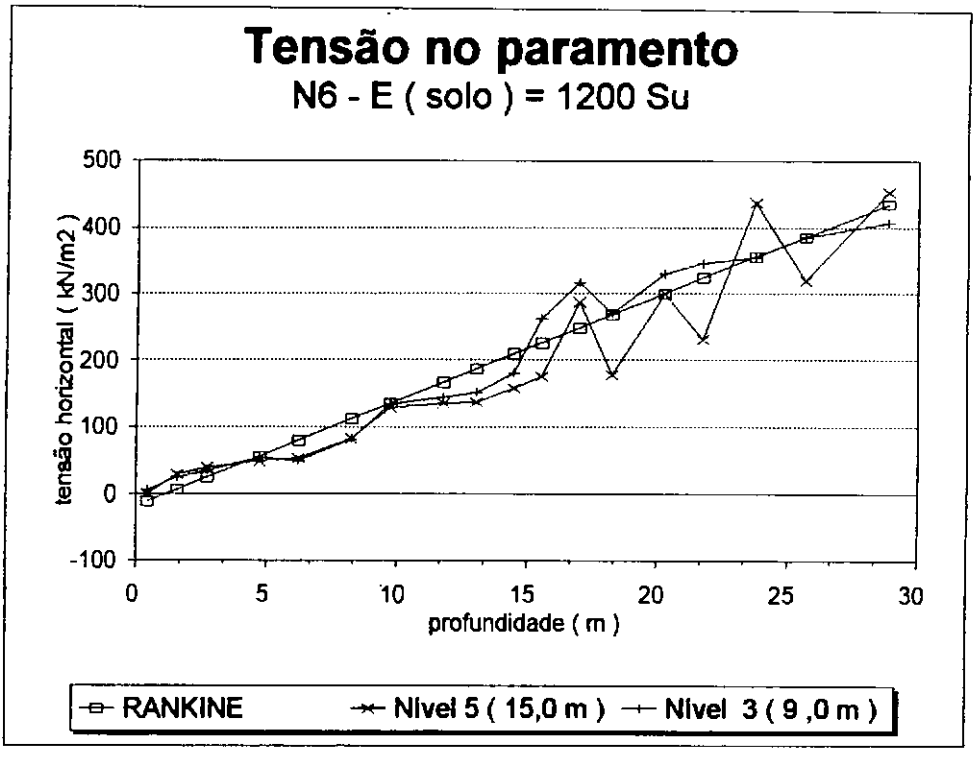


Figura (VII - 103)

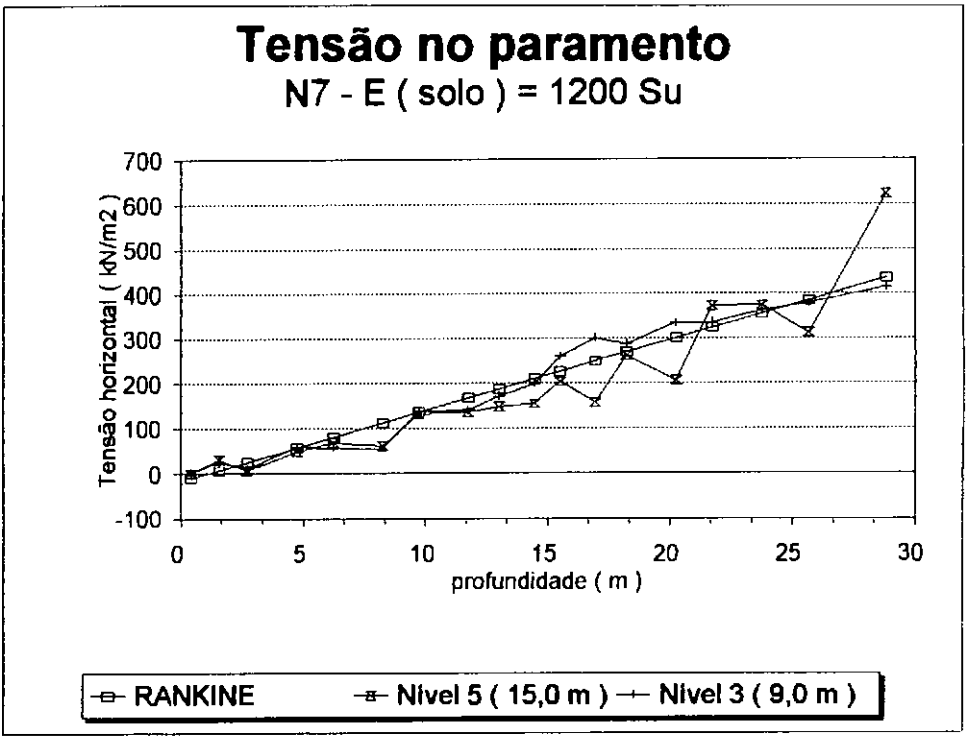


Figura (VII - 104)

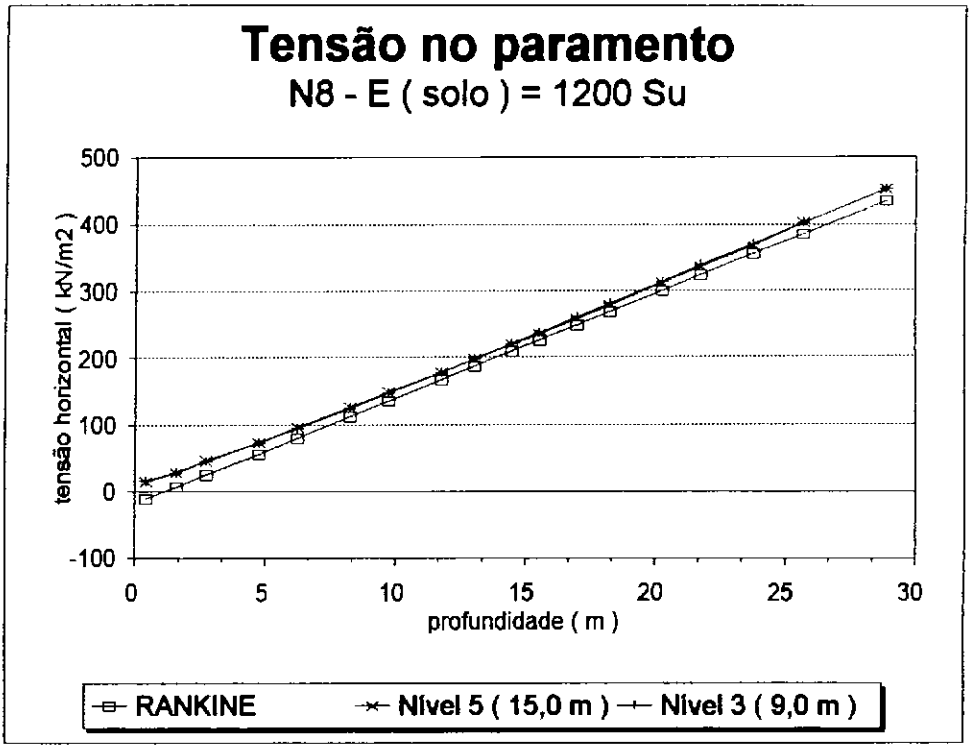


Figura (VII - 105)

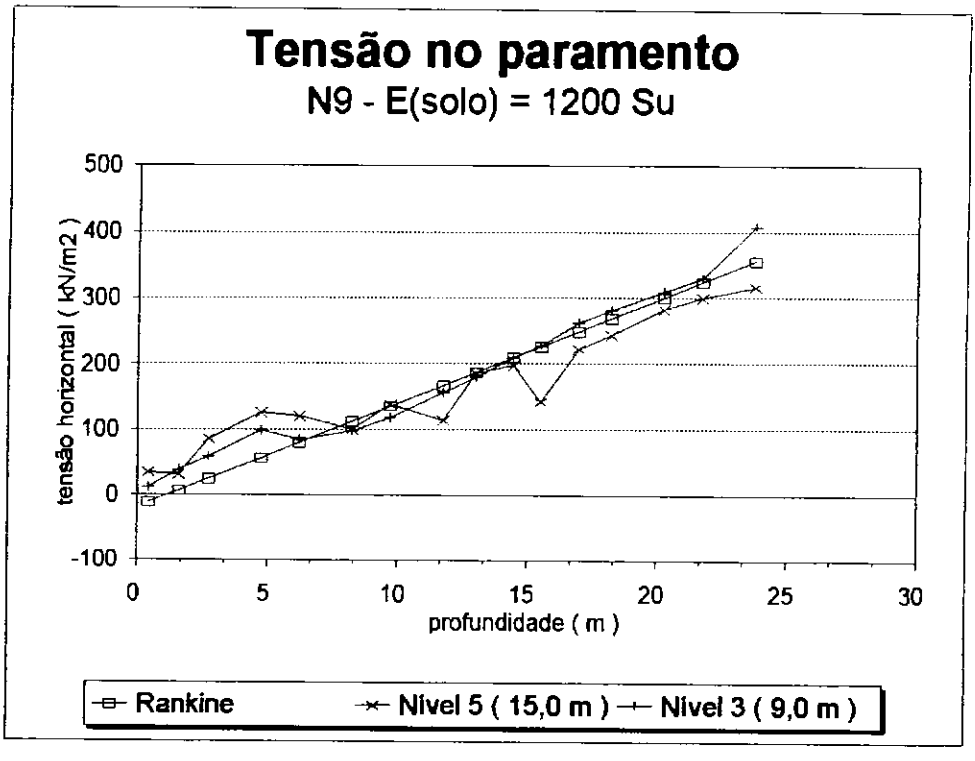


Figura (VII - 106)

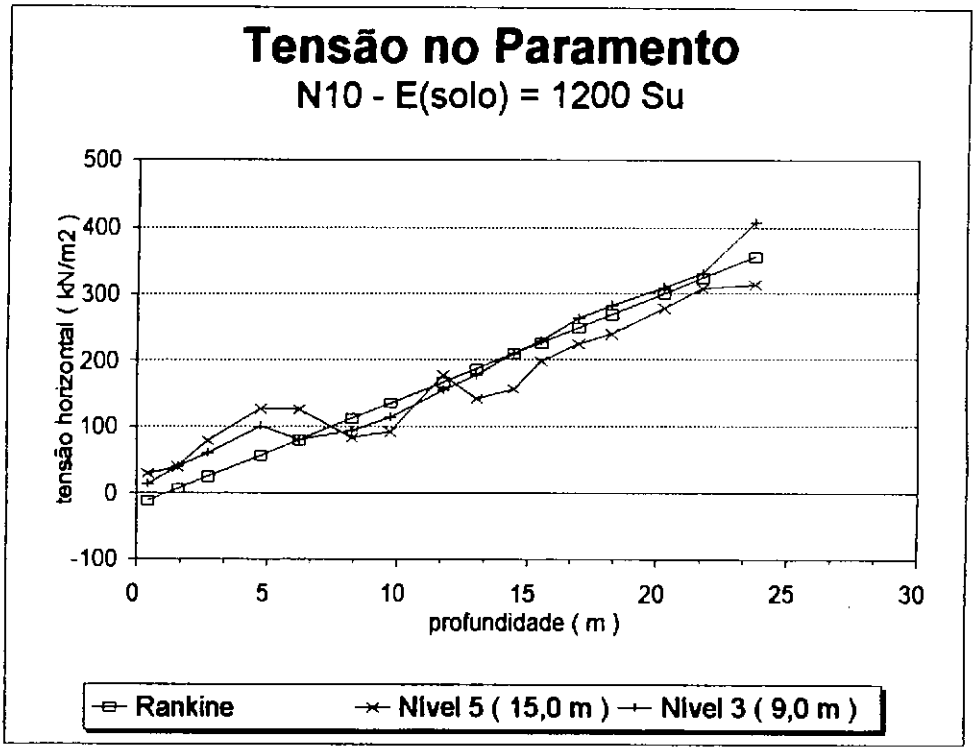


Figura (VII - 107)

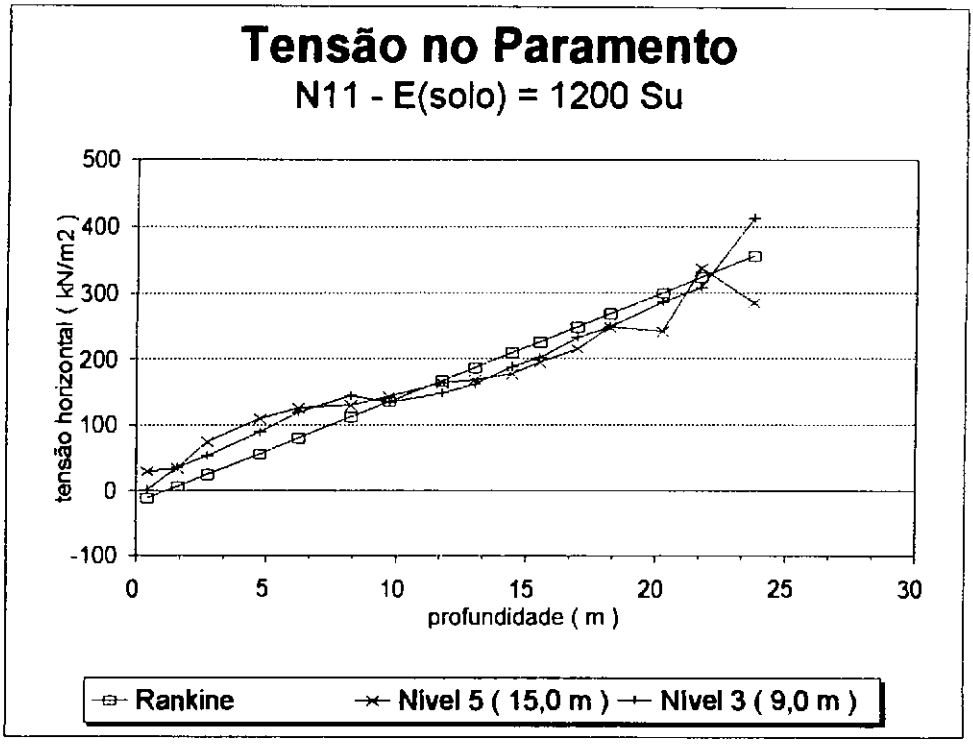


Figura (VII - 108)

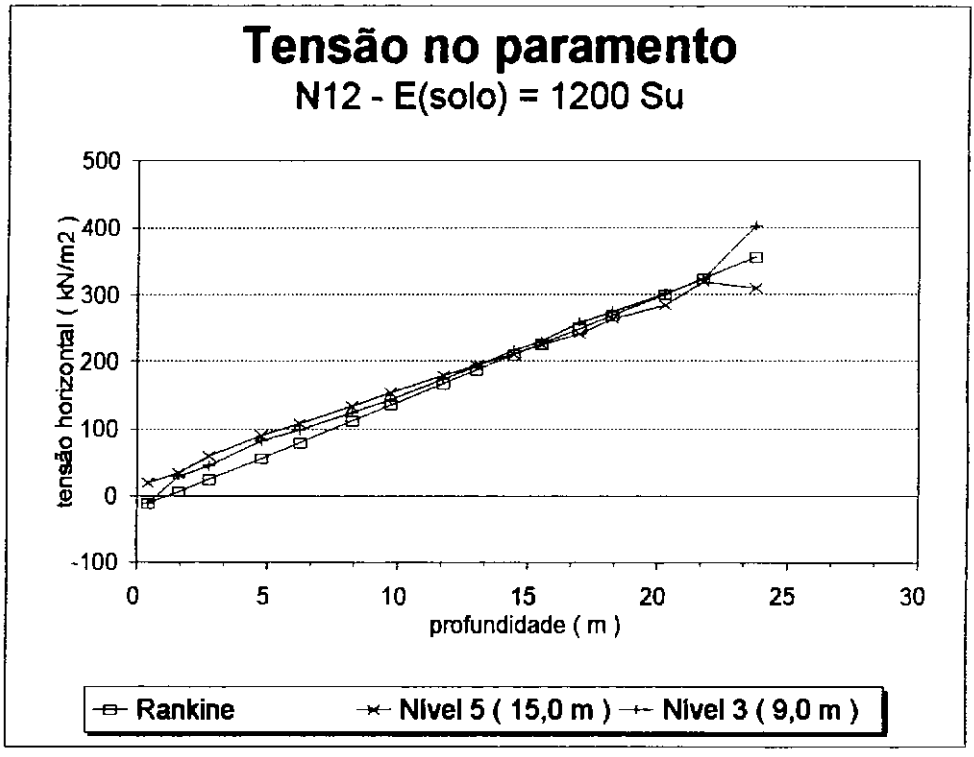


Figura (VII - 109)

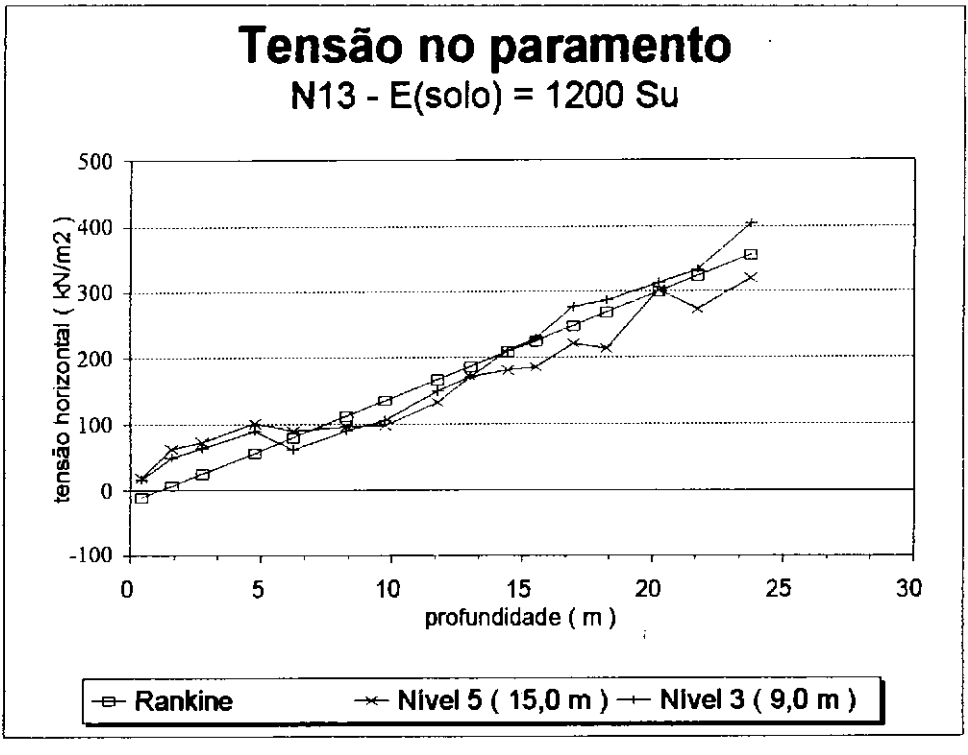


Figura (VII - 110)

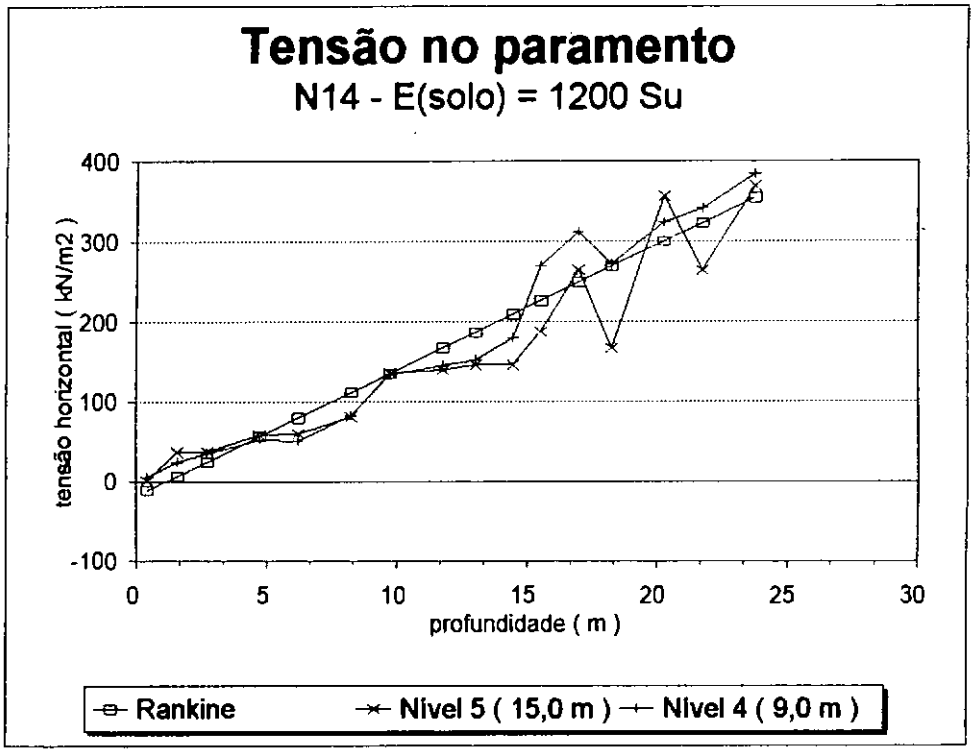


Figura (VII - 111)

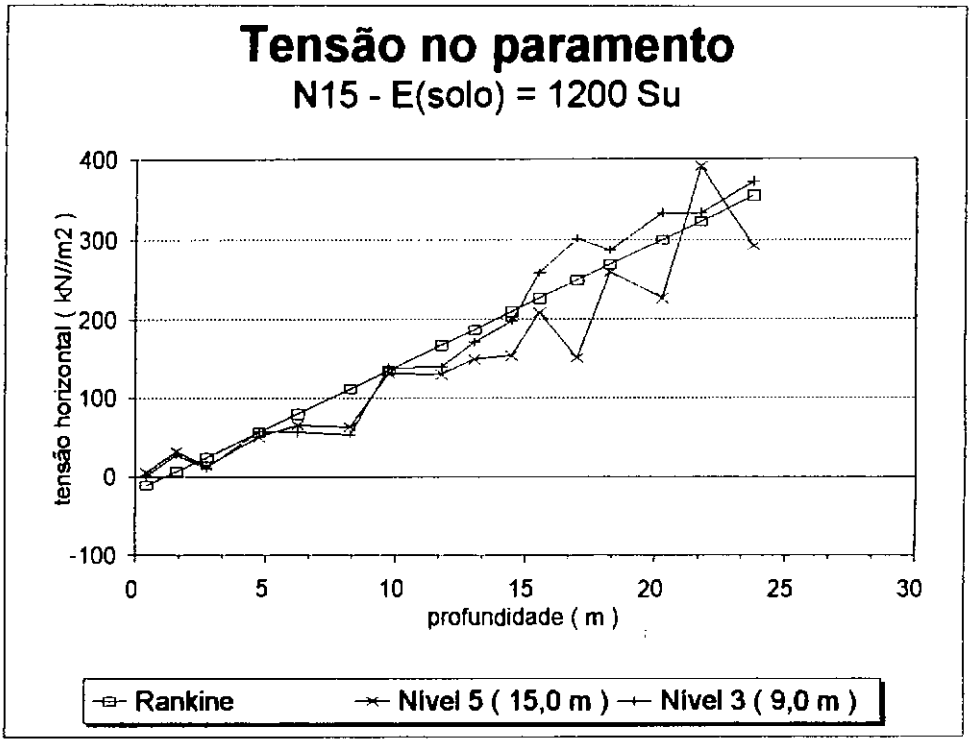


Figura (VII - 112)

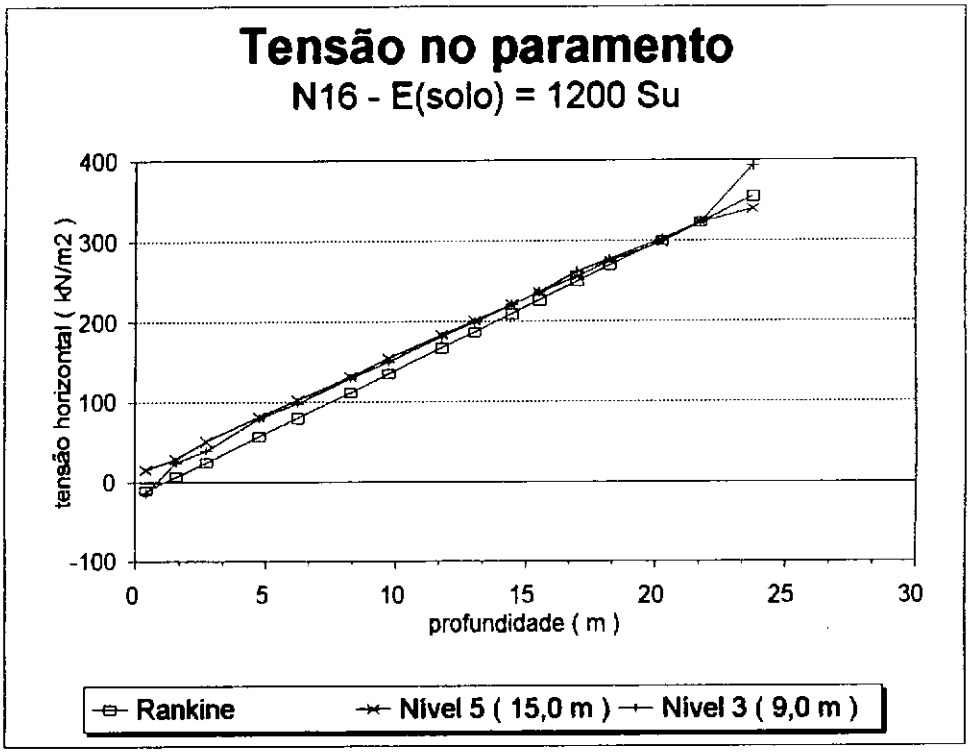


Figura (VII - 113)

