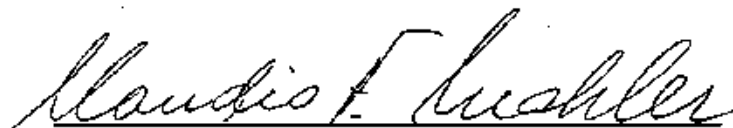


COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS PARA TORRES
ESTAIADAS EM SOLO RESIDUAL

Claudio Pereira Pinto

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

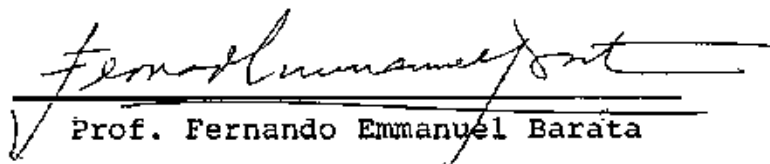
Aprovada por:



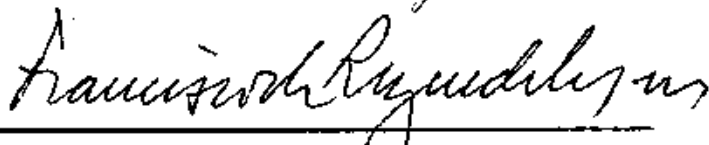
Prof. Claudio Fernando Mahler
(Presidente)



Prof. Dirceu de Alencar Velloso



Prof. Fernando Emmanuel Barata



Prof. Francisco Resende Lopes

PEREIRA PINTO, CLAUDIO

Comportamento de Ancoragens para Torres Estaiadas em Solo Residual (Rio de Janeiro) 1985

X, 179p. 29,7cm (COPPE/UFRJ. M.Sc., Engenharia Civil, 1985)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

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

DEDICATÓRIA

A meus pais, por tudo que me transmitiram e me possibilitaram realizar

A Gina e a Leonardo, pelo que significam para mim

AGRADECIMENTOS

Aos meus familiares, pelo estímulo e compreensão durante a realização deste trabalho.

A Mario Barbosa, pelo inestimável apoio, transmitido com sua presença amiga e fraterna.

Ao companheiro Fernando A. Brasil Danziger, pelo incentivo, amizade e valiosas contribuições na discussão do tema aqui tratado.

Ao professor Fernando Emmanuel Barata, pela amizade, otimismo e constante motivação, que me trouxeram ao estudo das disciplinas de Mecânica dos Solos e em especial à elaboração desta dissertação.

Ao professor Claudio Fernando Mahler, pela amizade e preciosa orientação que deu sentido ao desenvolvimento da análise apresentada neste trabalho.

Aos colegas Joaquim da Costa Monteiro Jr. e Marcus P. Pacheco, companheiros de trabalho na ELECTRA, pelo constante apoio e sincera amizade.

Aos companheiros e professores da COPPE, por tudo que me transmitiram ao longo do curso.

À FURNAS - Centrais Elétricas S.A., pela oportunidade de participar das experiências aqui descritas e pelo material que serviu de base aos estudos apresentados.

À ELECTRA - Eletrotécnica, Consultoria e Projetos S.A., especialmente a Raimundo Carneiro Santiago, pelas oportunidades de trabalho, que respondem por minha formação profissional nos últimos anos.

A João Lucas Filho e a José Luiz Pereira Neto, pela

valiosa elaboração dos desenhos.

À Maria Elizabeth von Sydow, pelo esmerado serviço de datilografia.

A todos vocês, que participam de modo especial do mundo em que vivo, os meus agradecimentos.

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

COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS PARA TORRES
ESTAIADAS EM SOLO RESIDUAL

Claudio Pereira Pinto

Março de 1985

Orientador: Claudio Fernando Mahler

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho compreende a documentação e a análise dos resultados de um conjunto de provas de carga à tração em grelhas inclinadas, utilizadas como fundações para torres estaiadas, instaladas em solo residual. Estes testes fizeram parte de um importante empreendimento na área de transmissão de energia elétrica.

Buscou-se investigar a capacidade de carga e o processo de ruptura das ancoragens, com base em teorias desenvolvidas em outros centros de pesquisa. A influência da geometria das fundações, o efeito de ciclos de carregamento e o de funcionamento foram também investigados.