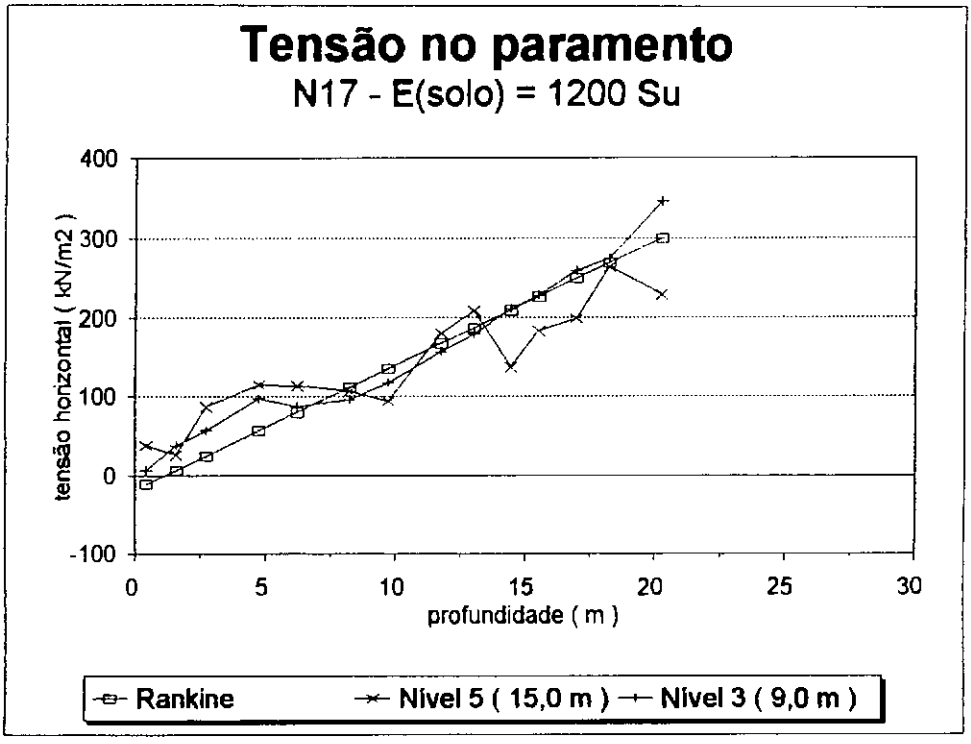


Figura (VII - 114)

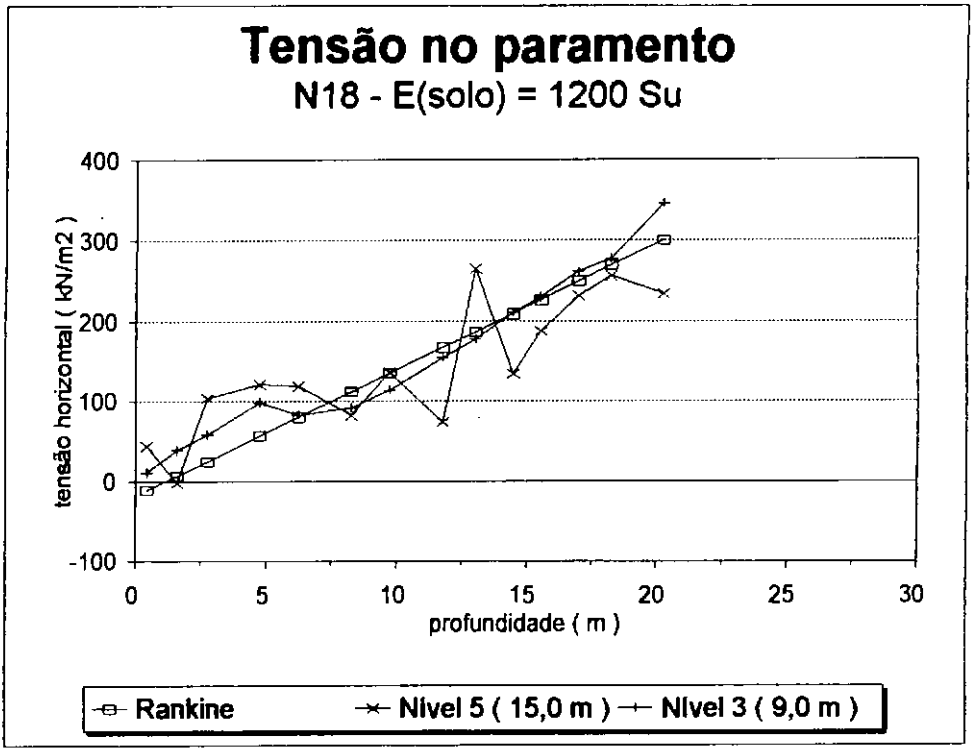


Figura (VII - 115)

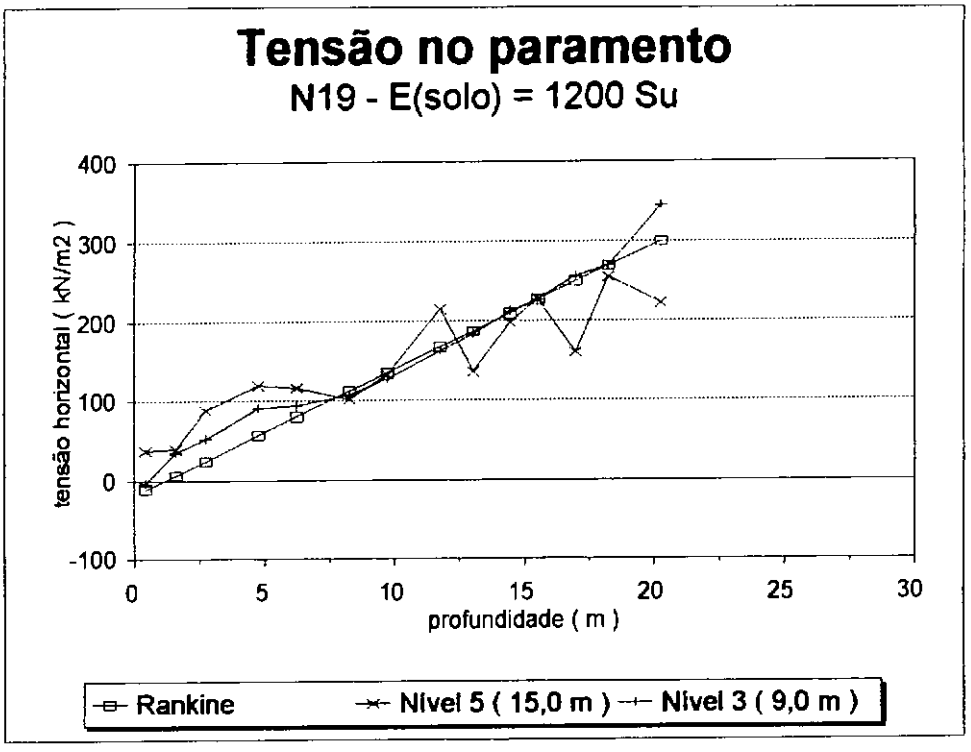


Figura (VII - 116)

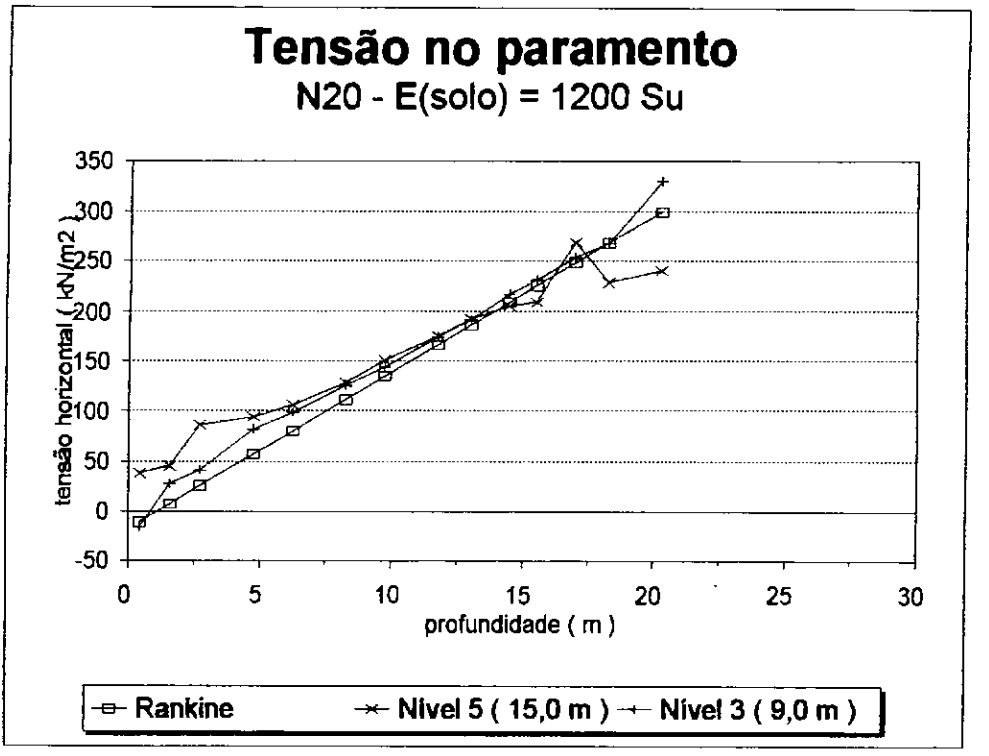


Figura (VII - 117)

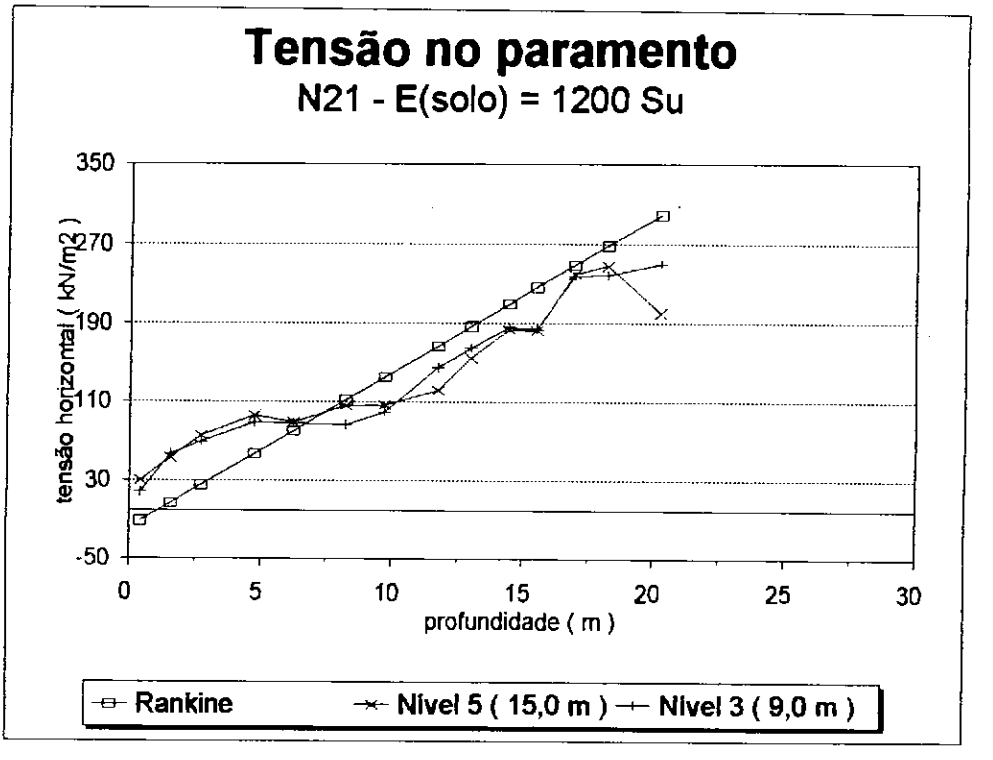


Figura (VII - 118)

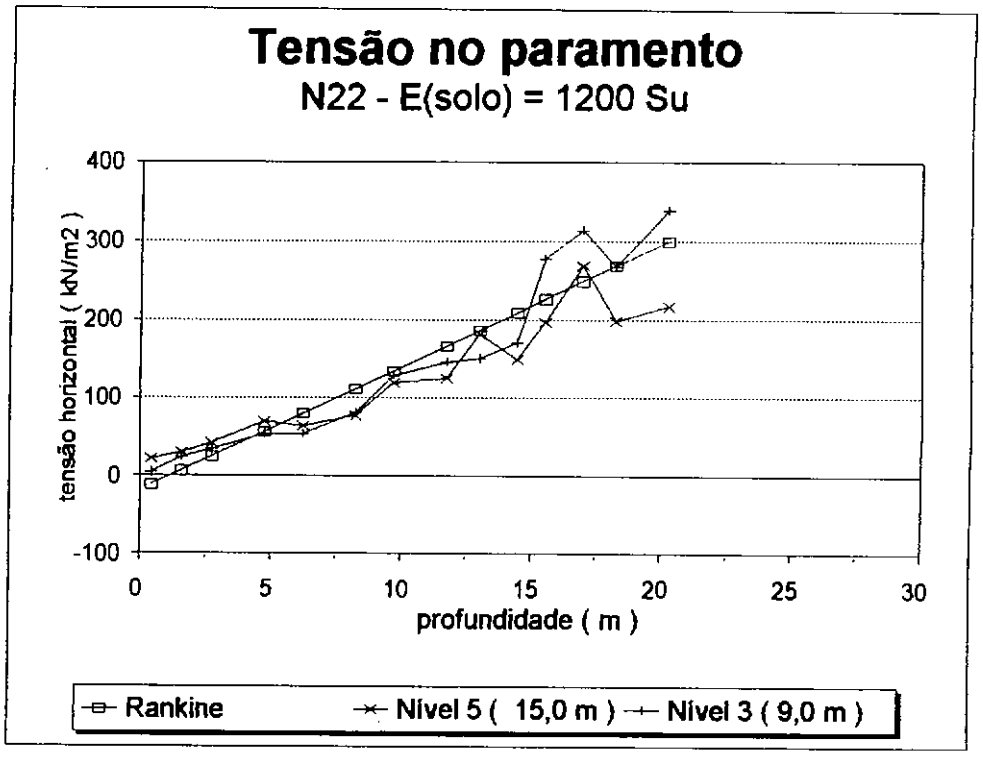


Figura (VII - 119)

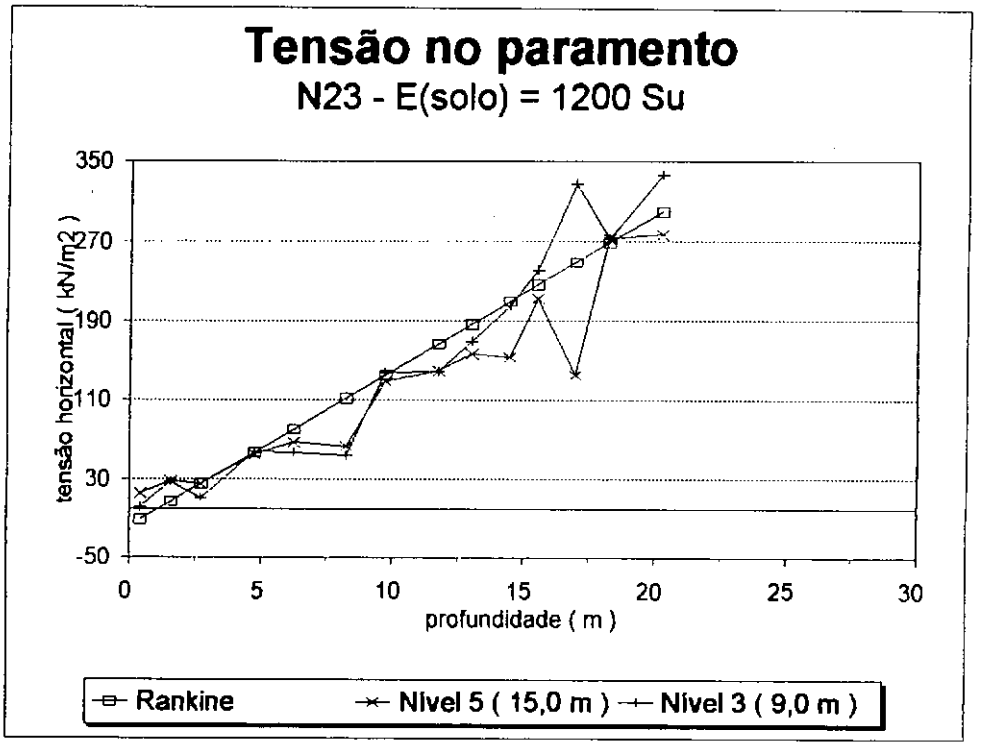


Figura (VII - 120)

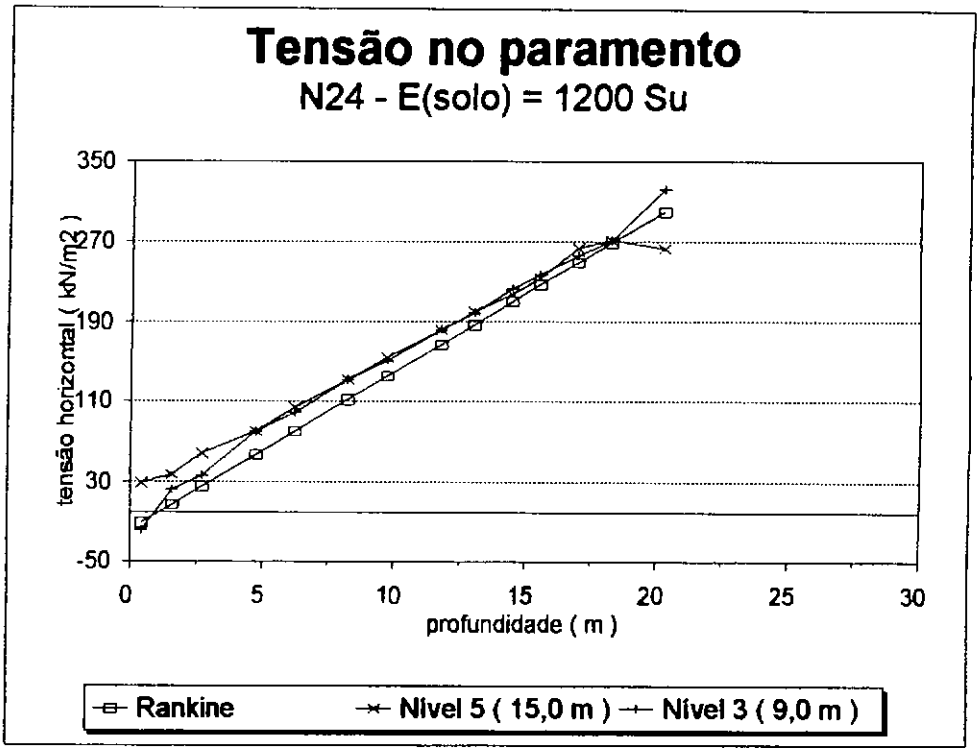


Figura (VII - 121)

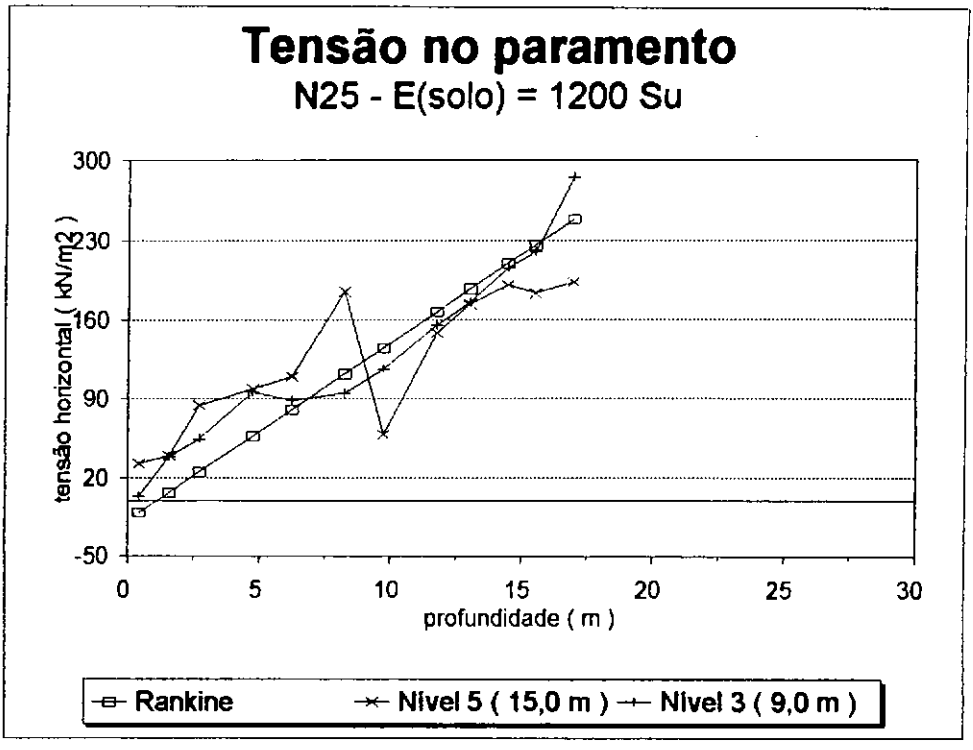


Figura (VII - 122)

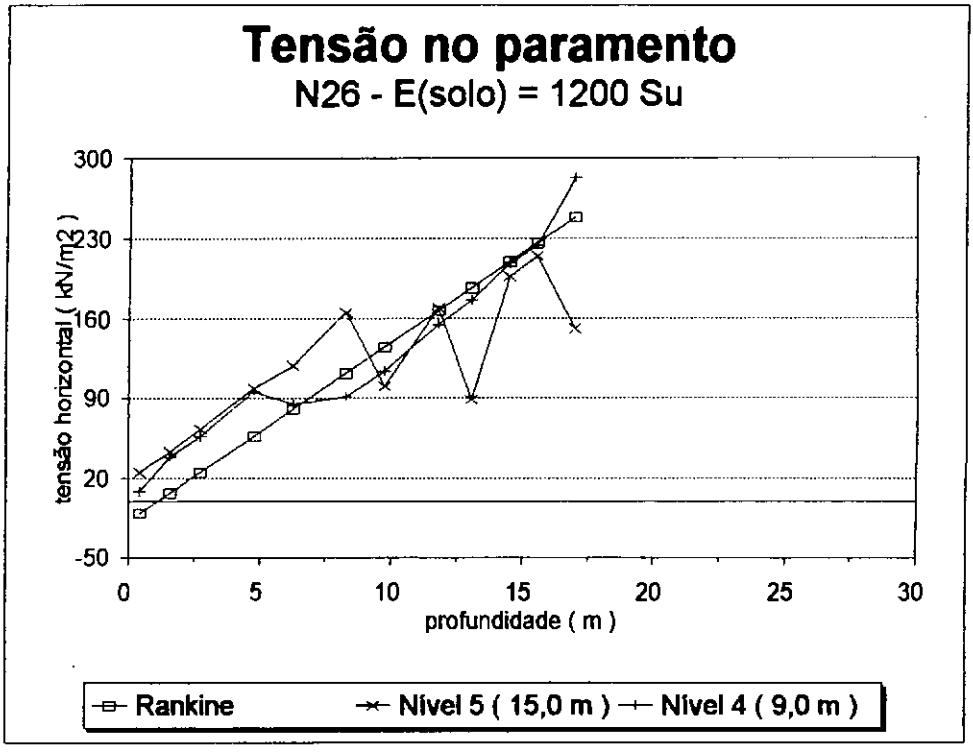


Figura (VII - 123)

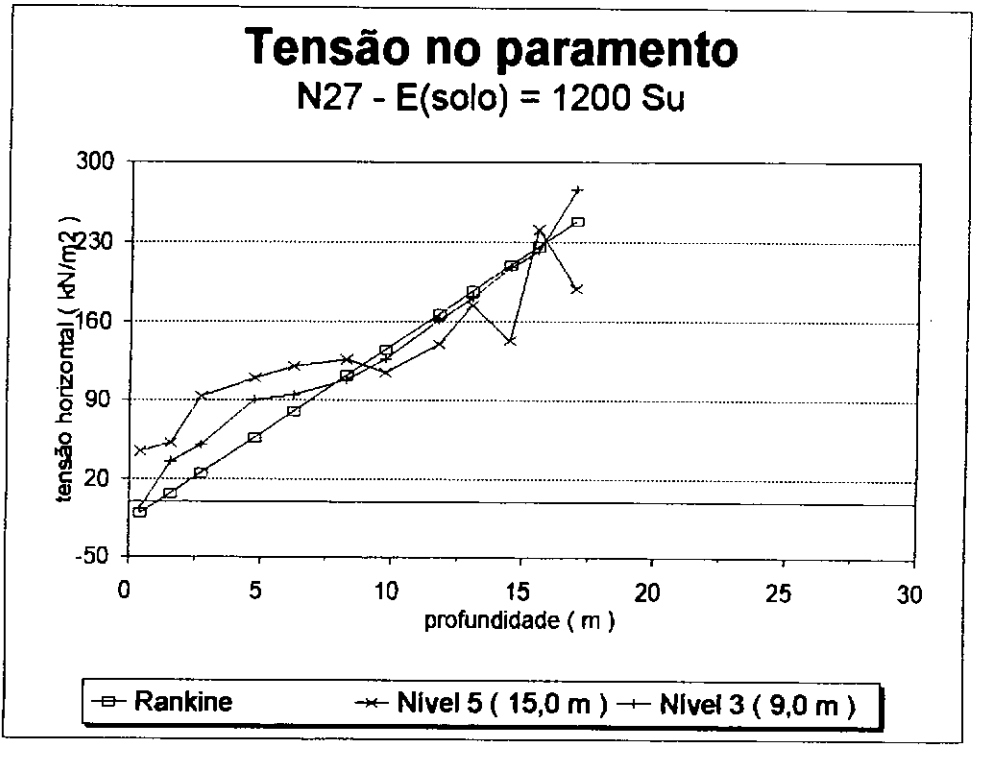


Figura (VII - 124)

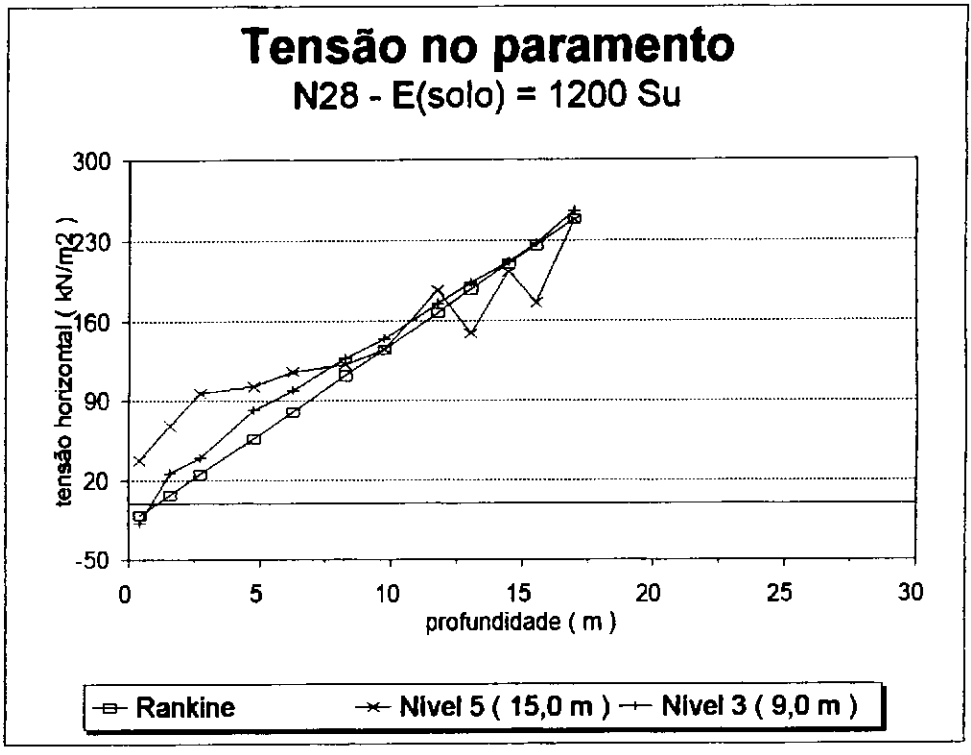


Figura (VII - 125)

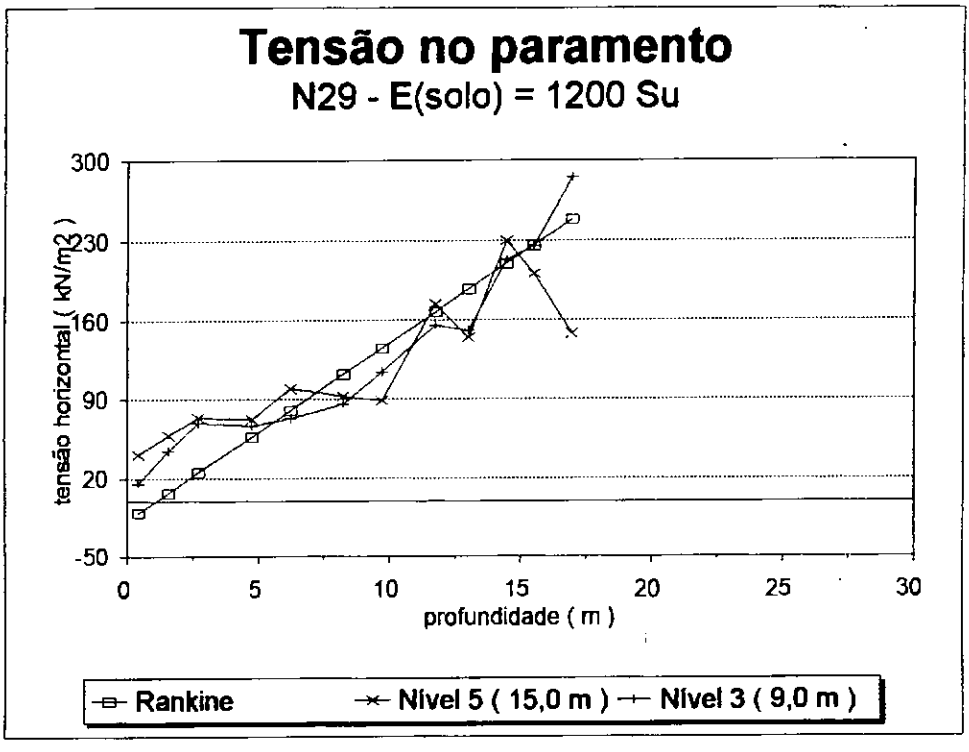


Figura (VII - 126)

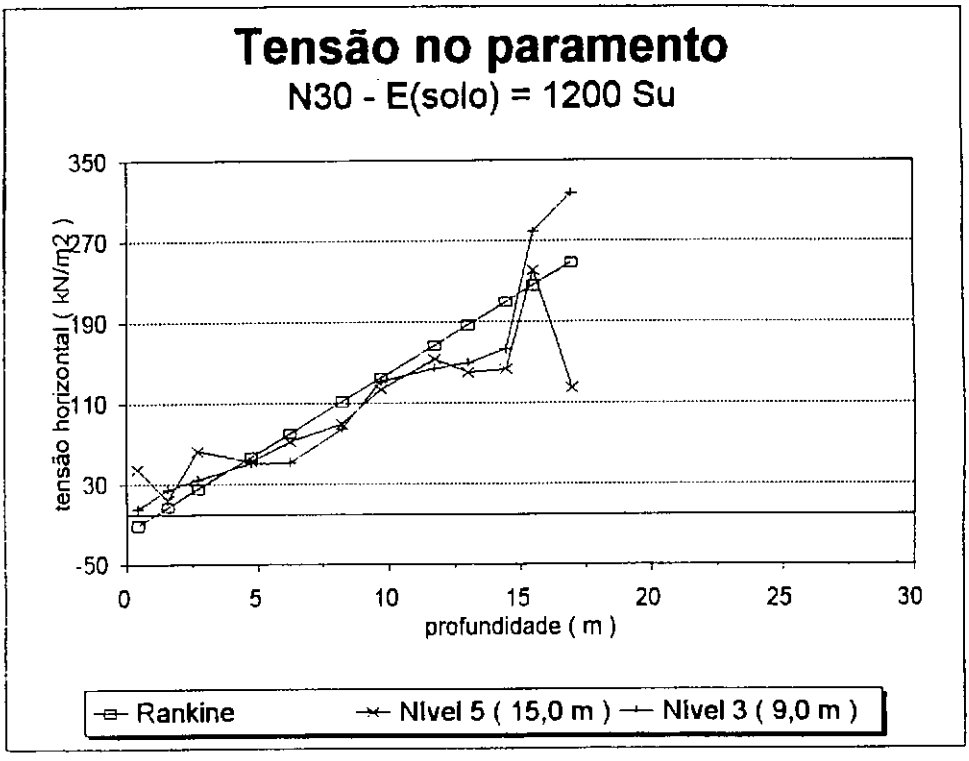


Figura (VII - 127)

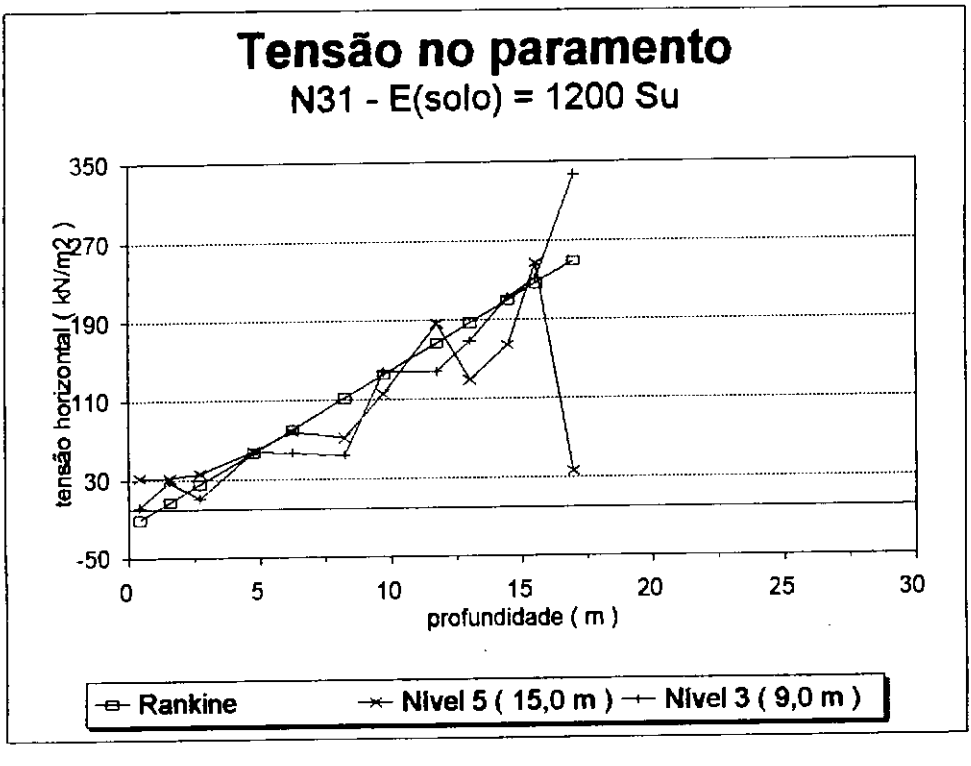


Figura (VII - 128)

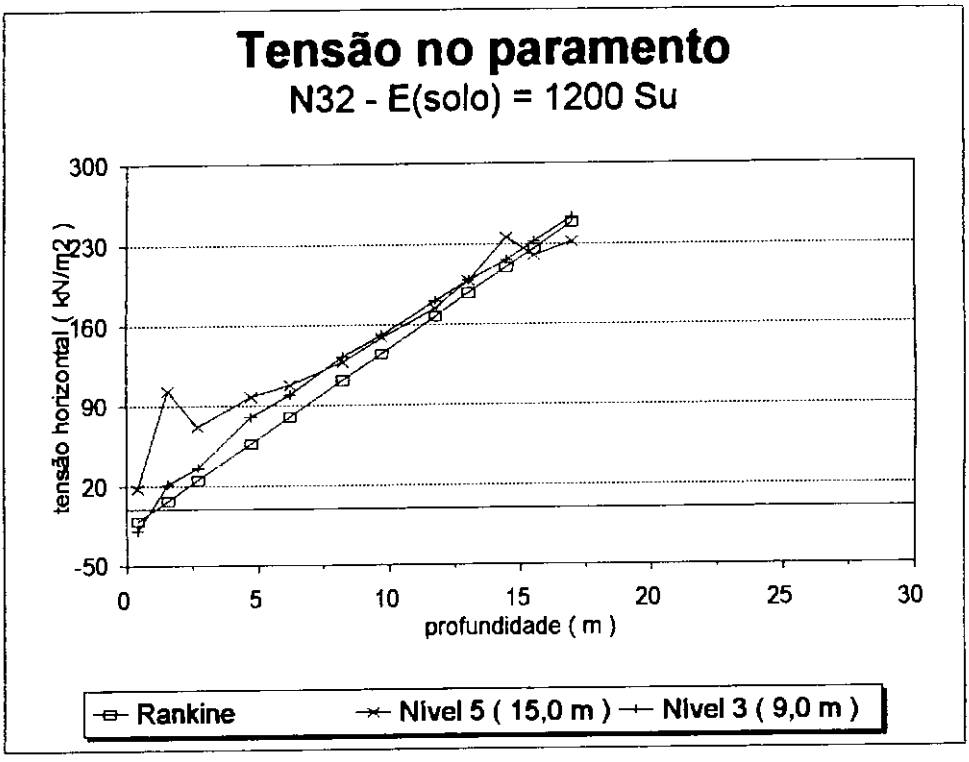


Figura (VII - 129)

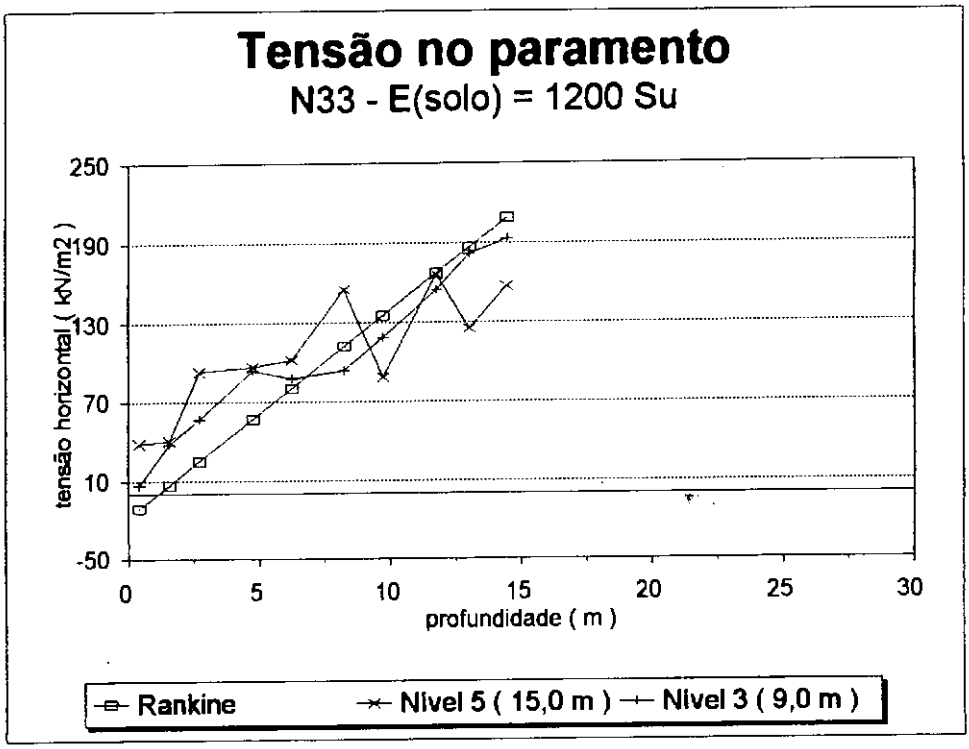


Figura (VII - 130)

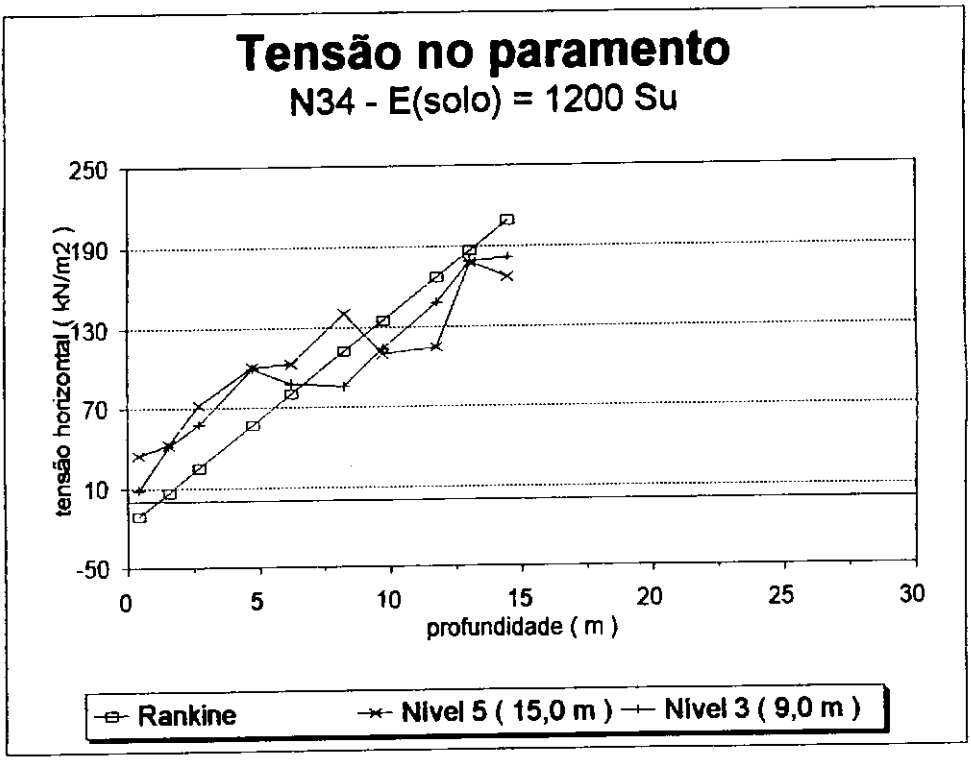


Figura (VII - 131)

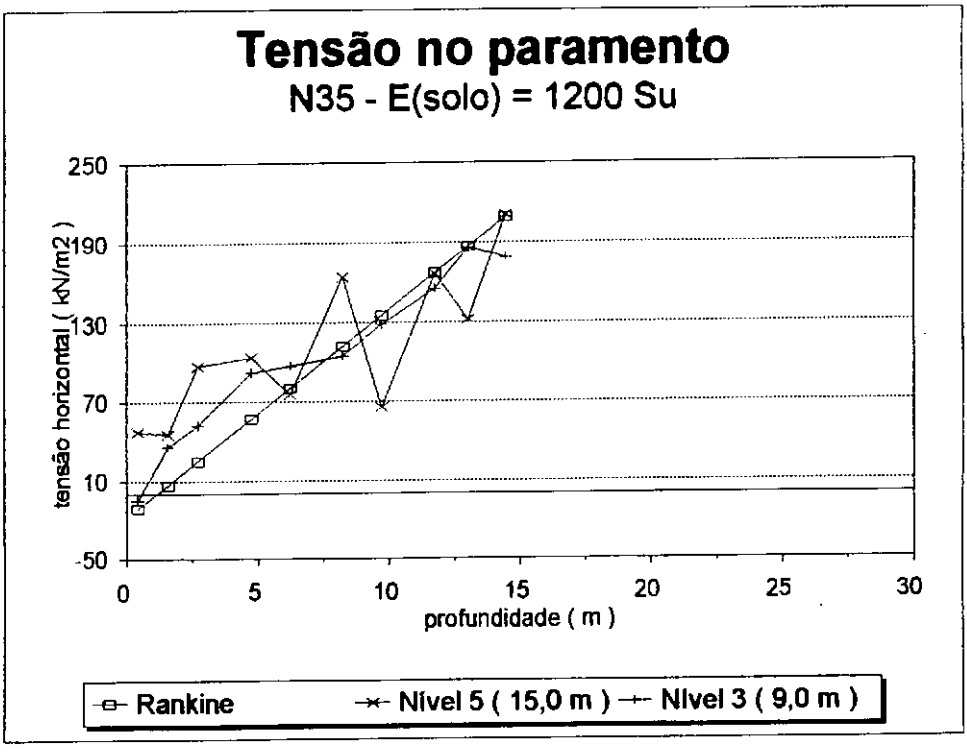


Figura (VII - 132)

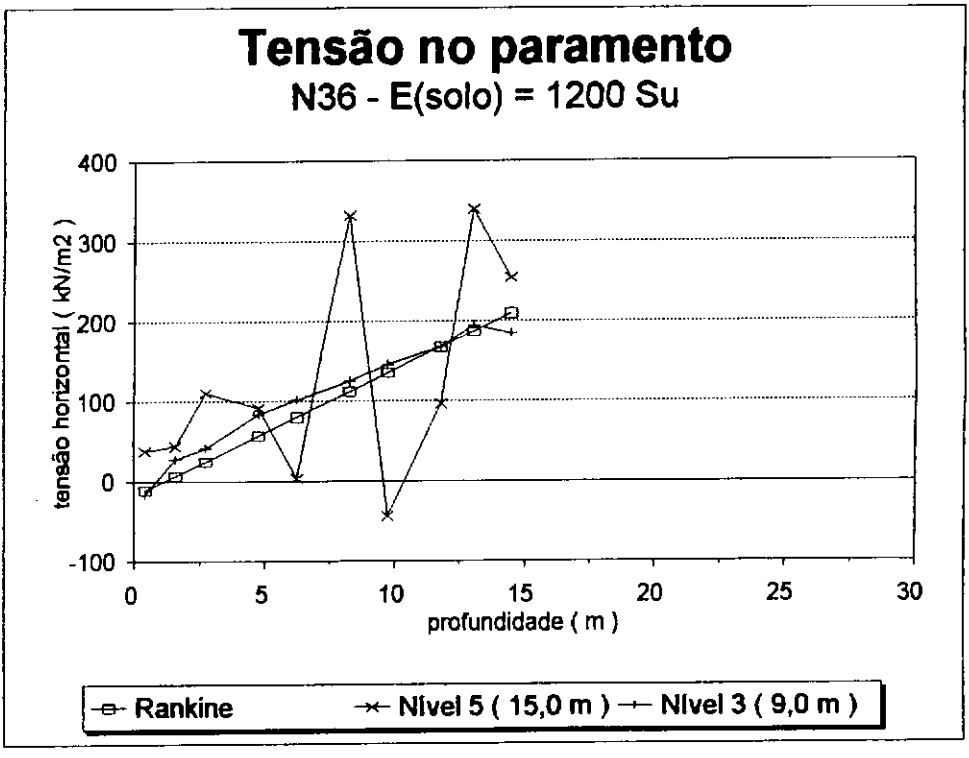


Figura (VII - 133)

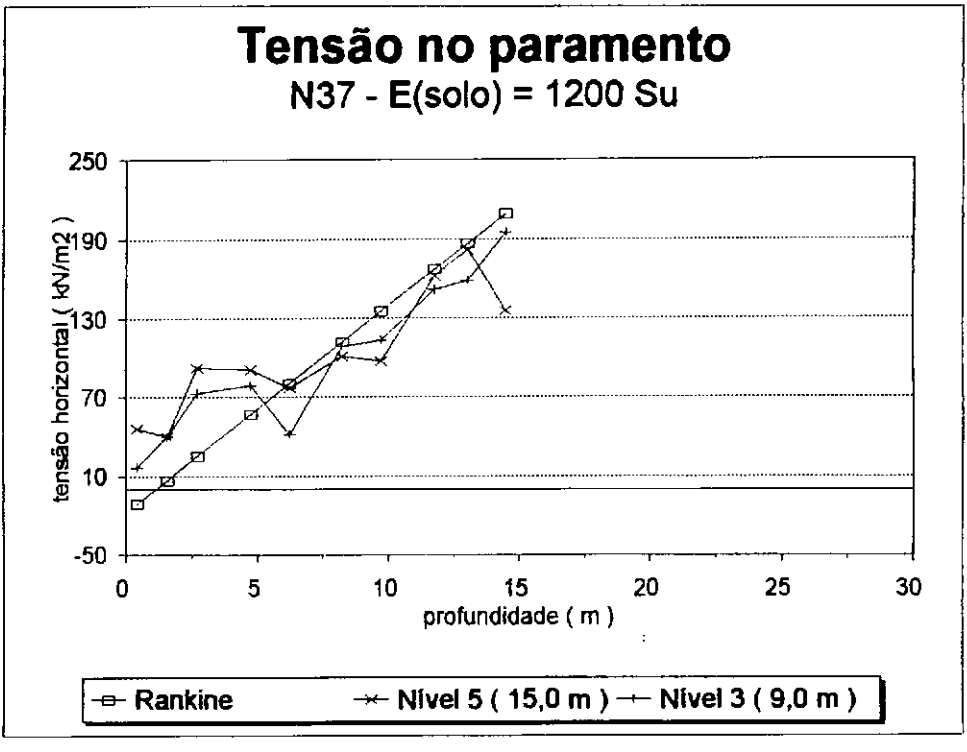


Figura (VII - 134)