Alterações na umidade do solo, diferenças entre as profundidades das fundações e a maior resistência do reaterro compactado, em relação ao terreno natural, influenciaram, de modo geral, no comportamento das ancoragens.

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

BEHAVIOR OF ANCHORS FOR GUYED
TOWERS IN RESIDUAL SOIL

Claudio Pereira Pinto

March, 1985

Chairman: Claudio Fernando Mahler

Department: Civil Engineering

This report comprises data and analysis of the results of a set of uplift load tests in inclined grillages, used as foundations for guyed towers, buried in residual soil. These tests were part of an important project for electric power transmission.

One was concerned with investigating load capacity and failure pattern of anchors, based on theories developed at other centers. Influence of the foundation geometry, effect of load cycles and punching were also investigated.

As a whole, behavior of the anchors was influenced by water content variations, differences among foundations depth levels and greater resistance of the compacted backfill, compared to natural soil.

ÍNDICE

	P.
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II - APRESENTAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO UTILIZADOS.....	5
II.1 - Introdução	5
II.2 - Método da Universidade de Grenoble	5
II.2.1 - Forma de Ruptura	6
II.2.2 - Cálculo da Resistência ao Arran camento	10
II.2.3 - Comentários sobre a Aplicação do Método	16
II.3 - Método de Rowe	17
II.3.1 - Placas em Argila Saturada	18
II.3.2 - Placas em Areia	31
II.3.3 - Placas em Solos Coesivos	44
II.3.4 - Previsão de Deslocamentos	47
II.4 - O Método do Cone	49
CAPÍTULO III - DESCRIÇÃO DAS PROVAS DE CARGA.....	52
III.1 - Descrição do Local	52
III.2 - Características Geotécnicas do Solo.....	57
III.3 - Tipos de Fundação Testados	68
III.4 - Equipamentos Utilizados	76
III.5 - Procedimento Adotado nos Testes	82
CAPÍTULO IV - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	84
IV.1 - Introdução	84
IV.2 - Relações Carga-Deslocamento	84

	P.
IV.3 - Diagramas de Trincas Superficiais	84
IV.4 - Diagramas de Trincas em Profundi dade	85
 CAPÍTULO V - ANÁLISE DOS RESULTADOS	 134
V.1 - Forma de Ruptura	134
V.2 - Carga de Ruptura	137
V.2.1 - Grelhas	137
V.2.2 - Bloco de Concreto	140
V.3. - Relação Carga-Deslocamento	141
V.4 - Deslocamentos	142
V.5 - Puncionamento	143
 CAPÍTULO VI - DISCUSSÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO.....	 145
VI.1 - Introdução	145
VI.2 - Forma de Ruptura	145
VI.3 - Módulo de Elasticidade	146
VI.4 - Resistência ao Arrancamento	148
VI.4.1 - Parâmetros Geotécnicos Con- siderados	148
VI.4.2 - Aplicação do Método de Gre- noble	149
VI.4.3 - Aplicação do Método de Rowe.....	150
VI.4.4 - Avaliação dos Resultados Ob- tidos pelos Métodos de Gre- noble e Rowe	151
VI.4.5 - Aplicação do Método do Cone.....	153
VI.4.6 - Pressão nas Fundações.....	154
VI.5 - Escolha do Fator de Segurança	155

	P.
CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	158
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	162
APÊNDICE A - Coeficientes de Capacidade de Carga para o Método de Grenoble	167
APÊNDICE B - Exemplos de Cálculo	172
B.1 - Cálculo do Módulo E_{dr}	172
B.2 - Estimativa da Carga de Ruptura Segundo o Método de Grenoble	173
B.3 - Estimativa da Carga de Ruptura segundo o Método de Rowe	177
B.4 - Determinação do Ângulo α para o Método do Cone	178

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

O grande desenvolvimento na área de aproveitamento hidroelétrico no Brasil acarretou a construção de dezenas de linhas de transmissão, no decorrer dos últimos quinze anos. Algumas destas linhas estão entre as mais importantes do mundo, destacando-se as que constituem o Sistema de Transmissão de Itaipu, de responsabilidade de FURNAS-Centrals Elétricas S.A.

Este sistema compreende cinco linhas de extra alta-tensão, sendo três em corrente alternada (750kV) e duas em corrente contínua (600kV), que ligam a barragem de Itaipu, próxima à cidade de Foz de Iguacu (PR), à região da Grande São Paulo, principal centro consumidor. Cada linha se estende ao longo de cerca de 800 a 900 km (ver fig. III.1).

Estas características denotam a importância do empreendimento, no qual serão instaladas até o término da obra, cerca de nove mil torres metálicas, a maioria das quais do tipo "estaiada" (constituída de um ou dois mastros e quatro estais - fig. I.1).

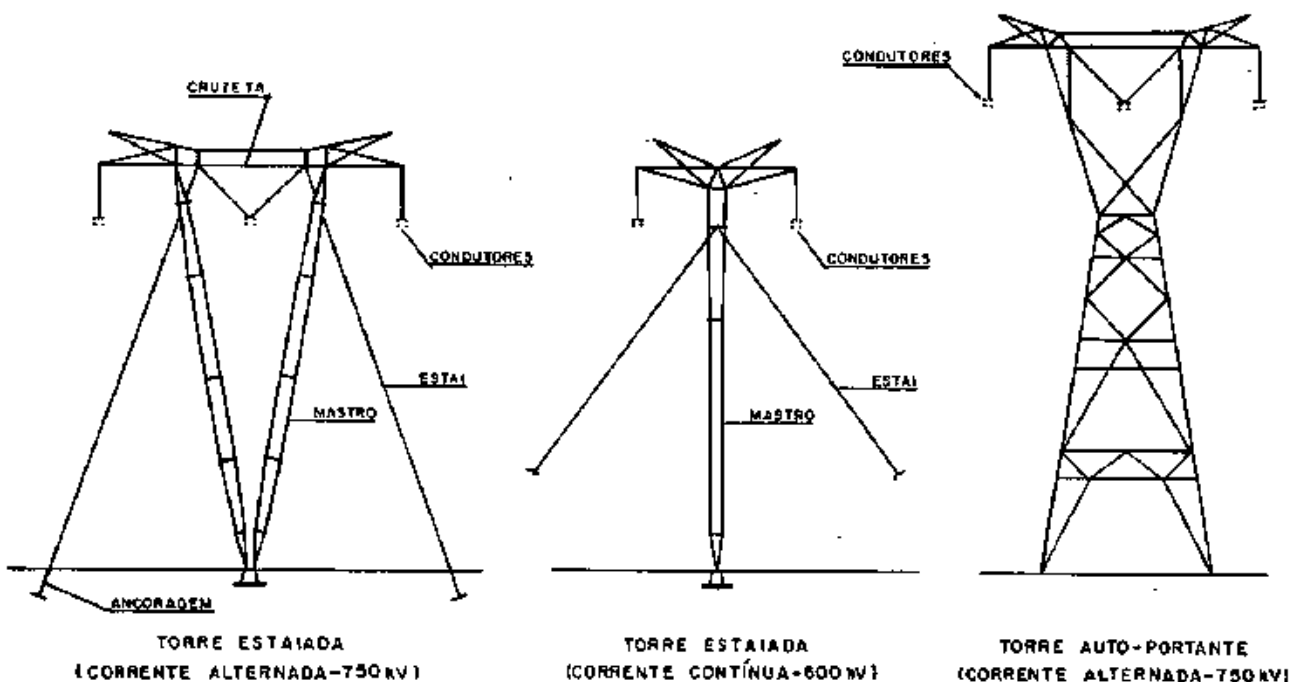


Fig.I.1 - Silhuetas típicas de torres empregadas no Sistema de Transmissão de Itaipu.

Nas estruturas estaiadas as fundações dos estais (ancoragens) se submetem apenas a cargas acidentais de tração, devido à ação de vento ou à quebra de cabos condutores.

Para resolver os problemas destas fundações foram realizados, sob a supervisão de FURNAS, importantes estudos, que incluíram a execução de provas de carga à tração. Tais estudos se justificaram pela necessidade de se conhecer melhor o comportamento das ancoragens, que são submetidas a esforços que podem atingir de 250 kN a 400 kN, conforme o tipo de torre.

Numa primeira fase de testes, as ancoragens que apresentaram melhor desempenho foram a grelha metálica inclinada e o bloco de concreto moldado "in-situ", tendo-se optado pelo emprego da grelha, face a questões logísticas.