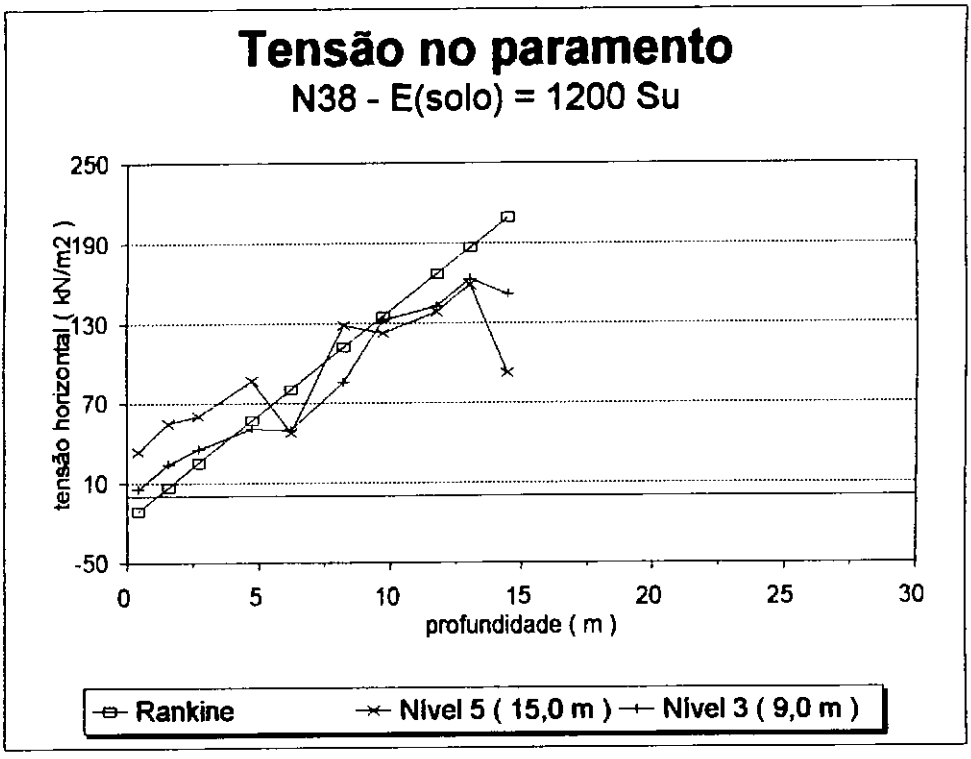


Figura (VII - 135)

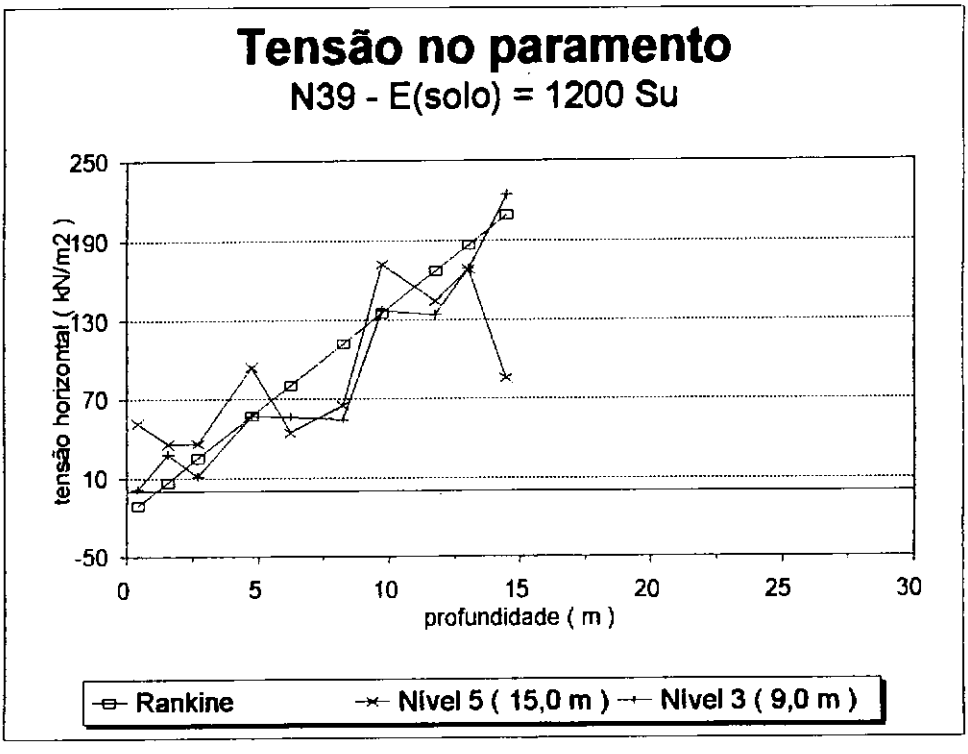


Figura (VII - 136)

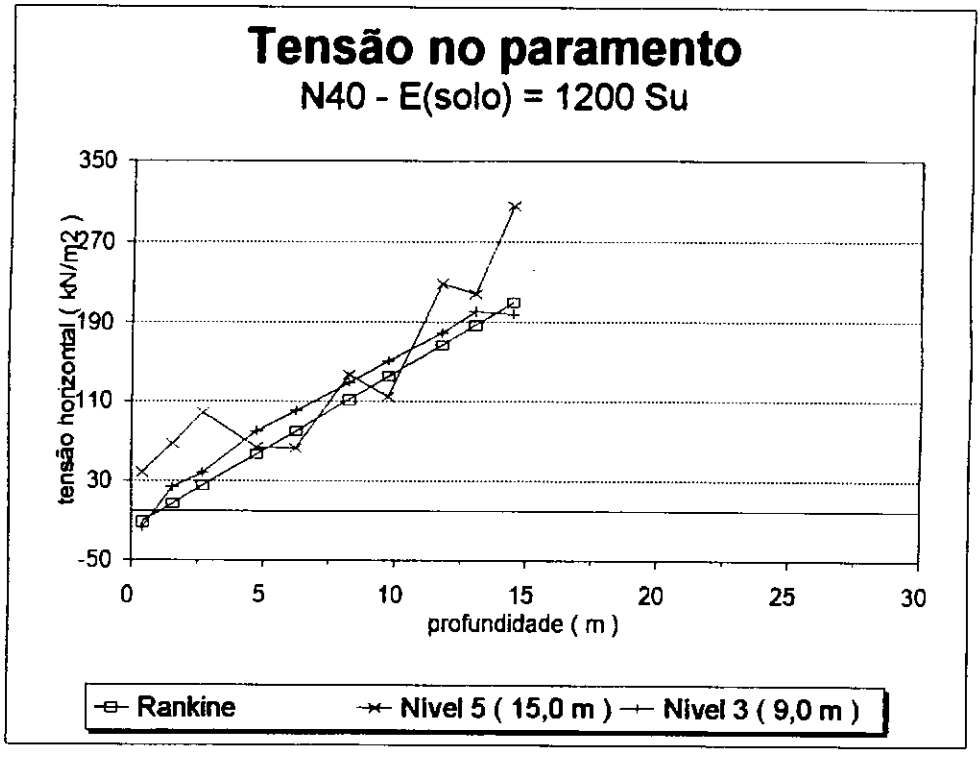


Figura (VII - 137)

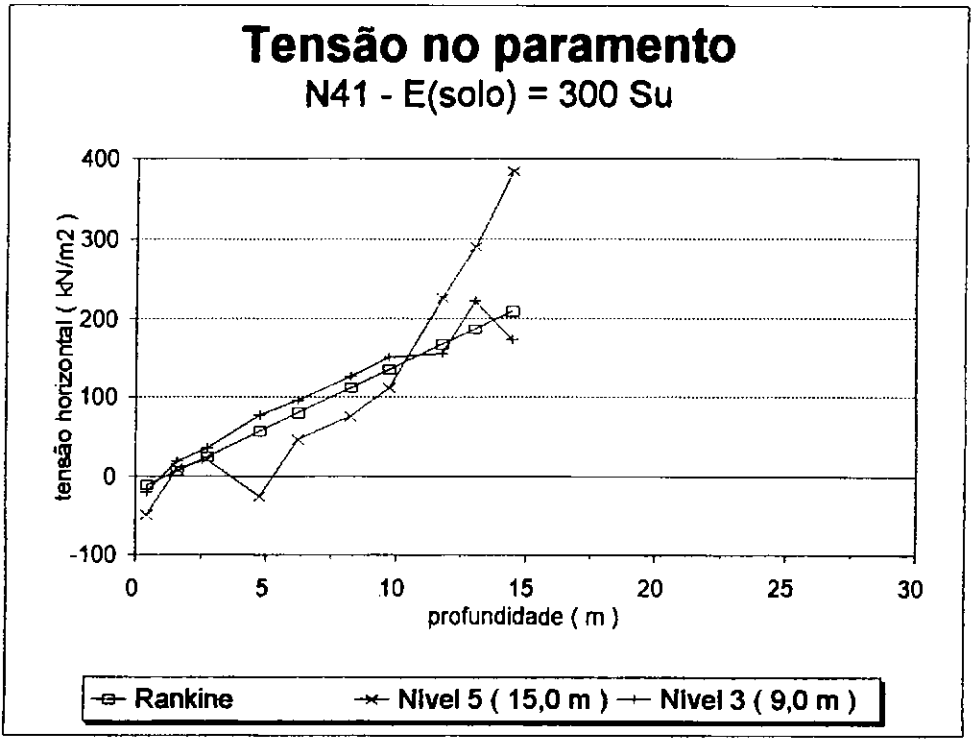


Figura (VII - 138)

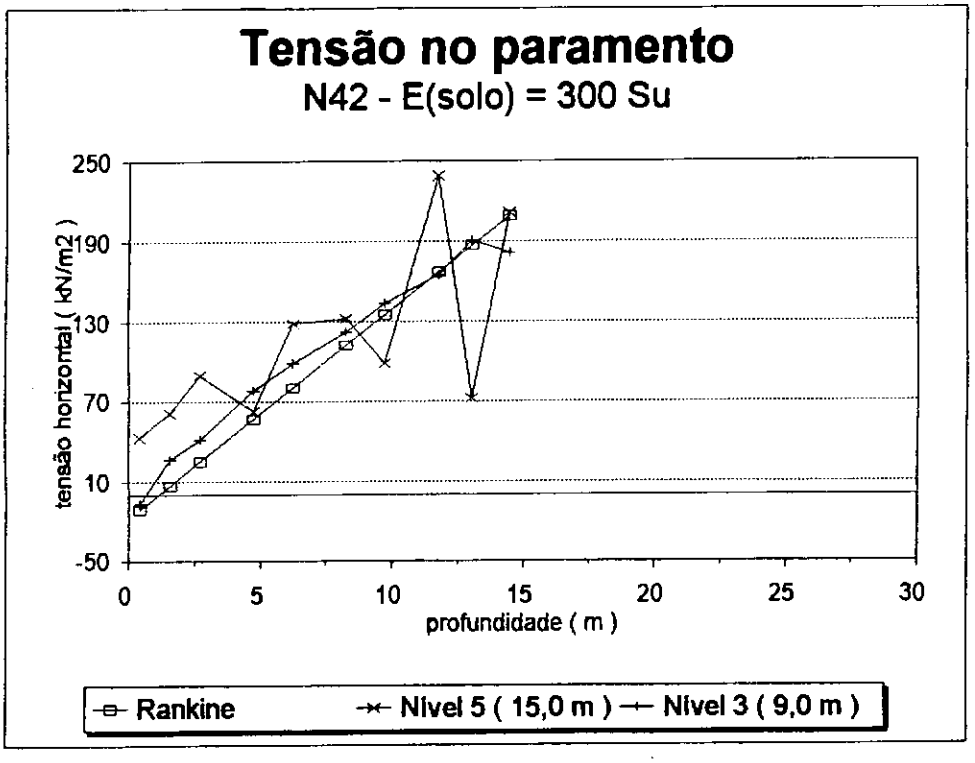


Figura (VII - 139)

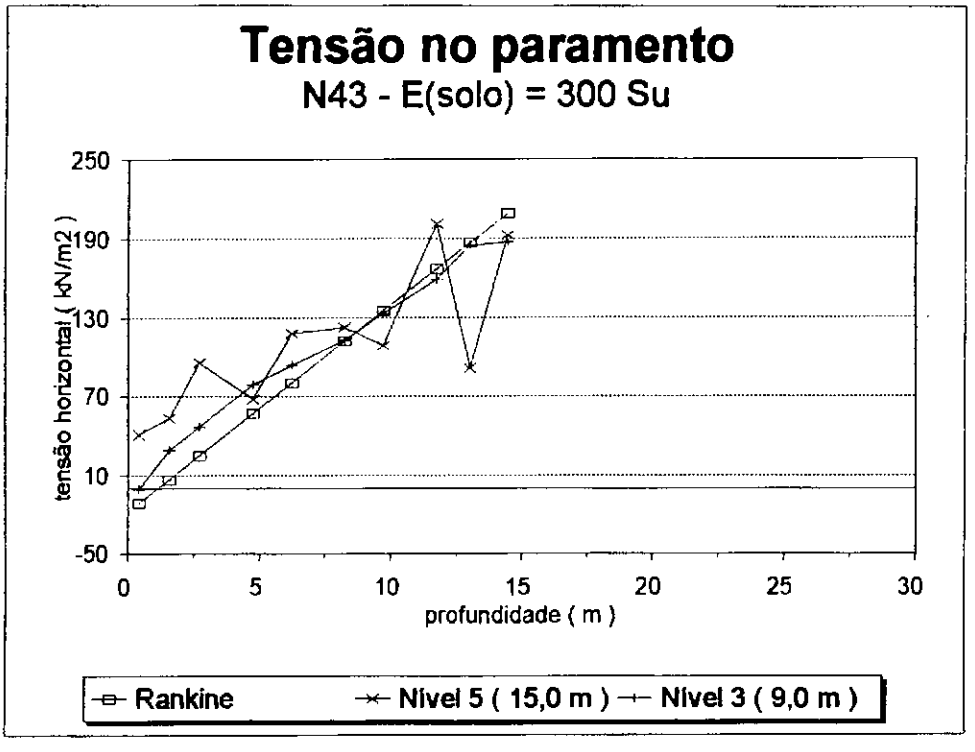


Figura (VII - 140)

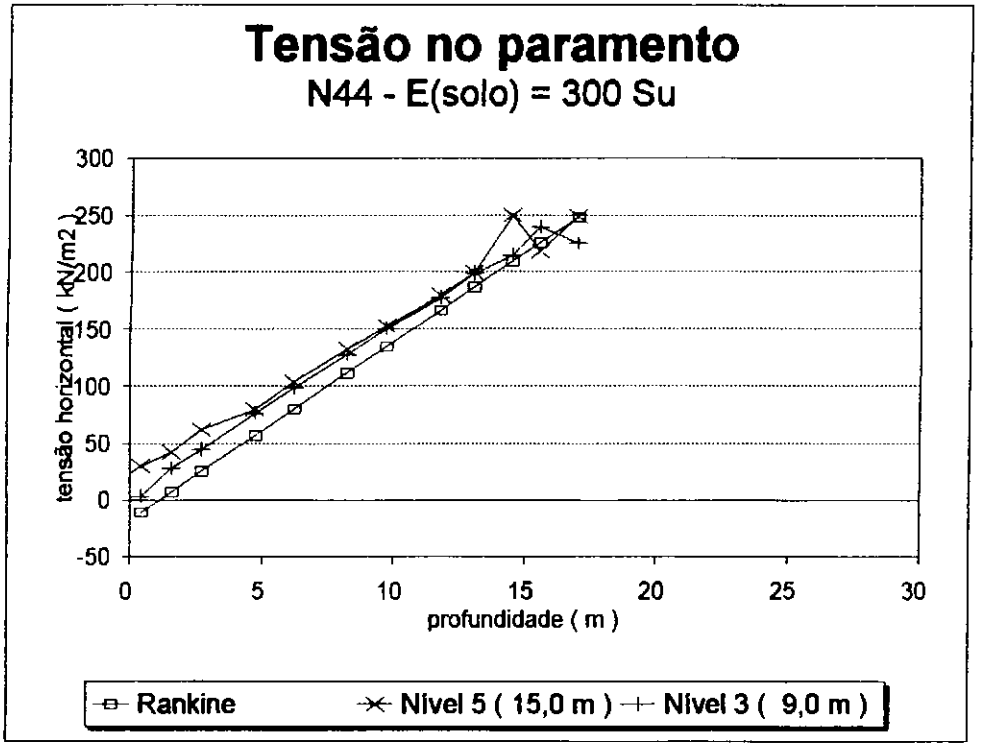


Figura (VII - 141)

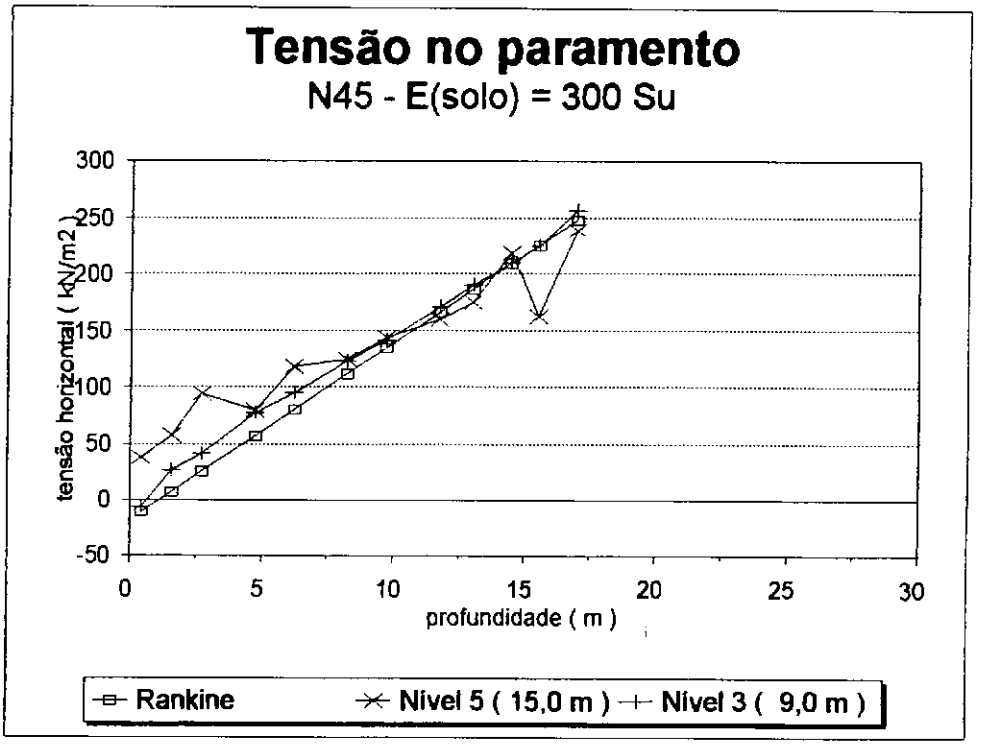


Figura (VII - 142)

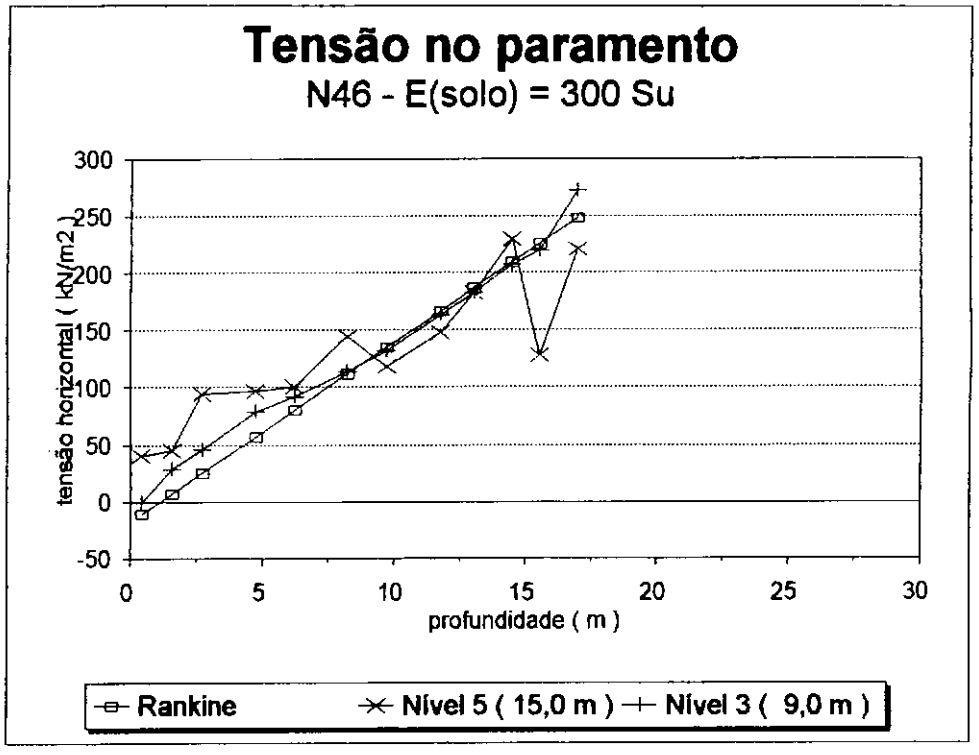


Figura (VII - 143)

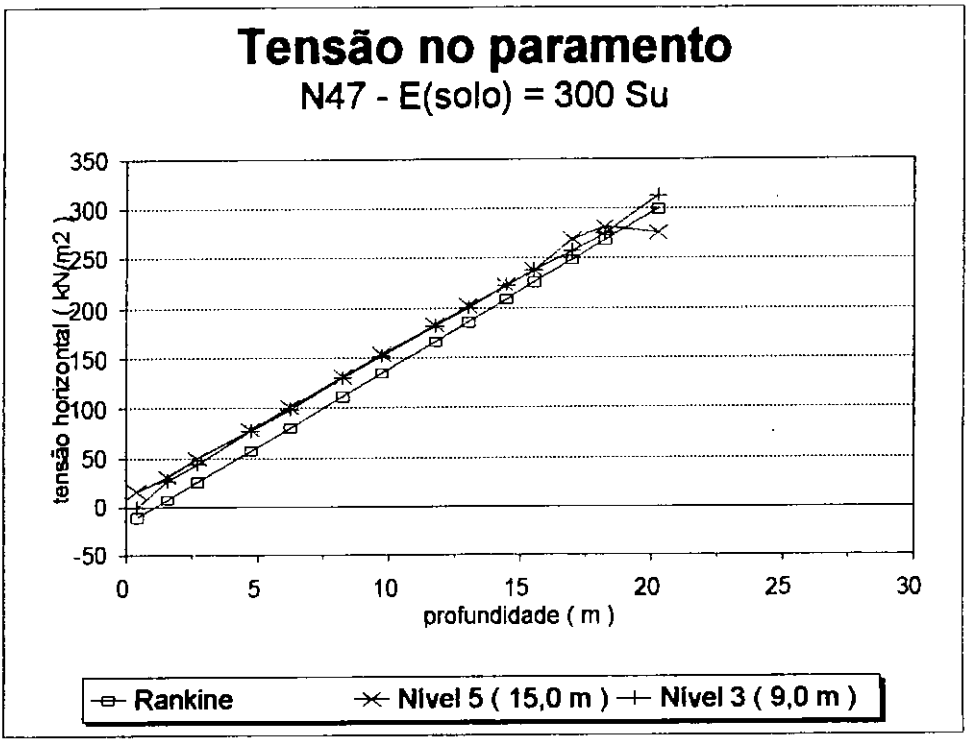


Figura (VII - 144)

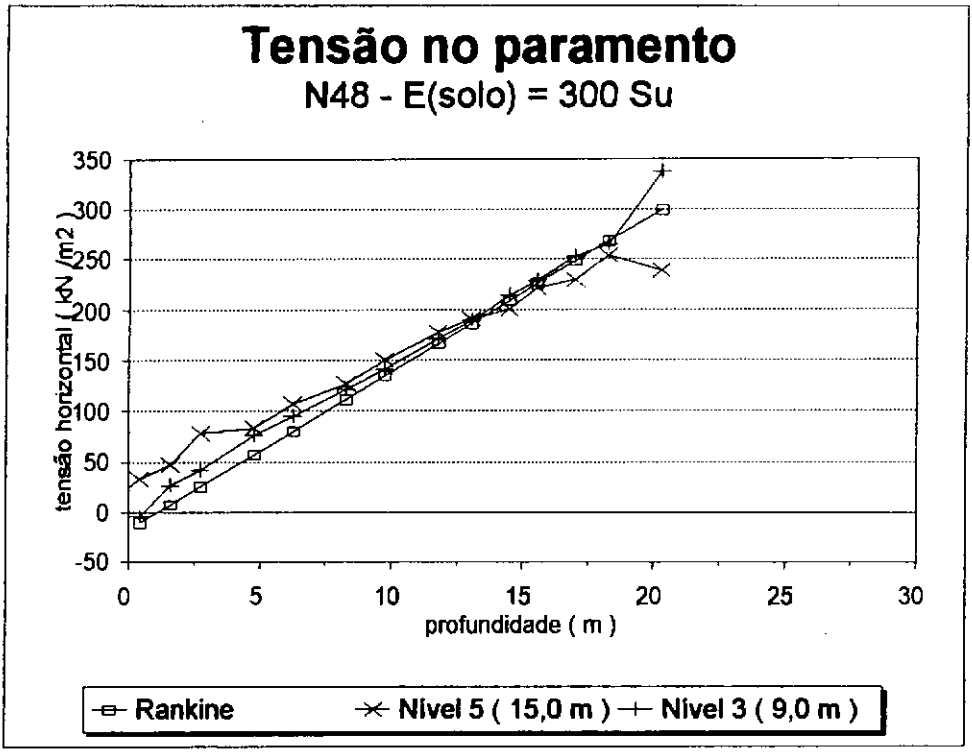


Figura (VII - 145)

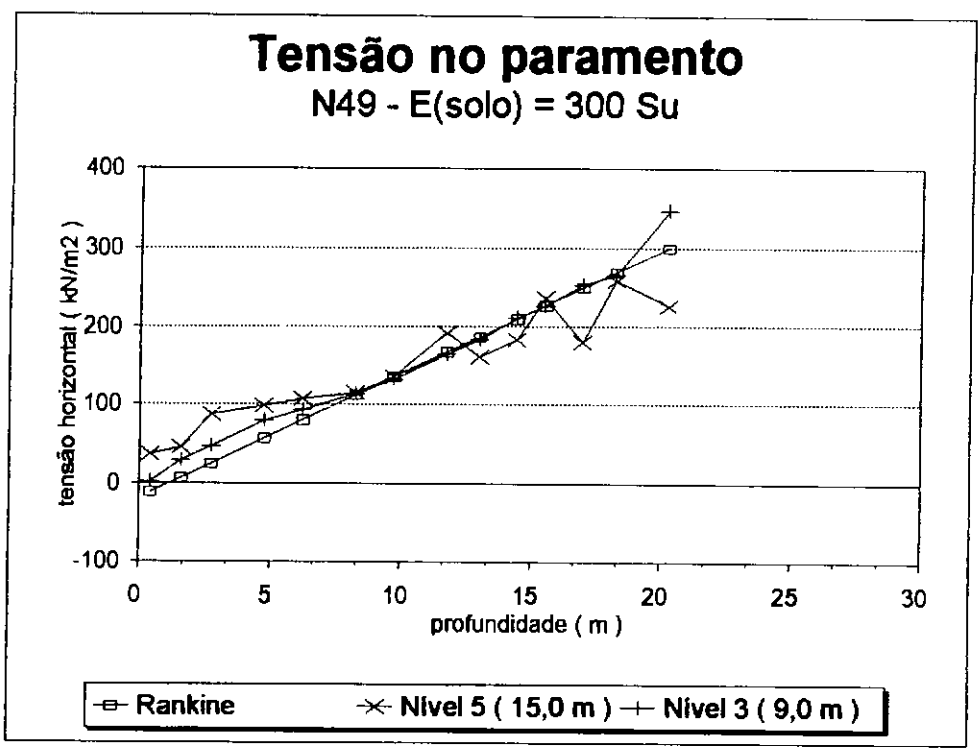


Figura (VII - 146)

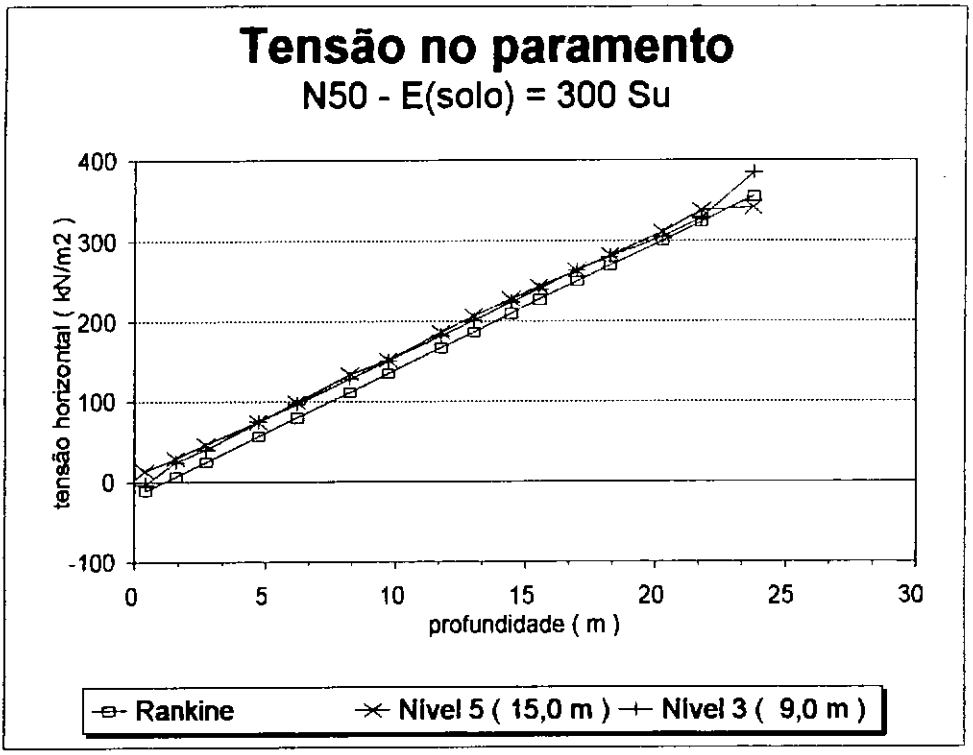


Figura (VII - 147)

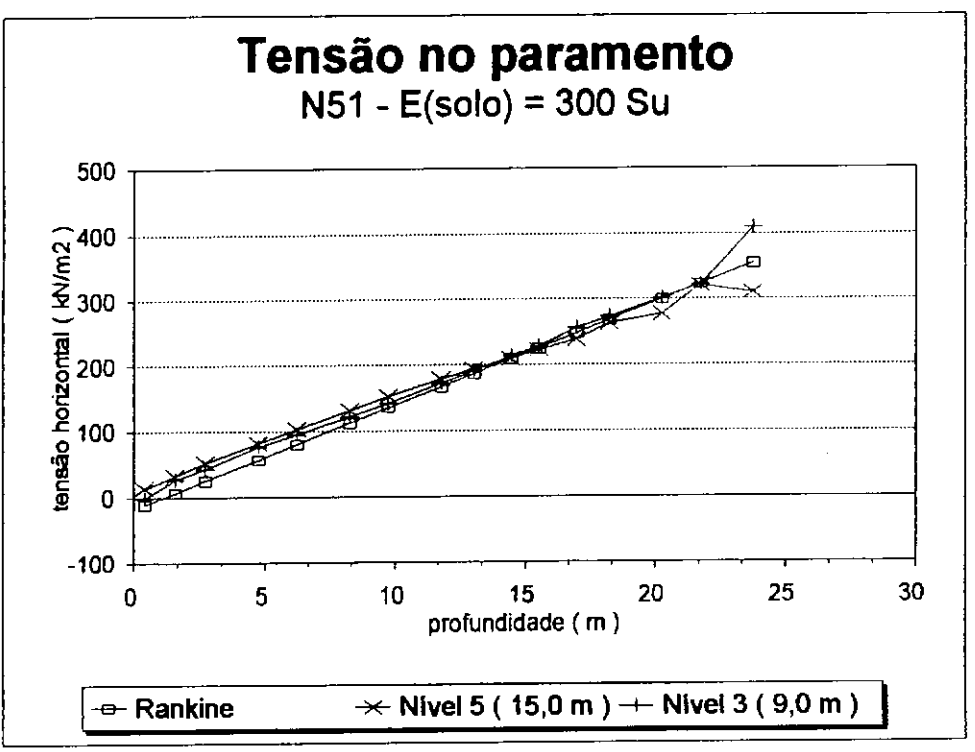


Figura (VII - 148)

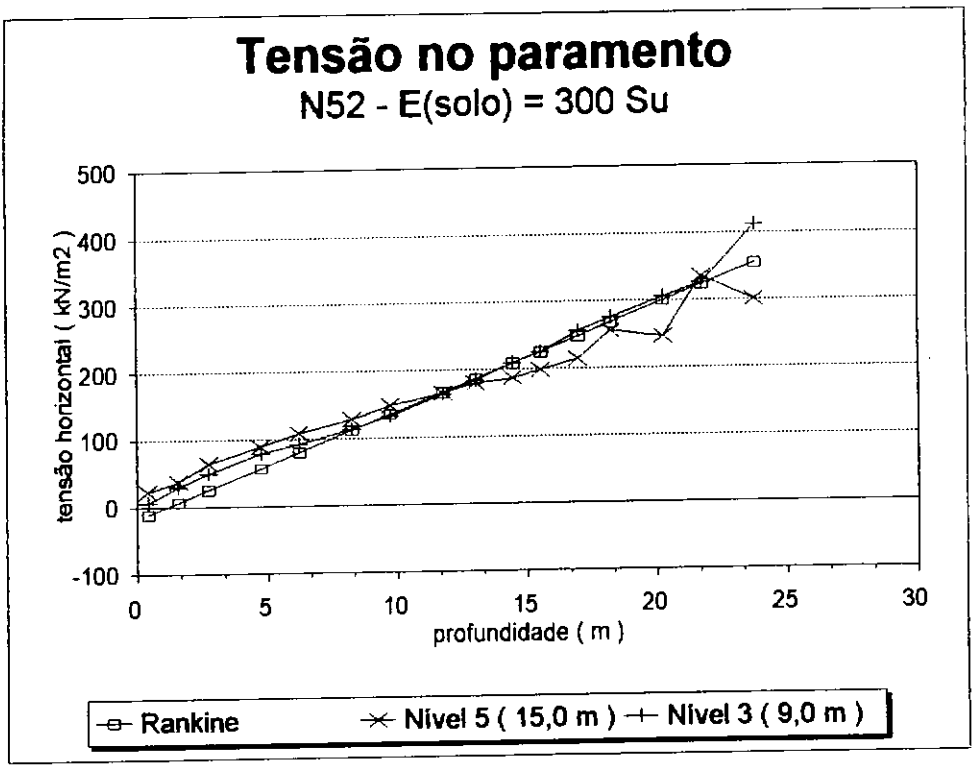


Figura (VII - 149)

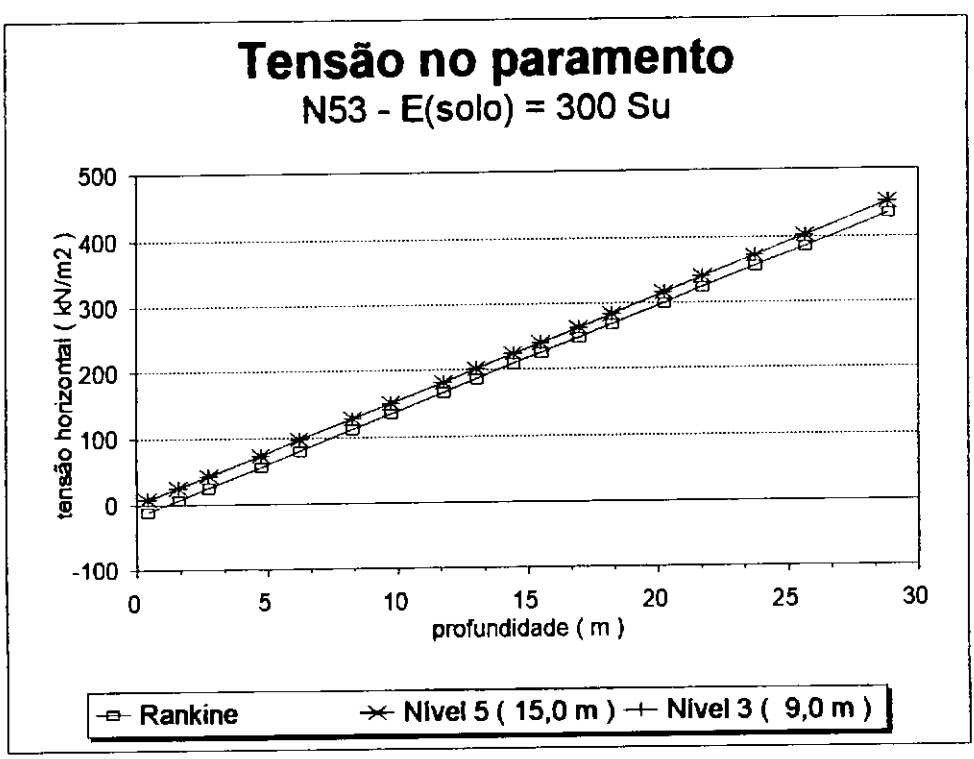


Figura (VII - 150)

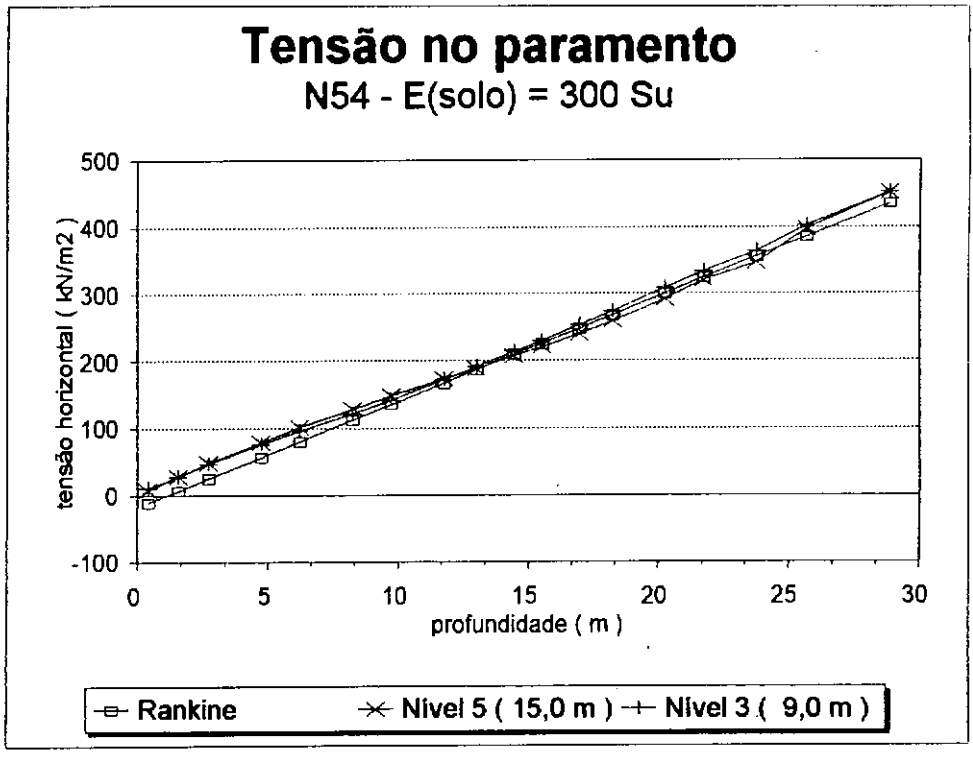


Figura (VII - 151)

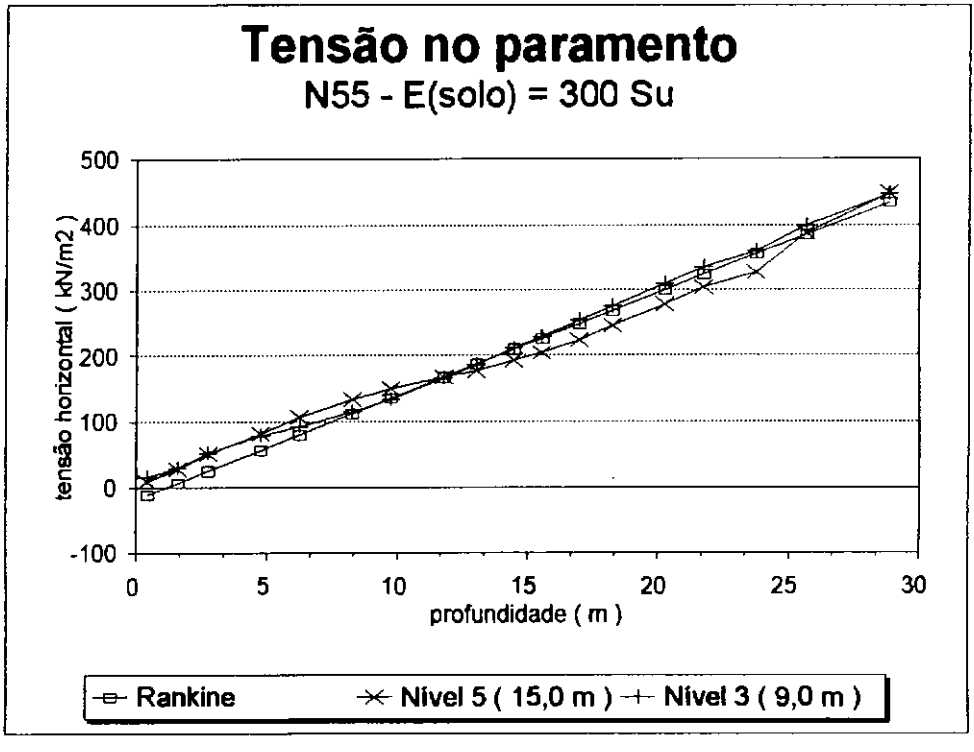


Figura (VII - 152)

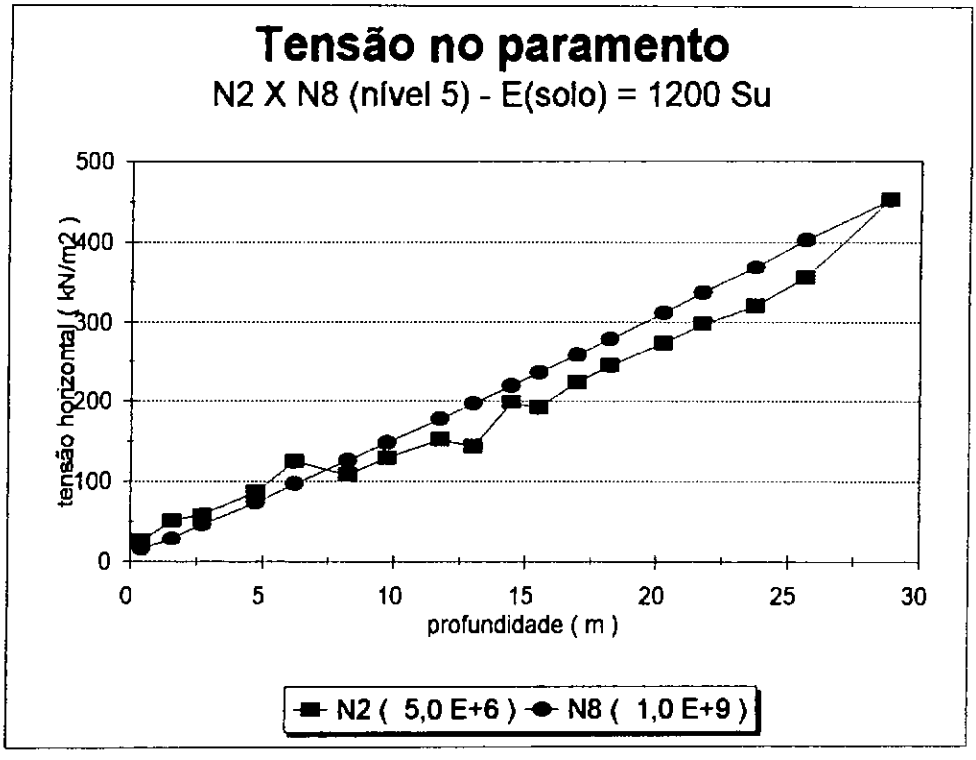


Figura (VII - 153)

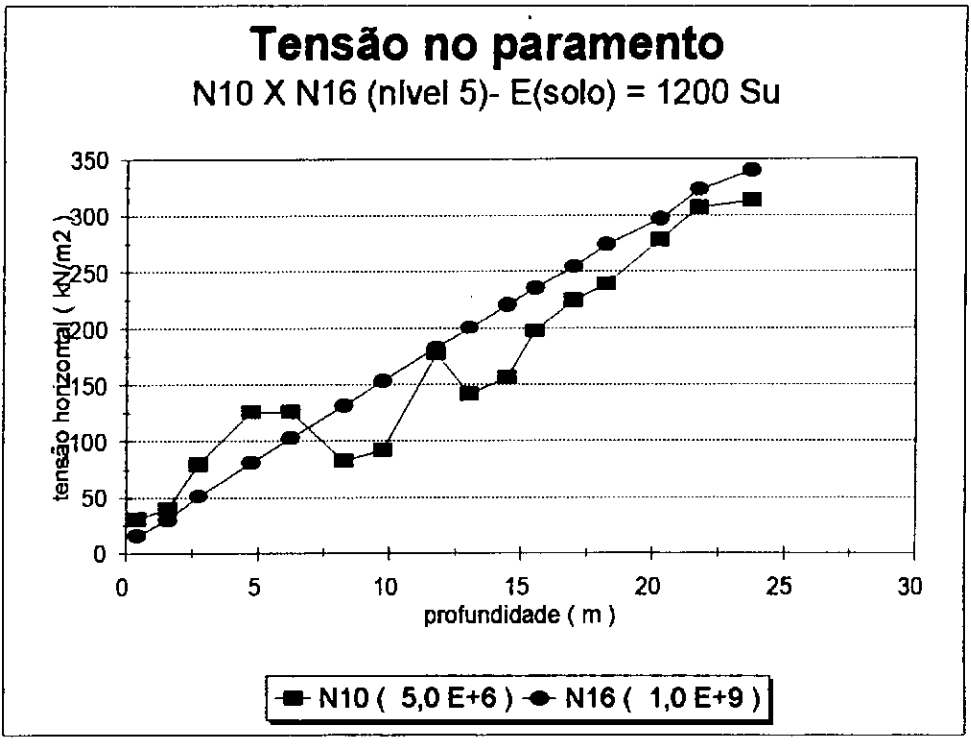


Figura (VII - 154)

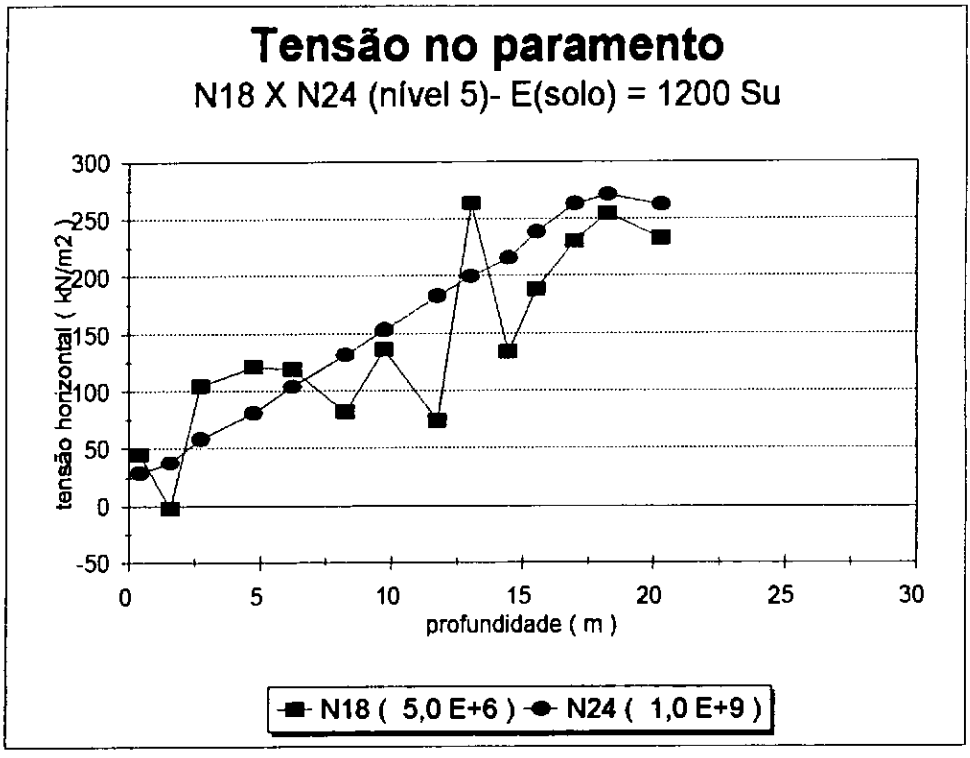


Figura (VII - 155)