Quanto ao dimensionamento das grelhas, o projeto baseou-se, inicialmente, num método convencional (método do cone). Projetaram-se fundações disponíveis em dois tamanhos, para atender aos casos de solos de baixa resistência e os de resistência média a alta. A seleção do tipo de grelha para cada torre foi feita, em seguida, com base em métodos mais modernos de previsão de capacidade de carga.

Posteriormente, durante a construção das primeiras linhas, realizaram-se dezenas de testes com grelhas, em áreas selecionadas dentre os locais onde as estruturas foram implantadas. Constataram-se alguns problemas, destacando-se o decorrente da má compactação do reaterro na região imediatamente acima da base da grelha, o que se deveu a dificuldades de caráter executivo. Registrou-se a ocorrência de elevados deslocamentos nas fundações e, em alguns casos, o fenômeno de punção dos perfis metálicos no solo.

A questão da capacidade de carga das ancoragens não foi devidamente esclarecida nestas campanhas de testes, isto por que as grelhas, em função de sua capacidade estrutural, eram solicitadas até o limite de 1,2 a 1,6 vezes o valor da carga de

trabalho, valor bem inferior à ruptura do terreno. A extrapolação matemática do valor da carga de ruptura também não forneceu bons resultados, segundo observaram MEDEIROS, DANZIGER e PEREIRA PINTO (29).

De modo geral, esta campanha de provas de carga mostrou um comportamento satisfatório das ancoragens e as dificuldades encontradas foram devidamente solucionadas.

Com o objetivo de avaliar os métodos para o cálculo da capacidade de carga, quando aplicados a solos residuais, bem como para elucidar questões surgidas durante as etapas anteriores dos estudos, foi programado um novo conjunto de testes, compreendendo nove provas de carga. Neste programa procurou-se investigar os seguintes principais aspectos:

- 1) a capacidade de carga e a forma de ruptura, para fins de avaliação das teorias existentes;
- 2) influência da geometria das ancoragens, quanto à sua deslocabilidade e capacidade de carga;
- 3) comportamento das fundações quando submetidas a ciclos de carregamento;
- 4) efeito de punção.

As fundações testadas compreenderam sete tipos de grelha, instaladas em solo residual, semelhantes às empregadas nas linhas, porém, com menores dimensões. A diferença entre as fundações residua na geometria e arranjo das peças que constituíam suas bases, fator que se supunha influenciar em seu comportamento.

Além das grelhas, houve a oportunidade de se testar um bloco de concreto moldado "in-situ", cujo desempenho foi comparado ao das grelhas.

Neste trabalho são apresentados os dados relativos a

este conjunto de testes, compreendendo: (1) descrição dos equipamentos utilizados, das características geotécnicas do local e das fundações, (2) apresentação de gráficos e diagramas relativos aos testes, (3) análise dos dados e (4) discussão dos resultados com base em teorias existentes.

Na discussão dos resultados, restringiu-se a abordagem aos métodos de Rowe e Grenoble, face à maior abrangência que oferecem em relação a outras teorias existentes [por exemplo, métodos de BALLA (3), MEYERHOF (31), (32) e (33) e VESIĆ (1), (8) e (19)]. O método do cone, que não constitui propriamente uma teoria sobre o comportamento de ancoragens, é também apreciado, devido ao fato de ainda ser adotado nos projetos de fundações para linhas de transmissão.

CAPÍTULO II

APRESENTAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO UTILIZADOS

II.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são descritos os métodos desenvolvidos nas Universidades de Grenoble (França) e Sydney (Austrália), que se aplicam ao dimensionamento de placas de ancoragem. São indicadas as formulações e a abrangência de cada método, bem como os aspectos mais importantes que resultaram das pesquisas realizadas naqueles centros.

Apresenta-se, também, a formulação do tradicional método do cone e os critérios usualmente adotados na sua aplicação.

No capítulo VI estes métodos são discutidos, com base nos resultados das provas de carga.

II.2 MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE GRENoble

O estudo de fundações tracionadas na Universidade de Grenoble teve início no princípio da década de 60. Com a colaboração da E.D.F. - Electricité de France - foram realizados numerosos ensaios de laboratório e campo, que serviram de suporte ao desenvolvimento de expressões teóricas para o cálculo da resistência ao arrancamento de diversos tipos de fundação, quais sejam: estacas, tubulões, sapatas e placas de ancoragem.