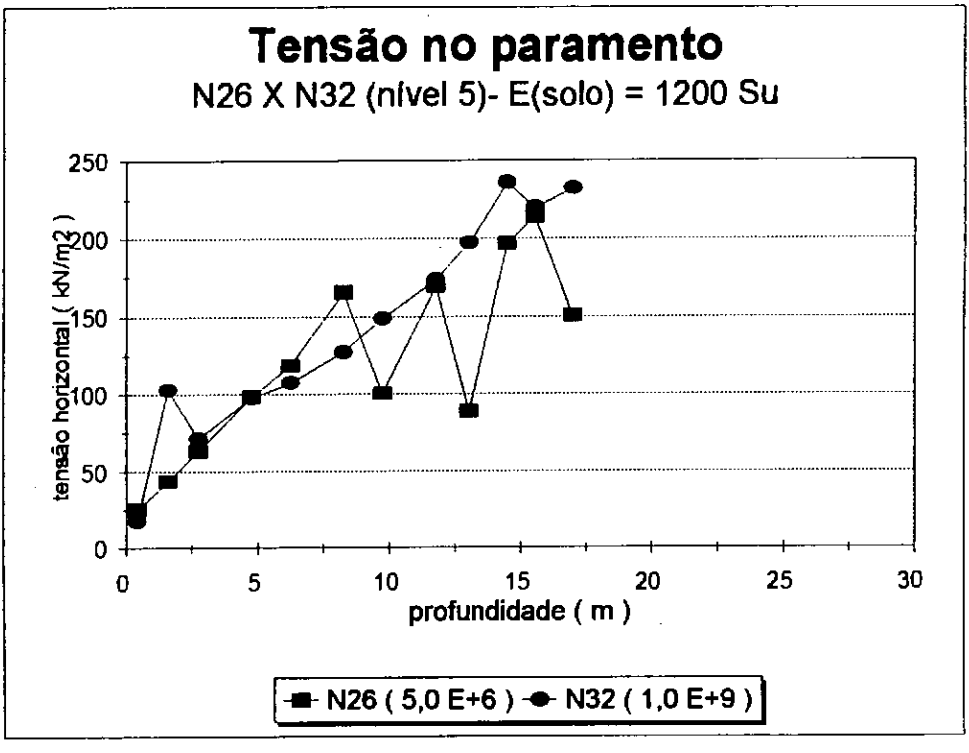


Figura (VII - 156)

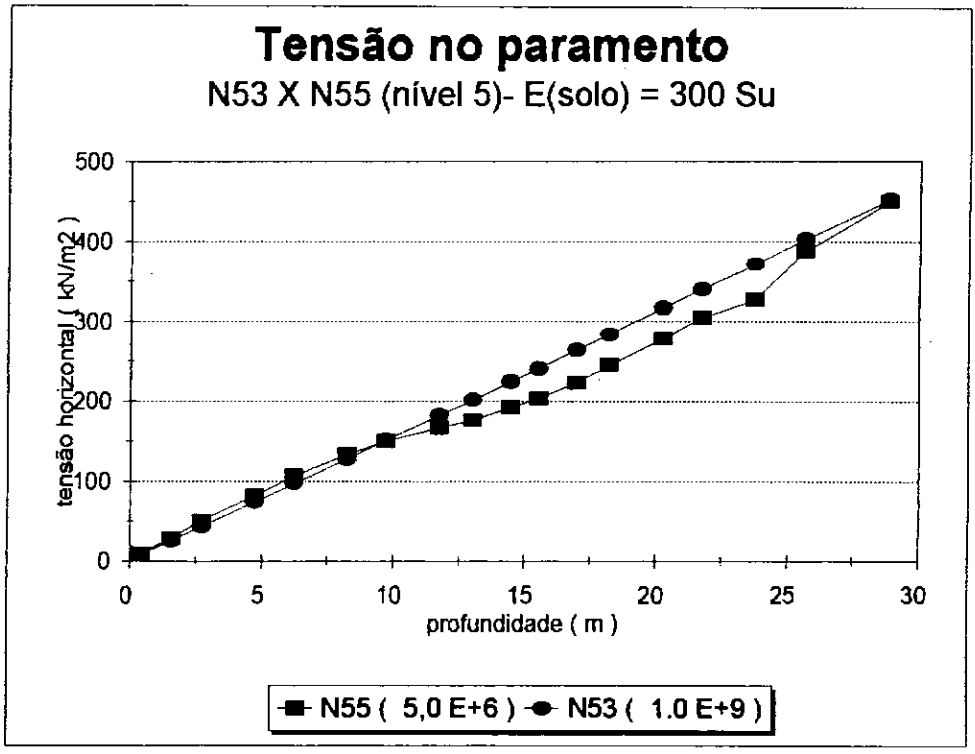


Figura (VII - 157)

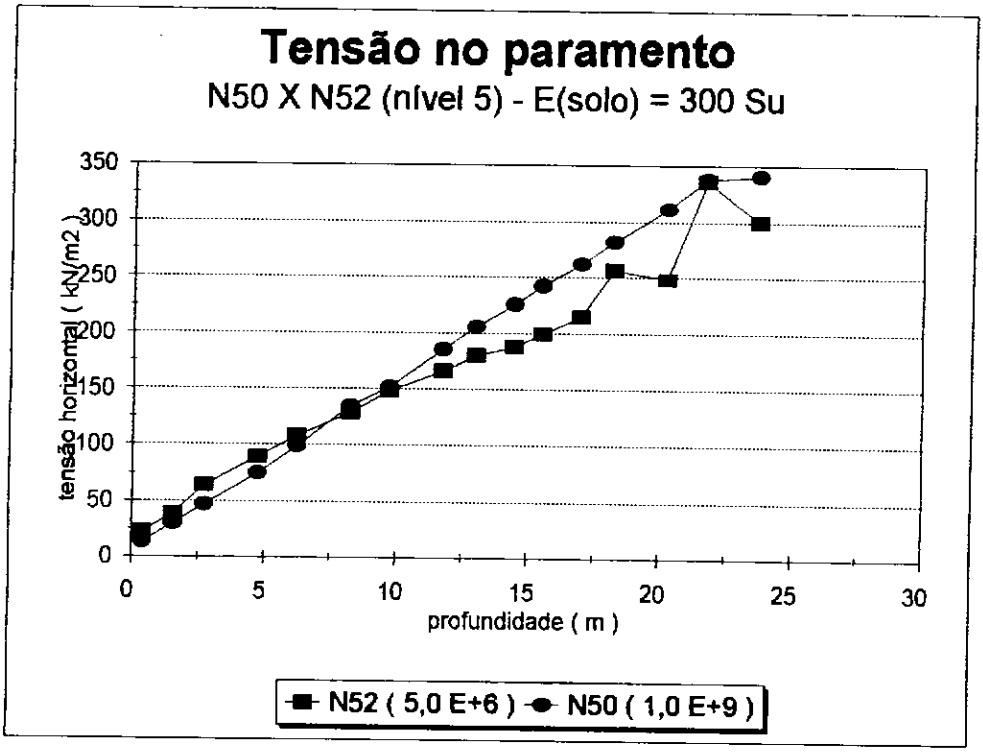


Figura (VII - 158)

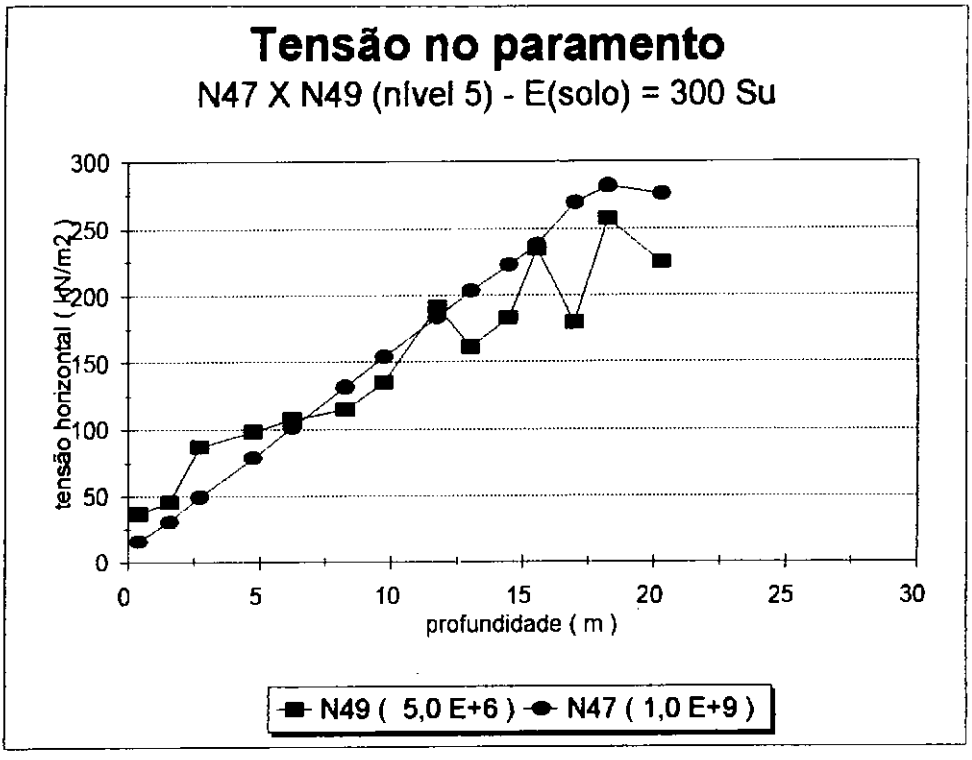


Figura (VII - 159)

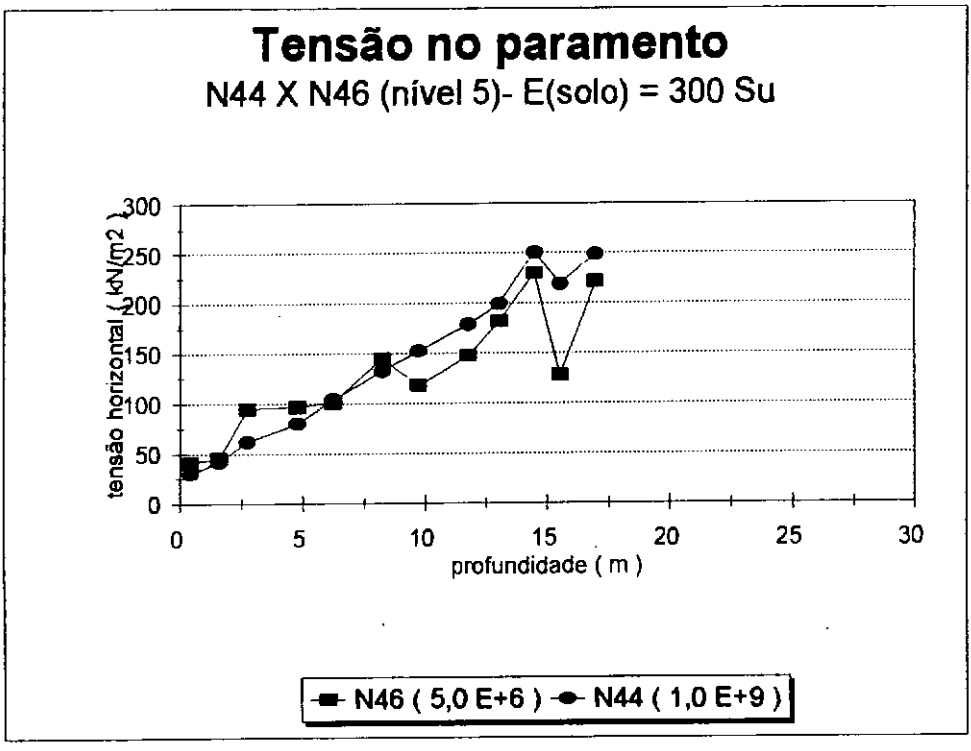


Figura (VII - 160)

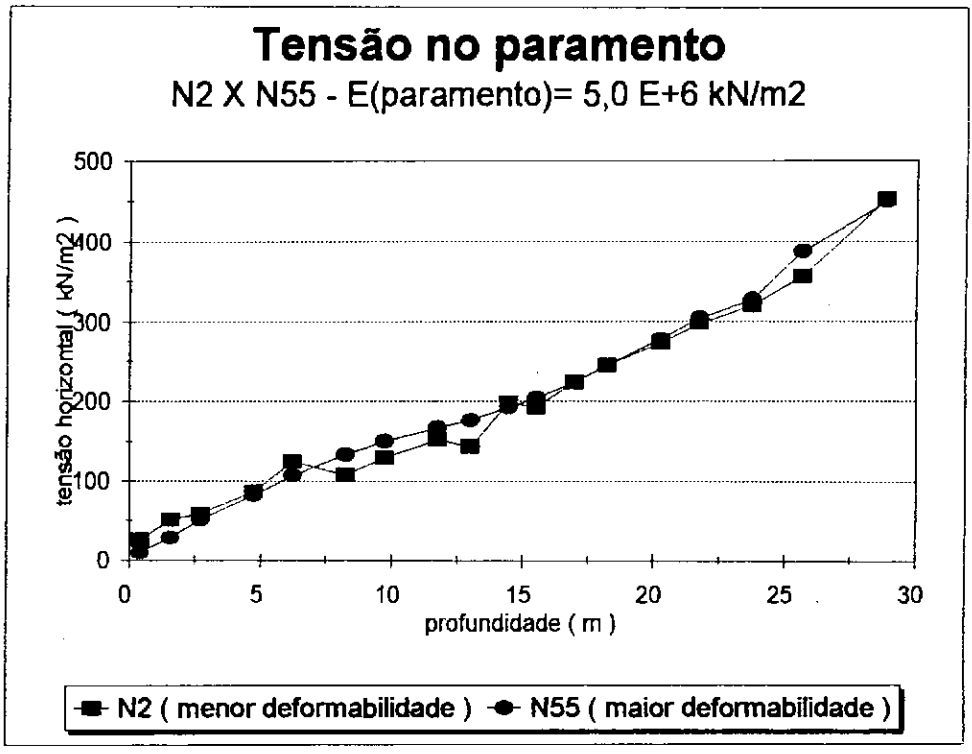


Figura (VII - 161)

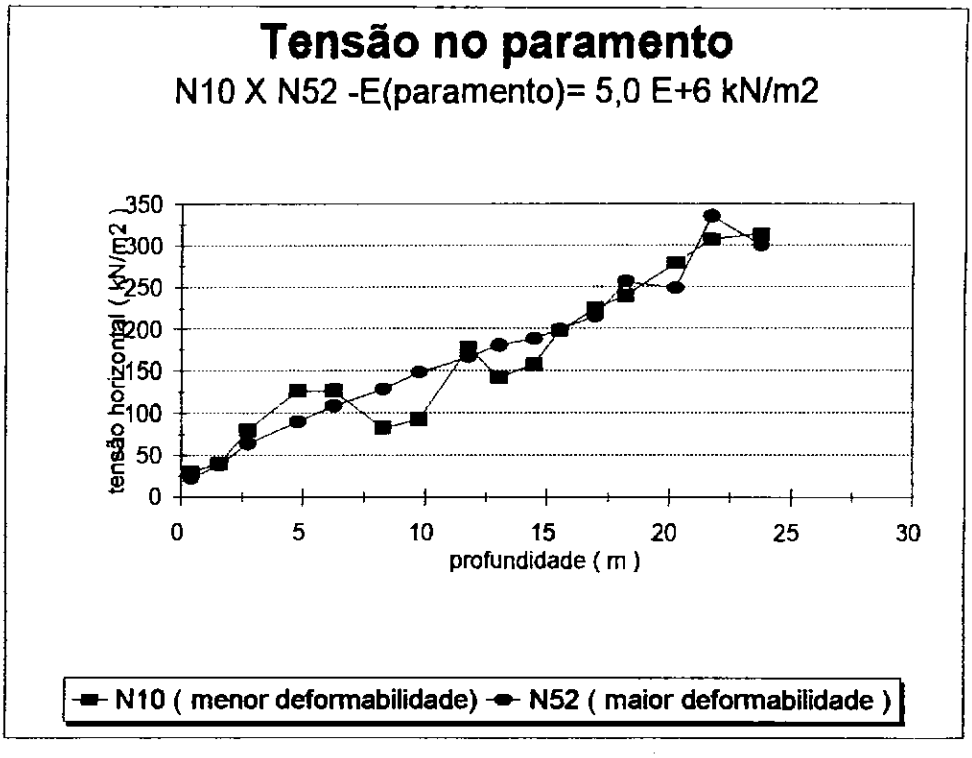


Figura (VII - 162)

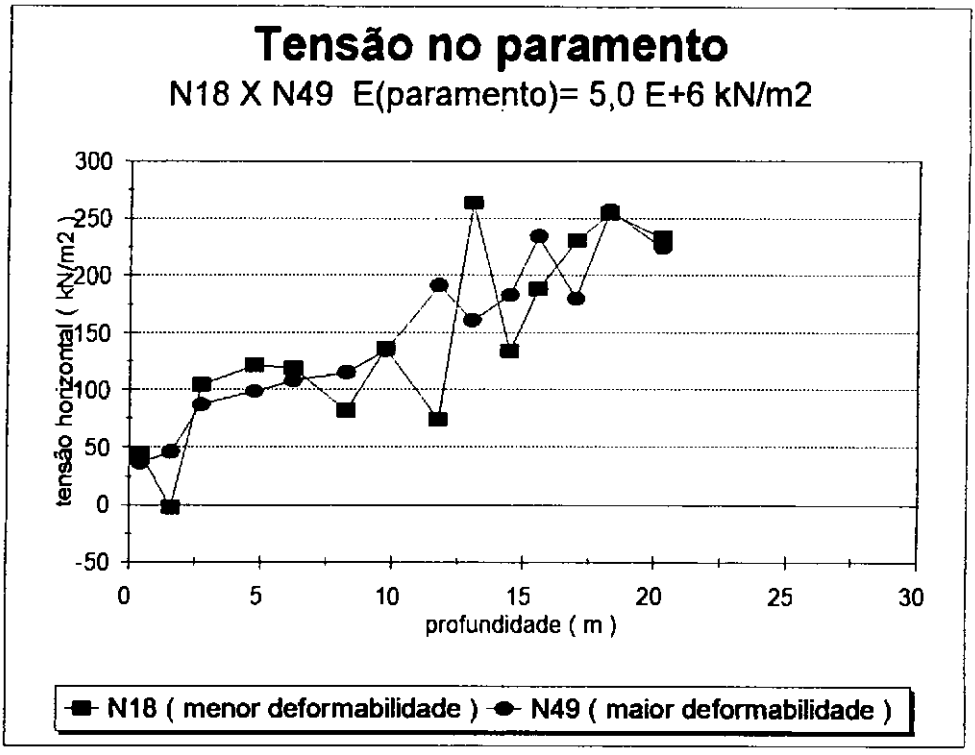


Figura (VII - 163)

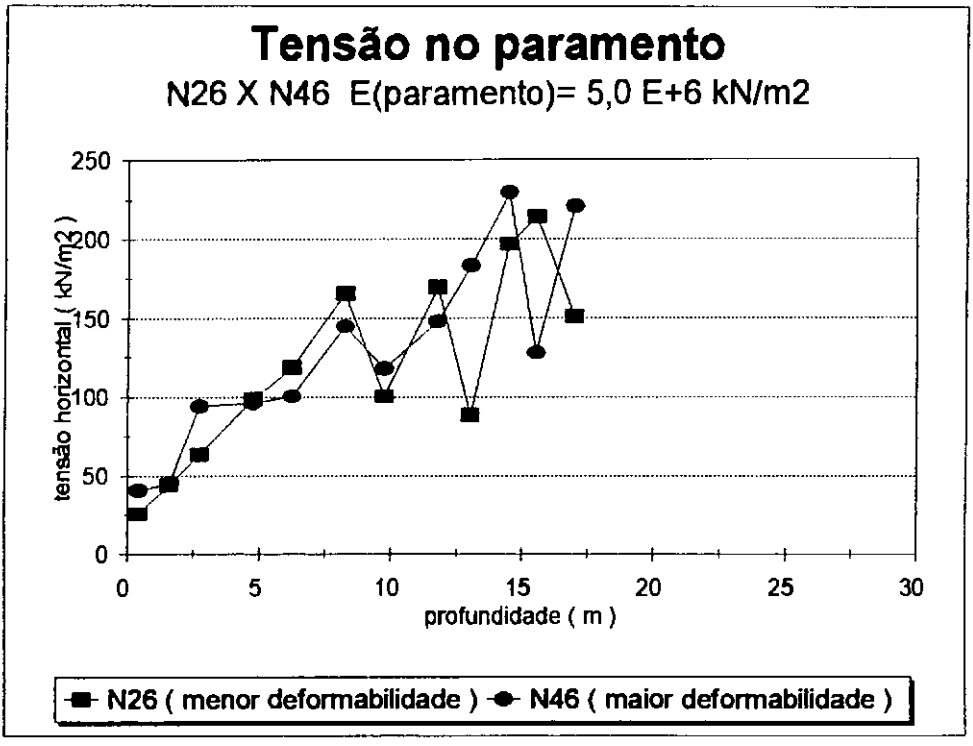


Figura (VII - 164)

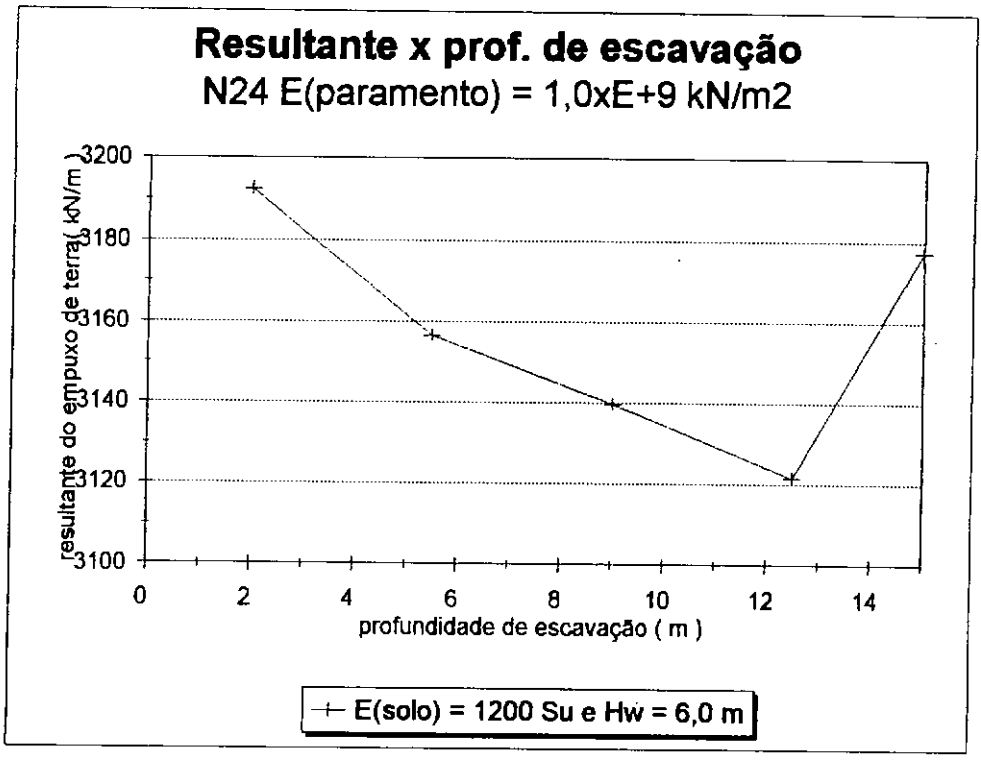


Figura (VII - 165)

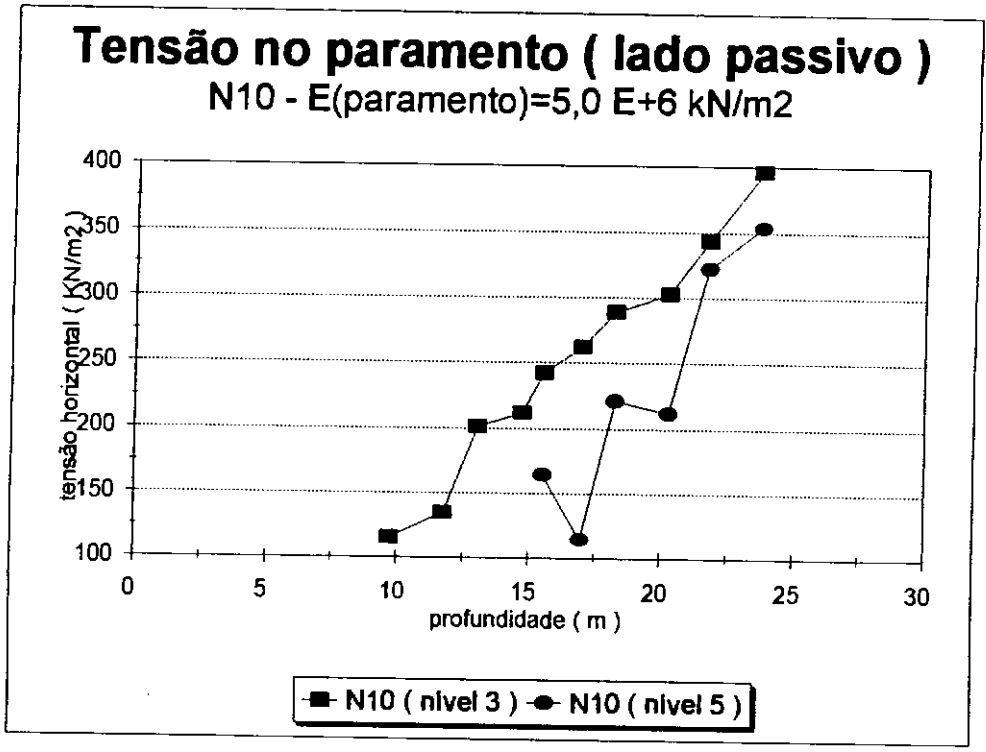


Figura (VII - 166)