Vários autores já publicaram teses e artigos sobre o assunto, destacando-se: MARTIN (25), (26) e (27), MONTEL (34), BOUCRAUT (10), BIARREZ e BARRAUD (9), MARTIN e COCHARD (28), TRÂN-VÕ-NHIÊM (46) e BATMANABANE (7).

As formulações aplicáveis a estacas e tubulões verti

cais, sapatas e placas horizontais foram sumarizadas, no Brasil, por DANZIGER (15). No presente trabalho são fornecidas as expressões específicas para placas retangulares, com inclinação variável - a geometria do problema está representada na fig.(II.1).

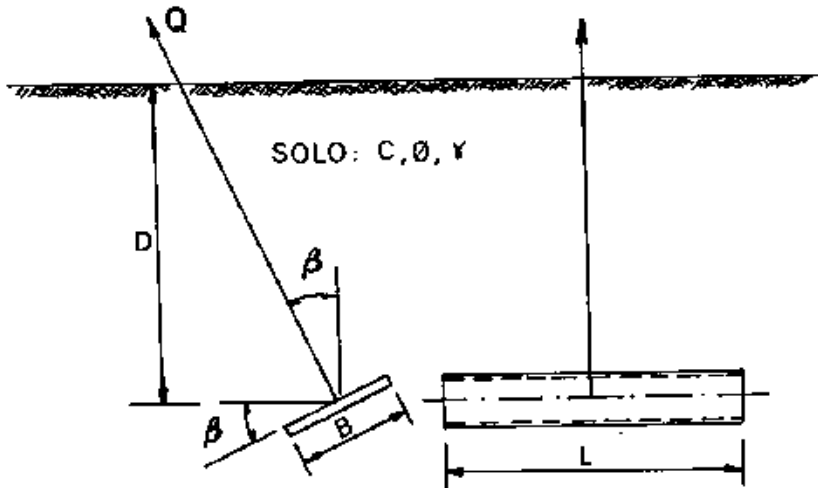


Fig.II.1 - Notação para placa retangular

O resumo a seguir foi extraído do artigo publicado por MARTIN e COCHARD (28), que apresentam os resultados mais importantes das pesquisas efetuadas por MONTEL (46), BOUCRAUT (10), MARTIN (26), TRÂN-VÕ-NHIÊM (46) e BATMANABANE (7). Neste trabalho os autores descrevem o comportamento de placas retangulares em função de suas dimensões (B, L), sua posição (D, β) e das características do solo (c, ϕ, γ).

II.2.1 Forma de Ruptura

O efeito da geometria da ancoragem foi estudado por meio de testes em um modelo analógico bi-dimensional, constituído de barras cilíndricas com diâmetro de 3 a 5 mm. O meio assim obtido era não coesivo, com ângulo de atrito de 26° e peso específico de 22kN/m^3 .

Em cada teste utilizava-se uma câmara fotográfica para registrar a forma de ruptura, constituída pelas zonas de plastificação associadas ao fenômeno de arrancamento.

Nos testes realizados a inclinação variou de 0° a 90° e a profundidade relativa D/B de 1 a 10. Observou-se que a forma de ruptura variava não só com a inclinação mas também com a profundidade relativa, o que conduziu a uma classificação, baseada na profundidade, que compreende: placas superficiais, em profundidade média e profundas.

São apresentadas em seguida as formas típicas correspondentes a esta classificação. Os autores destacam que estas formas representam fases características de um fenômeno que se transforma continuamente, em função da geometria da ancoragem (inclinação e profundidade). Assim, por exemplo, podem ocorrer casos onde coexistam as formas de ruptura correspondentes a placas profundas e em profundidade média.

II.2.1.1 Placas Superficiais ($D/B < 3$)

Na fig. (II.2) estão ilustradas as formas de ruptura correspondentes a três situações distintas, cabendo comentar:

- . para placas horizontais a zona de plastificação é simétrica e apresenta um alargamento na superfície do solo;
- . na medida em que aumenta a inclinação, a zona de plastificação se amplia e se torna cada vez mais assimétrica; além disto, ocorre um afundamento do solo por detrás da placa, na direção do bordo inferior - este movimento de partículas do solo é restrito a uma região próxima à face inferior, quando a inclinação é pequena, mas atinge a superfície do solo quando a inclinação é grande - figs. (II.2-b e c).

Observa-se que quanto maior a inclinação, maior o volume de solo deslocado no processo de ruptura o que se traduz numa maior resistência da fundação.

No modelo analógico utilizado, o domínio das placas superficiais compreendeu profundidades relativas menores que 3.

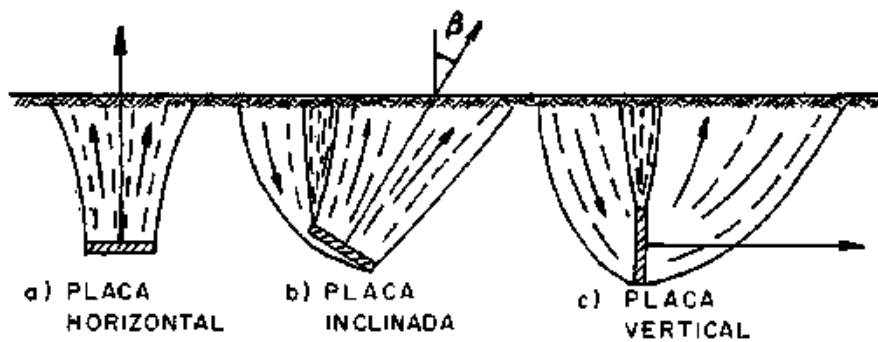


Fig.II.2 - Formas de ruptura para placas superficiais
($D/B < 3$), segundo TRÂN-VÕ-NHIÊM (46)

II.2.1.2 Placas em Profundidade Média ($3 < \frac{D}{B} < 6$)

Na fig.(II.3) está esquematizada a forma de ruptura para placas em profundidade média. Neste caso, a zona de plastificação na região frontal da ancoragem se assemelha ao caso de placas superficiais [fig.(II.2-b)], porém, observa-se que o seu alargamento se reduz na medida em que aumenta a profundidade. Já na região detrás da ancoragem, a zona de plastificação não atinge a superfície, o que se atribui ao atrito interno do solo, que impede o afundamento da camada superior.

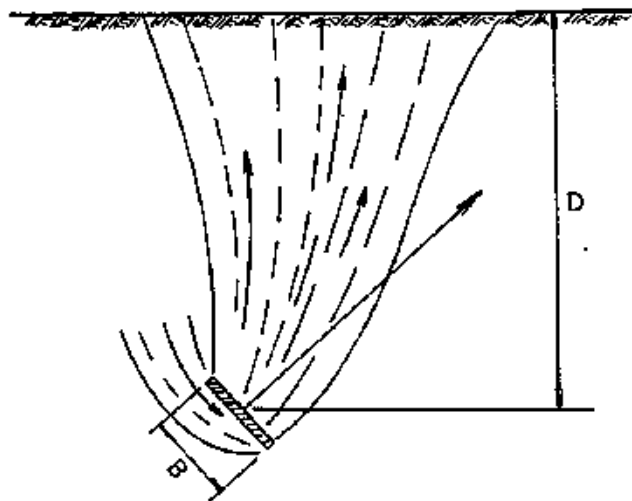


Fig.II.3 - Forma de ruptura para placa em profundidade média, segundo TRÂN-VÕ-NHIÊM (46)

Os autores ressaltam que a profundidade a partir da qual este comportamento é observado é uma função crescente da inclinação. Assim, para uma placa horizontal ($\beta = 0^\circ$), com $D/B = 4$, a forma de ruptura corresponde ainda ao caso de placas superficiais, ao passo que para $\beta = 70^\circ$, a ruptura se enquadra no padrão de profundidade média.

No modelo analógico adotado este comportamento foi registrado para profundidades relativas entre 3 e 6.

II.2.1.3 Placas Profundas ($D/B > 6$)

Para profundidades relativas grandes (D/B maior que 6, no modelo adotado), a ruptura envolve apenas regiões em torno da placa, tal como esquematizado na fig. (II.4). Estas regiões são definidas pelo movimento de rotação de partículas em torno de dois eixos, centrados nos bordos da placa. A forma gerada pelas partículas em movimento é a de dois cilindros adjacentes.