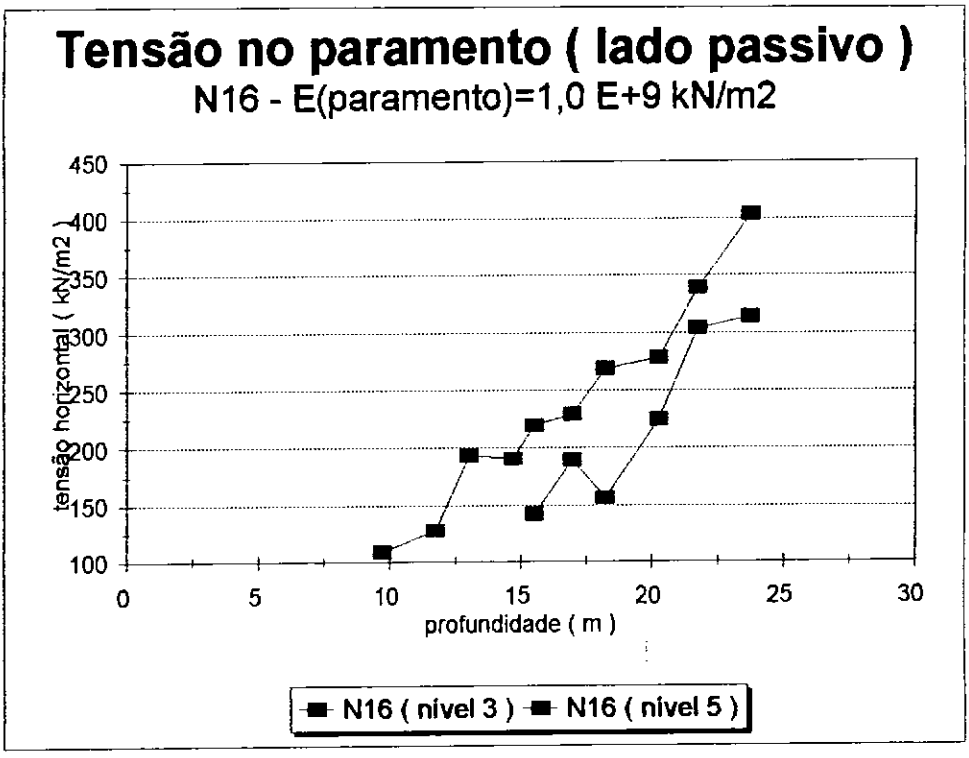


Figura (VII - 167)

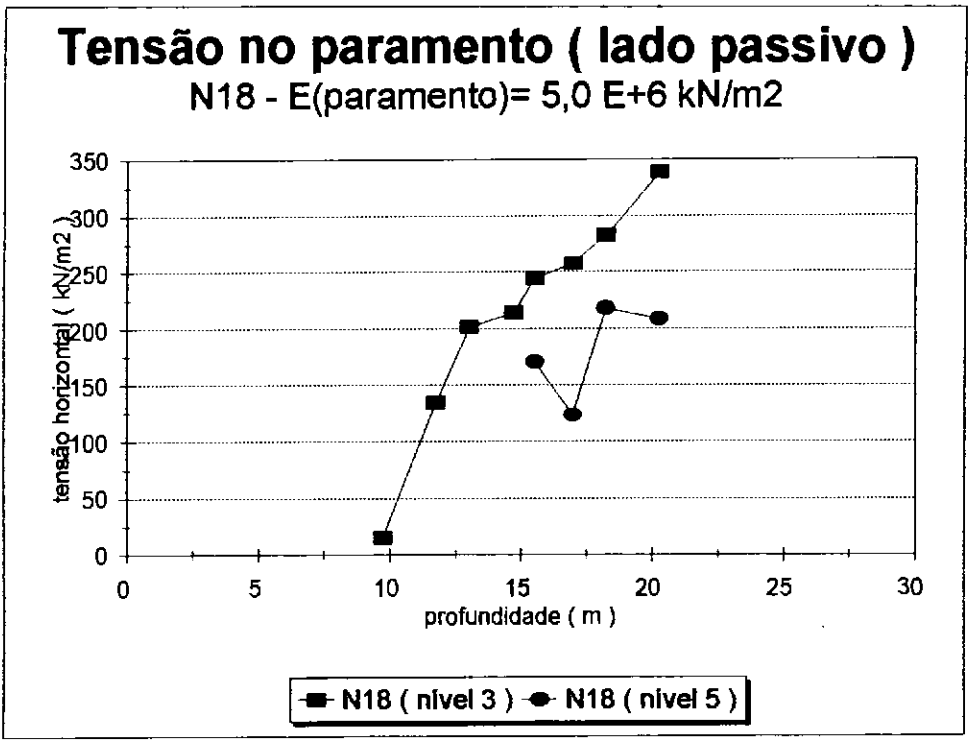


Figura (VII - 168)

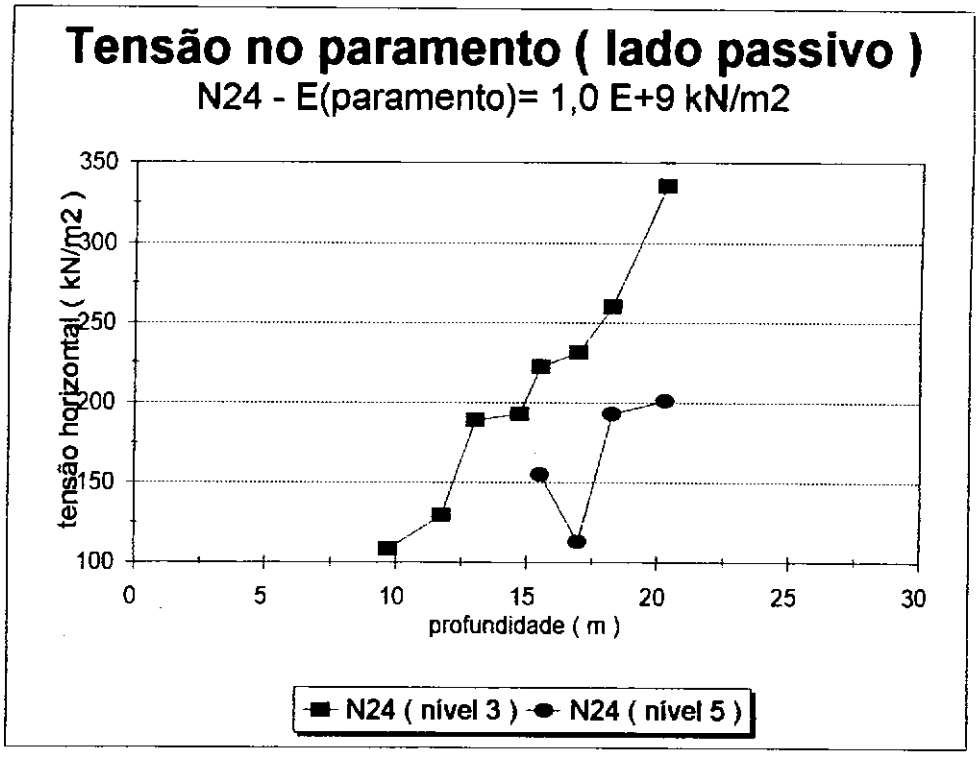


Figura (VII - 169)

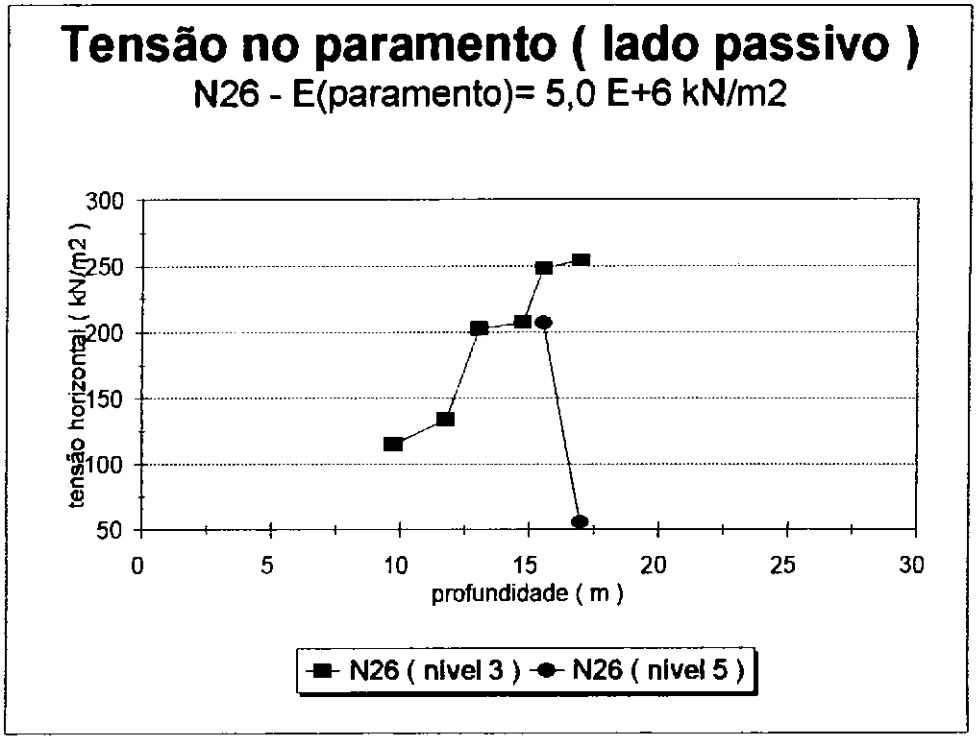


Figura (VII - 170)

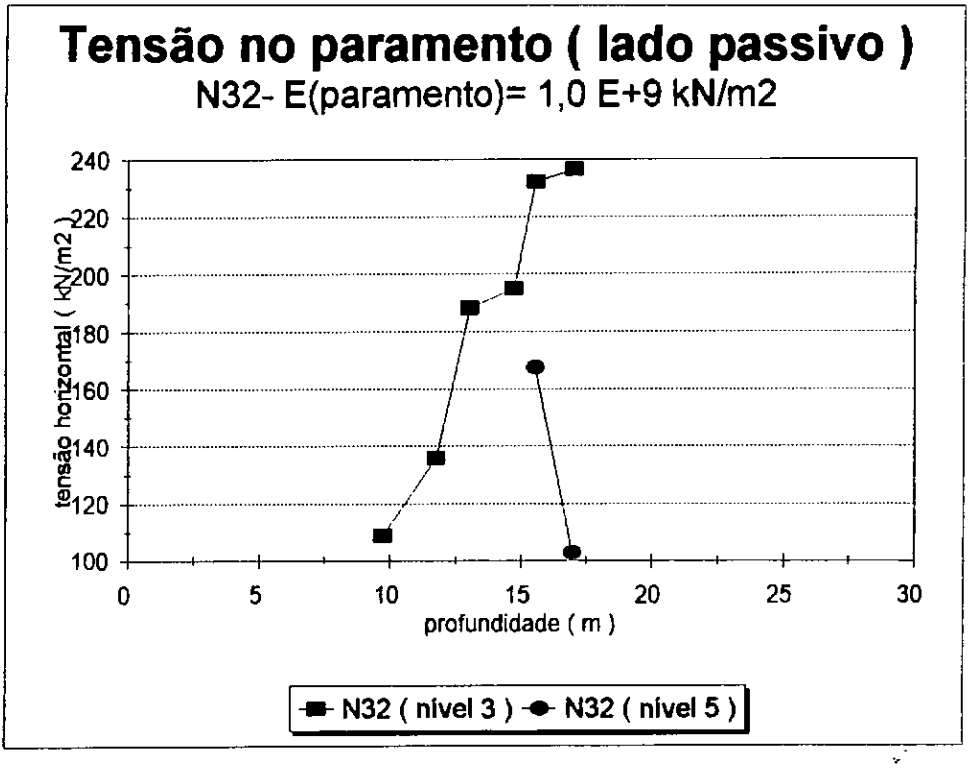


Figura (VII - 171)

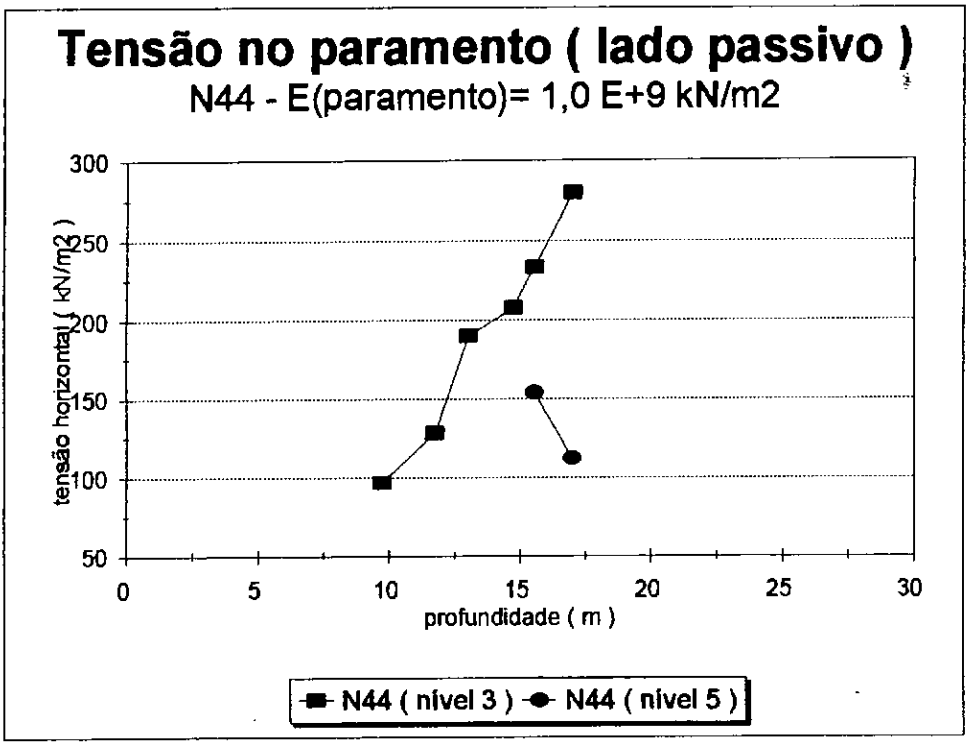


Figura (VII - 172)

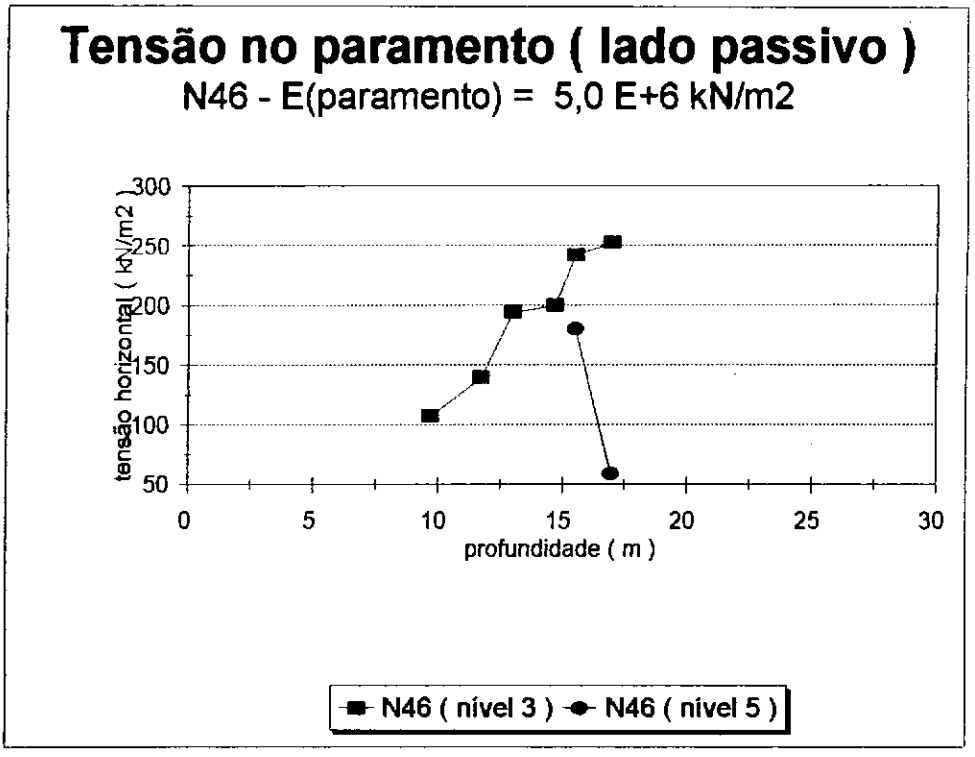


Figura (VII - 173)

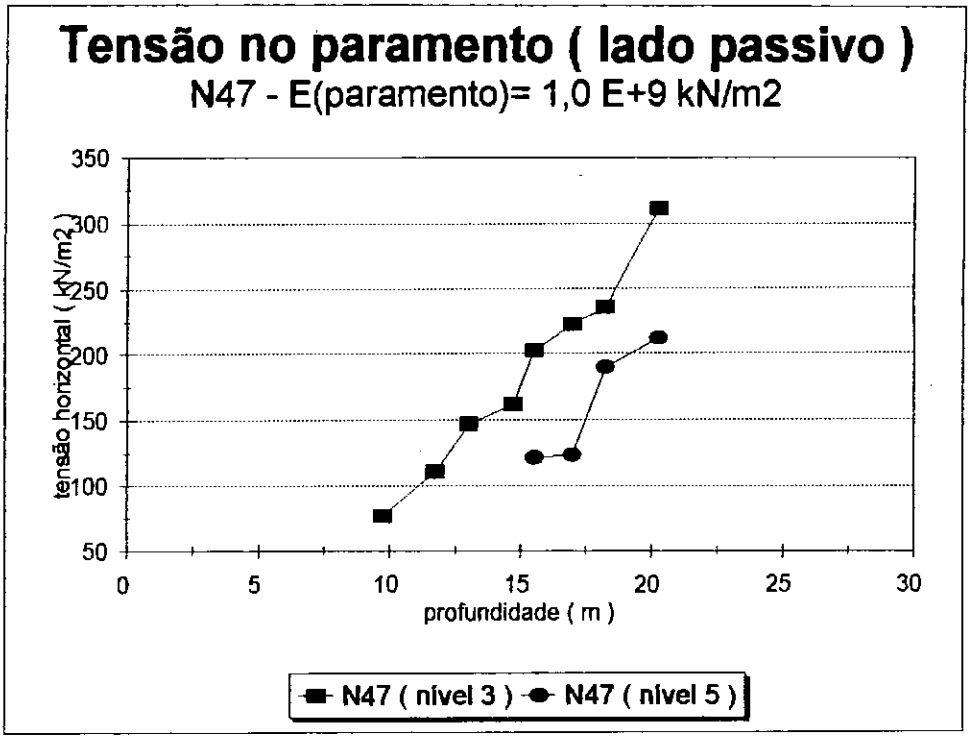


Figura (VII - 174)

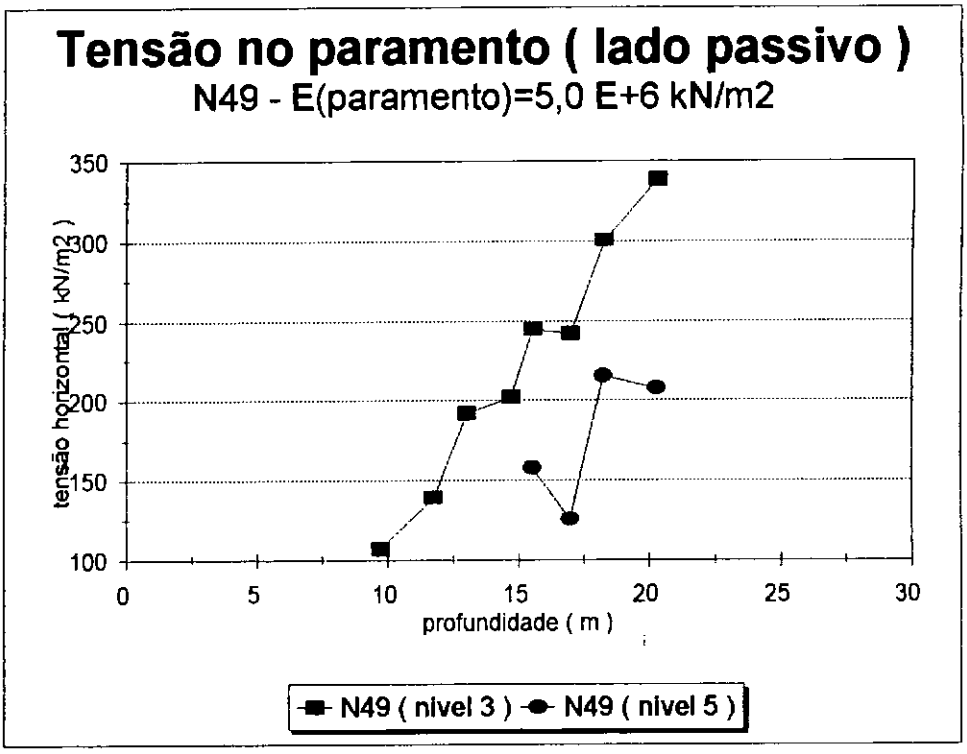


Figura (VII - 175)

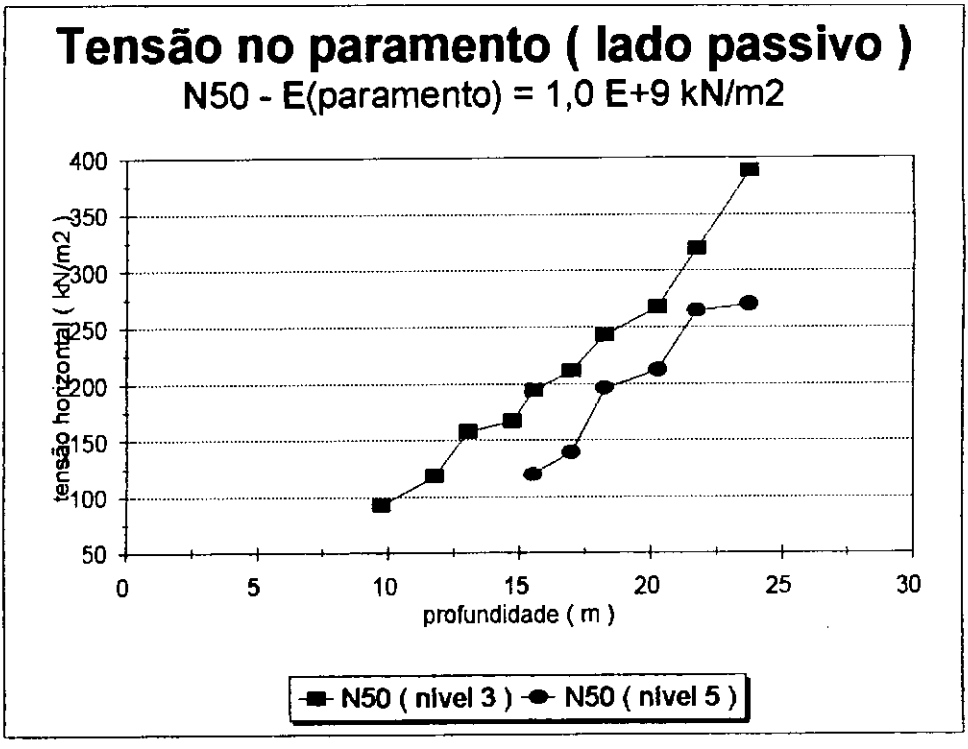


Figura (VII - 176)