Para placas horizontais os cilindros são iguais e a forma de ruptura é simétrica. Na medida em que aumenta a inclinação, diminui o diâmetro do cilindro em torno do bordo inferior. Na situação limite de placa vertical, a zona de plastificação compreende apenas um cilindro.

Os deslocamentos das partículas se verificam por meio de movimentos bruscos, que resultam de um processo sucessivo de compressão do solo na região frontal da placa, seguida de relaxação, que tende a ocupar o vazio formado na região detrás.

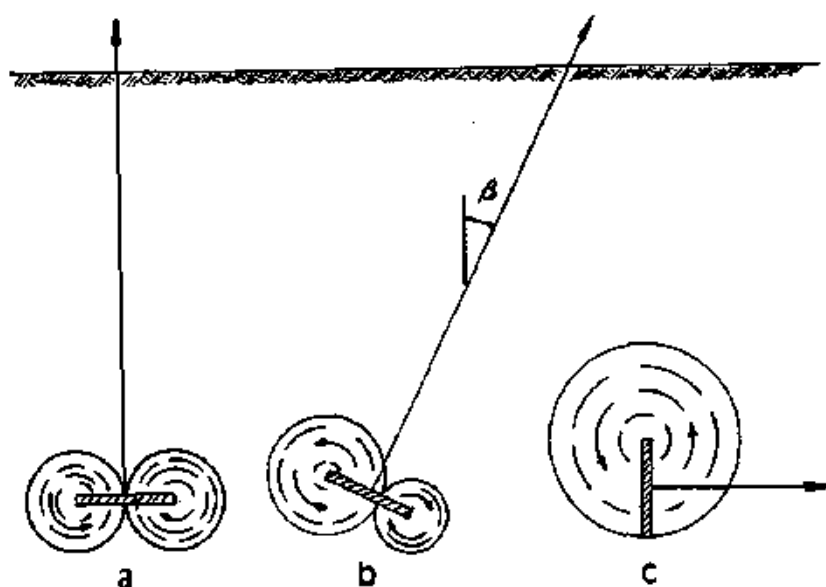


Fig.II.4 - Formas de ruptura para placas profundas, segundo TRÂN-VÕ-NHIÊM (46)

II.2.2 Cálculo da Resistência ao Arrancamento

O cálculo teórico da carga de ruptura se faz por meio de três expressões, desenvolvidas em função das diversas formas de ruptura descritas. Como não se pode prever, a priori, a forma de ruptura de uma ancoragem, os autores recomendam que se calcule a resistência segundo as várias hipóteses de ruptura e se considere o menor valor obtido.

As expressões a seguir apresentadas se aplicam a situações de carregamento rápido, devendo-se, portanto, utilizar parâmetros totais de resistência não drenada.

II.2.2.1 Placas Superficiais

a) Placas pouco inclinadas ($\beta < 30^\circ$)

Neste caso, a expressão é derivada da formulação para placas horizontais, sendo válida, segundo os autores, para β até 30° .

Na fig. (II.5) está representado o modelo para o qual foi desenvolvida a expressão de cálculo. A região de solo que é deslocado com a placa é limitada por uma superfície de cisalhamento cuja geratriz tem um ângulo médio α , que varia com o tipo de solo.

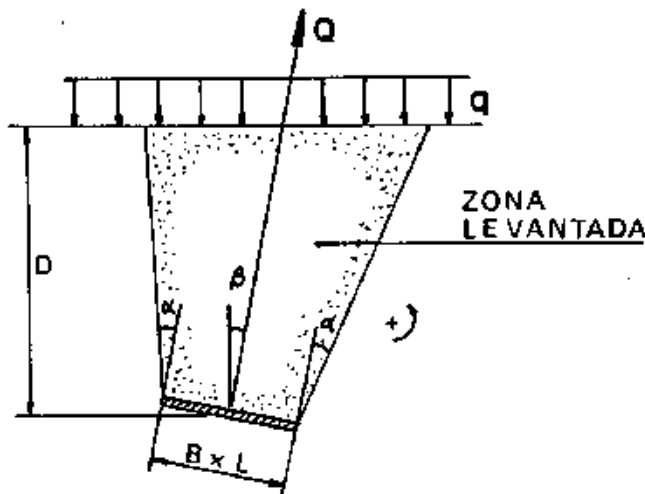


Fig.II.5 - Modelo para placas superficiais e em profundidade média pouco inclinadas, segundo MARTIN e COCHARD (28)