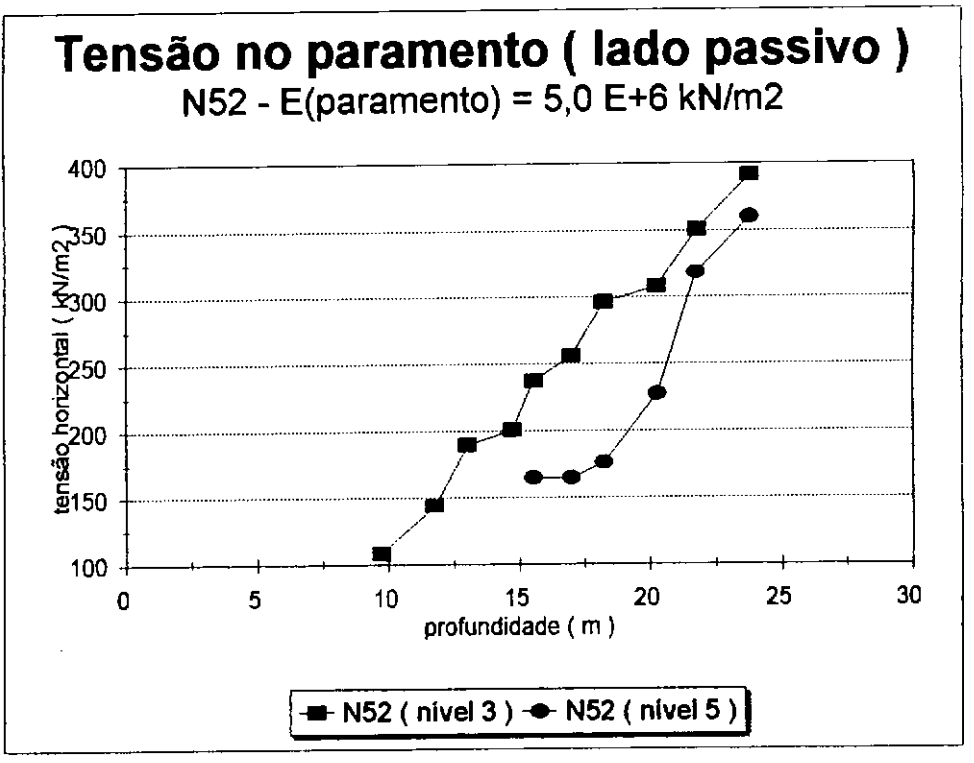


Figura (VII - 177)

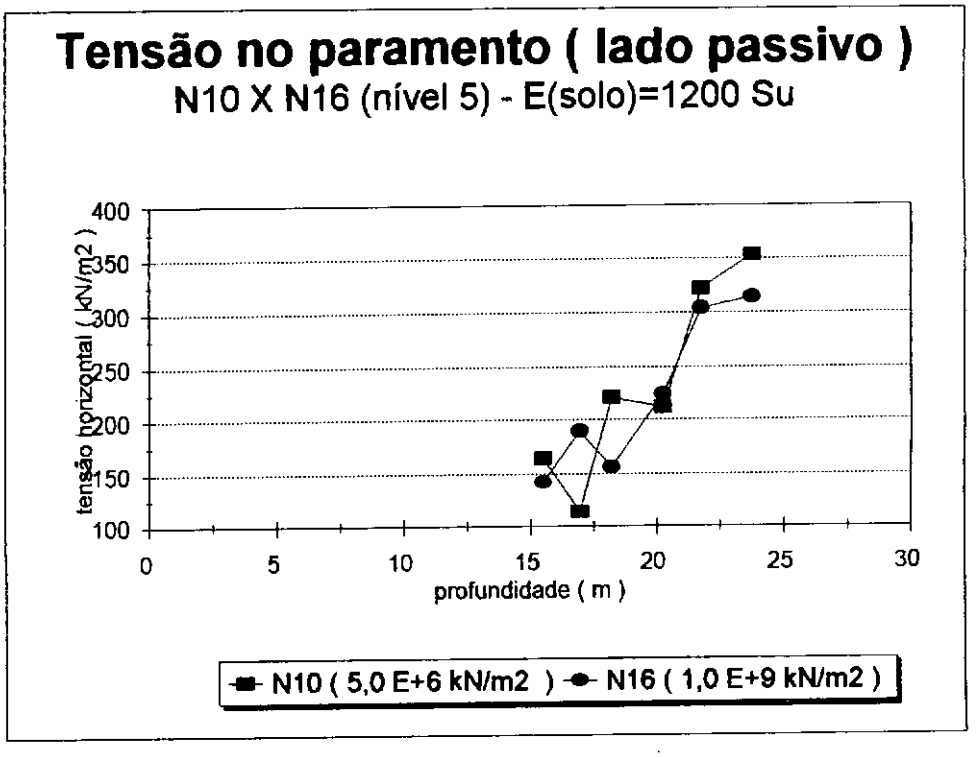


Figura (VII - 178)

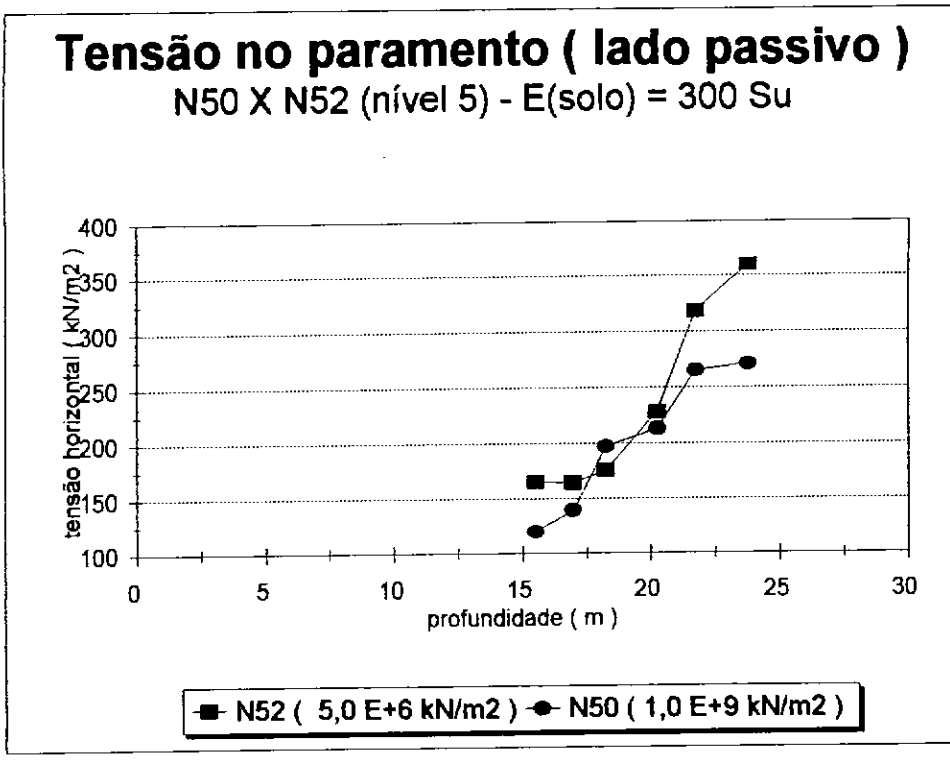


Figura (VII - 179)

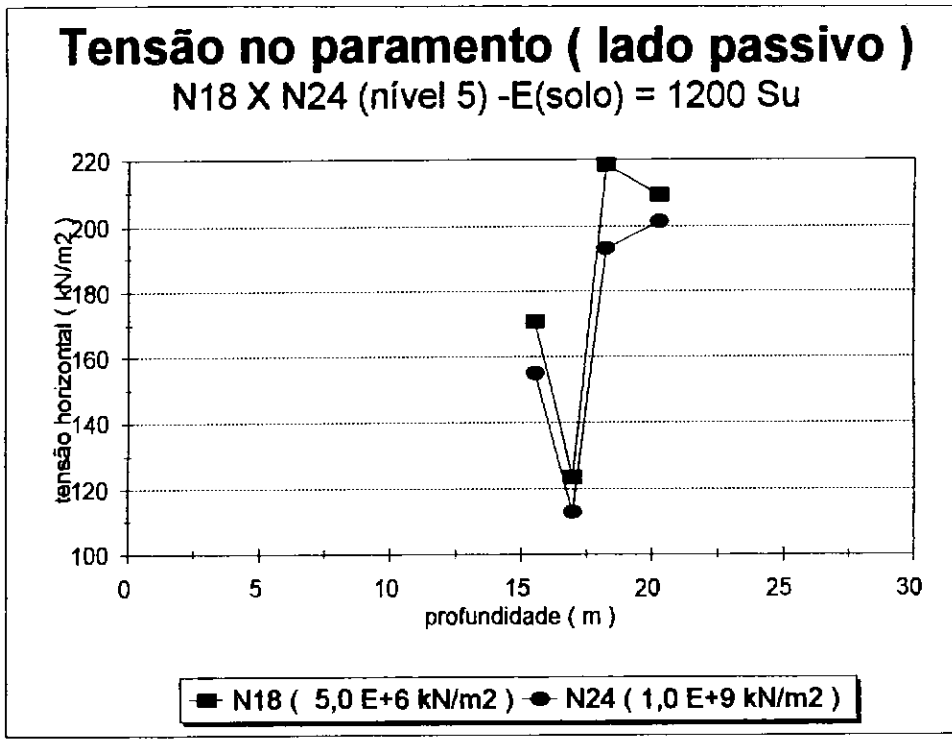


Figura (VII - 180)

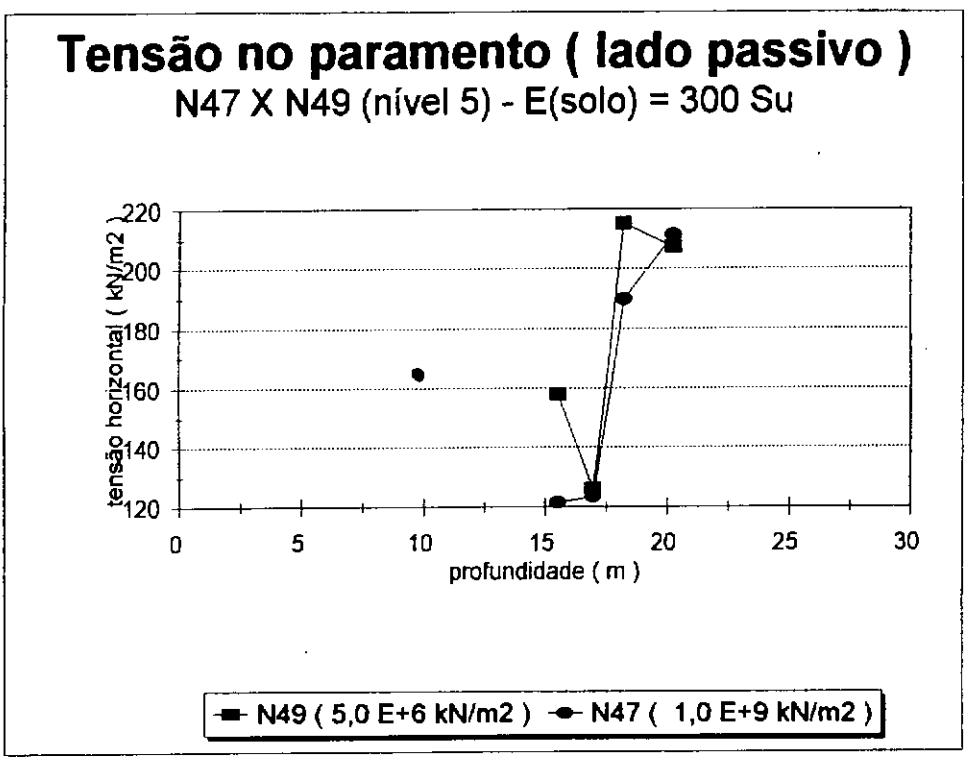


Figura (VII - 181)

CAPÍTULO VIII
CONCLUSÕES E SUGESTÕES

VIII. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

VIII.1. CONCLUSÕES

1- As zonas de plastificação que se desenvolvem no interior da argila, durante o processo de escavação, são extremamente sensíveis à variação na flexibilidade da ficha. Suas dimensões se reduzem com o aumento da rigidez do paramento.

2 - Verifica-se que, para a argila de maior deformabilidade, as zonas de plastificação possuem dimensões menores quando comparada às zonas de plastificação que se desenvolvem na argila de menor deformabilidade. Este comportamento indica a existência de uma maior mobilização da resistência ao cisalhamento para as escavações em argilas de menor deformabilidade.

3 - Verifica-se, como era de se esperar da análise das zonas de plastificação, maiores deslocamentos verticais na escavação com ficha mais flexível, quando comparados aos deslocamentos constatados na escavação de ficha mais rígida.

4 - Em todas as análises efetuadas, pode-se constatar o já esperado aumento do fator de segurança com o aumento da rigidez do paramento

5 - As escavações, em argilas com maior deformabilidade, apresentam um fator de segurança mais elevado do que as escavações em argilas de menor deformabilidade. Este fato se deve a maior mobilização da resistência ao cisalhamento verificada para as escavações em argilas de menor deformabilidade.

6 - Para os paramentos de maior rigidez, além de se verificar um deslocamento menor, verifica-se uma curvatura mais suave do paramento.

7 - Nota-se que a movimentação do paramento apresenta um substancial acréscimo para as escavações com módulo de elasticidade do paramento inferior a 2×10^7 kN/m^2 ("slurry wall"com 0,5 m).

8 - Apesar de possuírem um fator de segurança mais elevado, as escavações em argilas de maior deformabilidade mostram uma maior movimentação do paramento. Este comportamento é coerente com a análise das zonas de

plastificação que se formam no interior do solo arrimado, indicando uma menor mobilização da resistência ao cisalhamento(maior fator de segurança).

9 - A região de maior movimentação do paramento ocorre abaixo do fundo de escavação, sendo que o deslocamento horizontal máximo ocorre perto ou abaixo desse fundo. MANA(1978) já observara tal fato.

10 - Constata-se, para todos os casos analisados, um aumento das tensões horizontais de terra arrimada com o aumento da rigidez do paramento. Quanto maior apresenta-se a rigidez do sistema de contenção, menores são as deformações na massa de solo, e, consequentemente, as tensões horizontais elevam-se, tendendo a uma condição mais próxima a do repouso (Ko).

11 - Verifica-se que a maior deformabilidade do solo leva também a maiores tensões horizontais no sistema de contenção. Esta diferença de comportamento se explica, visto a maior deformabilidade do solo acarretar uma menor mobilização da resistência ao cisalhamento no solo(maior fator de segurança), e manter o estado de tensões mais próximo à condição de repouso(Ko).

12 - Em relação à distribuição de tensões, nota-se uma variação em torno da distribuição linearmente crescente com a profundidade prevista pela teoria de Rankine. Esta variação apresenta maiores amplitudes com o decréscimo do módulo de elasticidade do paramento e com o decréscimo do comprimento da ficha.

13 - Ao início do processo de escavação, o empuxo encontra-se perto da condição de repouso (Ko), tendo, neste momento, seu valor mais elevado. Com a continuidade da escavação, verifica-se uma tendência inicial para a mobilização do estado ativo de Rankine, as movimentações são preponderantemente horizontais, devido ao desconfinamento lateral. A continuidade da remoção de material, no prosseguimento da escavação, pode levar à instabilização do fundo da cava; este aumento de deformações, no sentido vertical, altera a tendência inicial para o estado ativo de Rankine, fazendo agora com que a trajetória de tensões totais projete-se à ruptura no ponto III da figura (III.4)(ocorrendo um aumento do empuxo de terra).

VIII.2. SUGESTÕES

1 - A análise do comportamento das escavações escoradas num material heterogêneo, com a possibilidade da existência de camadas drenantes.

2 - A análise do comportamento das escavações escoradas, levando-se em conta a anisotropia acarretada pela diferenciação no tipo de solicitação (compressão, extensão ou cisalhamento).

3 - A consideração da profundidade da camada de alta resistência como variável para o problema.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AAS, G., (1984) - Stability Problems in a Deep Excavation in Clay, Proceeding of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Rolla, Missouri, 315-323.

- ALMEIDA, M. S. S., (1977) - Análise Elasto-Plática de Túneis pelo Método dos Elementos Finitos, Tese M.Sc., COPPE\UFRJ.

- ALVES, M. C. M., (1982) - Estudo da Estabilidade de Valas Escoradas por Equilíbrio-Limite e pelo Método dos Elementos Finitos, Tese M.Sc., COPPE\UFRJ.

- BERRE, T. e BJERRUM, L., (1973) - Shear Strengh of Normally Consolidated Clays. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow , Vol.1.1. 39-49.

- BJERRUM, L., (1973) - Problems of Soil Mechanics and Constructions on Soft Clays and structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others), Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 3, 111-159.

- BJERRUM, L., CLAUSEN, C. J. F. e DUNCAN, J. M., (1972)- Earth Pressures on Flexible Structures, State-of-Art-Report, 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, 2, 169-196.

- BJERRUM, L. e EIDE, O., (1956) - Stability of Strutted Excavations in Clay, Geotechnique , Vol 6, Nº 1, 32-47.

- BROWN,C. B. e KING, I. P. , (1966) - Automatic Embankment Analysis: Equilibrium and Stability Conditions. Geotechnique, Vol.16, Nº 3, 209-219.

- BRUGGER, P. J., (1990) - Análise Numérica de Estacas Submetidas a Esforços de Compressão, Tese M.Sc., COPPE\UFRJ.

- CHANDRASEKARAN, V. S. e KING, G. J. M., (1974) - Simulation of Excavation using Finite Element. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, Nº GT 9, Setembro, 1086-1089.

- CHANG, C. Y. e DUNCAN, J. M., (1970) - Analysis of Soil Movement Around a Deep Excavation, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 96, 1629-1653.

- CHRISTIAN, J. J. e WONG, I. H., (1973) - Errors in Simulation Excavation in Elastic Method by Finite Elements, Soil and Foundations, Vol. 13, Nº 11, 1-10.

- CLOUGH, G. W., (1969) - Finite Element Analysis of Soil-Structure Interaction in U-Frame Locks. Tese Ph.D. University of California, Berkeley.

- CLOUGH, G. W. e DUNCAN, J. M. , (1969) - Finite Element Analyses of Port Allen and Old River Locks, Contract Report S-69-3, U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Corps of Engineering, Vicksburg, Mississipi, September.

- CLOUGH, G. W. and SCHMIDT, B.,(1977) - Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay, State-of-Art-Report, International Symposium on Soft Clay, Bankok, Thailand, July.

- D'APPOLONIA, D. J., POULOS, H. G. e LADD, C. C., (1971) - Initial Settlement of Structures on Clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, Nº SM10, 1359-1377.

- DAVACHI, J. M., (1978) - Finite Element Analysis of Footings and Embankment Dam Cores. Ph.D. thesis, University of London.

- DESAI, C. S. e ABEL, J.. F. , (1972) - Introduction to the Finite Element Method, Van Nostrand Reinold Company.

- DRUCKER, D. C., GREENBERG, H. J. e PRAGER, W., (1952) - Extended Limit Design Theorems for Continuos Media, Q. Appl. Math., 9, 381-389.

- DUNCAN, J.M. e BUCHIGNANI, A. L.,(1976) - An Engineering Manual for Settlement Studies. Geotecnical Report, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, June.

- DUNCAN, J. M., BYRNE, P., WONG, K. S. e MABRY, P., (1980) - Strengh, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses. Department of Civil Engineering, University of California - Berkeley.

- DUNCAN , J. M. e CHANG , C. Y. , (1977) - Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils , Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.96, Nº SM5, September, 1629-1653.

- DUNCAN, J. M. e DUNLOP, P., (1969) - Slopes in Stiff-Fissured Clays and Shales. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, Nº SM2 , 467-492.

- DUNLOP, P., DUNCAN, J. M. e SEED, H. B., (1968)- Finite Element Analysis of Slopes in Soil. Contract Report S-68-6, U.S. Army Engineering Waterways Expirement Station, Corps of Engineers, Vicksburg , Mississippi.

- EHRLICH, M., (1987) - Um Método de Análise de Escavações Escoradas Sujeitas a Movimentação de Fundo, tese D.Sc., COPPE\UFRJ.

- FLAATE, K. S., (1966) - Stresses and Movements in Connection with Braced Cuts in Sand and Clay. Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana, 264 .

- FOSS, I., (1973) - Discussion on Lateral Pressure of Clayey Soils on Structures, Proceedings of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4.2 . 234-242, Moscow, August.

- GUNN, M. J., (1980) - Limit Analysis of Undrained Stability Problems Using a Very Small Computer, Proceedings of a Symposium on Computer Applications to Geotechnical Problems in Highway Engineering , Cambridge , England , 5 - 12.

- HAMZA, M. M., (1976) - The Analysis of Embankment Dams by Non-Linear Finite Element Method, Ph.D. Thesis, University of London.

- HENKEL, D. J., (1958) - The Correlation Between Deformation, Pore Water Pressure and Volume Change Characteristics of Saturated Clays. Ph.D. thesis, University of London.

- IFFLAND, J. S. B., (1976) - Practical Design of Concrete Diaphgram Walls. Retirado da tese de Doutorado de Soares (1981).

- ISHIHARA, K., (1970) - Relations Between Process of Cutting and Uniqueness of Solution. Soil and Foundations , Vol. 10, Nº 3 .

- JANBU, N., (1963) - Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wissbaden, Germany, Vol. 1, 19-25.

- KAISER, P. K. and HEWITT, K. J., (1982) - Canadian Geotechnical Journal, 19, 139-153.

- KONDNER , R. L. , (1963) - Hyperbolic Stress-Strain Response : Cohesive Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, Nº SM1, February, 115.

- KONDNER, R. L. e ZELASKO, J. S., (1963) - A Hiperbolic Stress-Strain Formulation of Sands. Proceedings of the 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering , Vol 1, Brasil, 289.

- KULHAWY, F. H., DUNCAN, J. M. e SEED, H. B., (1969) - Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Embankments During Construction. University of California, Report nº TE-69-4.

- LADE, P. V. e DUNCAN, J. M., (1975) - Elastoplastic Stress- Strain Theory for Cohesionless Soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, October, Vol .101, Nº 10, 1037-1053.

- LAMBE, T. W., (1970) - Braced Excavations, State-of-Art-Report, Specialty Conference Lateral Stess in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, Cornell University, Ithaca, N.Y., 149-218.

- LOPES, F. R., (1979) - The Undrained Bearing Capacity of Piles and Plates Studied by the Finite Element Method. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology, University of London, April, 1979.

- LOPES, F. R., (1980) - PROGEO 1 - A Finite Element Solution for Static Analysis of Geothecnical Problems, COPPE\UFRJ .

- MANA, A. I., (1978) - Finite element Analyses of Deep Excavation Behavior in Soft Clay, Ph.D. Thesis, Stanford University.

- NAYAK, G. C. e ZIENKIEWICZ , O. C., (1972) - Note on the Alfha - Constant Stifness Method for the Analysis of Non-Linear Problems. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 4, Nº 4, 569 - 582.

- NAVFAC DM-7, (1971) - Design Manual, Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures. Department of the Navy Naval facilities Engineering Command, Washington, D.C.

- ORTIGÃO, J. A. R. (1980) - Aterro Experimental levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro, Tese D.Sc., COPPE\UFRJ.

- OSAIME, A. E. e CLOUGH, G. W., (1979) - Pore Pressure Dissipation During Excavation, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105, 481-489.

- PARISEAU, W. G., VOIGHT, B. e DAHL, H. D., (1970) - Finite Element Analysis of Elastic-Plastic Problems in the Mechanics of Geologic Media : an Overview. Proceedings of 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics, Belgrado , 311-323.

- PECK, R. B., (1969) - Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, State-of-Art-Report, VII, ICSMFE, México, 225-290.

- PECK, R. B., HANSON, W. E. e THORNBURN, T. H., (1974) - Foundation Engineering , 2nd Edition, Wiley, N.Y., 514.

- PRANDTL, L., (1921) - Uber die Eindringungsfestigkeit Plastisher Baustoffe und Die Festigkeit von Schneiden, Zeitschrift fur Angewandte Mathematik und Mechanik, 1 , Nº 11, 15-20.

- RODRIGUEZ, J. M., e FLAMAND, C. L., (1969) - Strut Loads Recorded in a Deep Excavation in Clay, 7th ICCSMFE, Cidade do México, México, Vol.2, 459-467.

- SKEMPTON, A. W., (1951) - The Bearing Capacity of Clays, BLDG Res. Cong., London , 1951 , Papers Present in Div.1 , 180-189.

- SOARES, M. M, (1981) - Cálculo de Paredes Diafragma Multi-Escoradas em Presença de Solos Argilosos. Tese D.Sc., COPPE\UFRJ.

- TERZAGHI , K. (1936) - A Fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations , Journal of the Boston Society of Civil Engineering, April. Também publicado em Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers, 277-294.

- TERZAGHI , K., (1943) - Theoretical Soil Mechanics, Wiley , N.Y.

- TERZAGHI, K. e PECK, R. B., (1967) - Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edition.

- TERZAGHI, K. e RICHART, F. E., (1952) - Stresses in Rock about Cavities. Geotechnique, 3, 57-90.

- TSCHEBOTARIOFF, G. P., (1951)- Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, McGraw-Hill, N.Y.

- VARGAS, M., (1977) - Introdução à Mecânica dos Solos. Editora McGraw-Hill

- WONG, I. H., (1971) - Analisys of Braced Excavations, Ph.D. theisis, Massachusets Institute of Technology.

- WONG, K. S. and BROMS, B. B., (1989) - Lateral Wall Deflections of Braced Excavations in Clay, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, Nº 6, June.

- ZIENCKIEWICZ, O. C., (1971) - The Finit Element Method in Engineering Science, McGraw-Hill Book Co., London.