A resistência máxima da ancoragem é calculada admitindo-se uma plastificação do solo e uma distribuição de pressões passivas na superfície de cisalhamento (ou de ruptura). Adicionando-se aos pesos da placa e do solo deslocado as parcelas de atrito, coesão e sobrecarga na superfície, obtém-se a seguinte expressão que define a carga de ruptura, ou resistência última da ancoragem:

$$Q_r = 2(B+L) \frac{D}{\cos \beta} [cM_c + \frac{D}{\cos \beta} (M_\phi + M_\gamma) + q M_q] + \gamma B L D + P_f \cos \beta \quad (\text{II.1})$$

onde:

B, L, D - largura, comprimento e profundidade do centro da placa

β - inclinação da placa [no trabalho de MARTIN e COCHARD (28) a inclinação é designada por \mathcal{K}]

P_f - peso da placa

- c, ϕ, γ - coesão, ângulo de atrito interno e peso específico do solo
- q - sobrecarga atuante na superfície (quando existir)
- $M_c, M_\phi + M_\gamma, M_q$ - coeficientes de capacidade de carga

NOTAS:

- . Devem ser utilizadas unidades coerentes (por exemplo: m, kPa e kN/m³).
- . Os coeficientes de capacidade de carga são adimensionais e suas expressões são fornecidas no apêndice A - variam em função de D/B , α e ϕ .
- . O ângulo α foi determinado mediante observações experimentais e apresenta os seguintes valores típicos [um valor negativo indica um volume de solo deslocado que se amplia na direção da superfície - ver fig. (II.5)]:

SOLO		α
ARGILA	$\phi > 15^\circ$	$-\phi/4$
	$\phi < 15^\circ$	Arctg. 0,2
AREIA		$-\phi$

b) Placas inclinadas em profundidade pequena ($\beta > 30^\circ$)

Para inclinações superiores a 30° a assimetria da forma de ruptura impede que se adote a formulação apresentada anteriormente. A técnica de cálculo envolve a consideração da distribuição de pressões nas faces da placa. Em função de observações experimentais constatou-se a ocorrência de pressões passivas na face superior e ativas na face inferior. Admitindo plastificação do solo em torno da ancoragem, chegou-se à seguinte expressão da carga de ruptura:

$$Q_R = B L (c N_c + 0,5 \gamma B N_\phi + q N_q) + P_f \cos \beta \quad (II.2)$$

Os coeficientes de capacidade carga N_c , N_ϕ e N_q , neste caso, têm formulações mais complexas que no anterior e são também apresentadas no apêndice A - variam em função de β , ϕ e da geometria da ancoragem. Os demais símbolos têm o mesmo significado da expressão (II.1).

II.2.2.2 Placas em Profundidade Média

O que distingue este caso do precedente é o fato de que a zona do solo que se desloca em direção à face inferior da placa se limita a uma região próxima à placa, não atingindo a superfície. Desta forma, o princípio de cálculo é o mesmo, bastando ignorar, nas expressões que determinam os coeficientes de capacidade de carga, o efeito da pressão transmitida pela camada superior, já que este efeito é anulado por ação do atrito interno do próprio meio. Portanto, utiliza-se a mesma expressão (II.2), modificando-se apenas o cálculo dos coeficientes, tal como indicado no apêndice A.

II.2.2.3 Placas Profundas

Como nos casos precedentes, a expressão da resistência ao arrancamento para placas profundas foi desenvolvida com base nas observações experimentais, que indicaram um processo de ruptura compreendido por movimentos circulares de partículas em torno dos bordos da placa. Este modelo só não se aplica aos casos de placas em argila saturada, tal como comentado adiante.

Para efeito de cálculo, uma placa retangular é decomposta em uma porção central e em duas extremidades, tal como ilustrado na fig. (II.6). A porção central é subdividida em dois elementos retangulares (V e VI), que estão associados a duas superfícies de cisalhamento, centradas nos bordos e passando pelo eixo oo' , que atendem ao modelo de ruptura bi-dimensional observado nas experiências. As extremidades são subdivididas em elementos triangulares (I, II, III e IV), para os quais são consideradas superfícies de cisalhamento centradas nos bordos e passando pelos pontos o e o' , o que constitui uma

adaptação do modelo bi-dimensional.

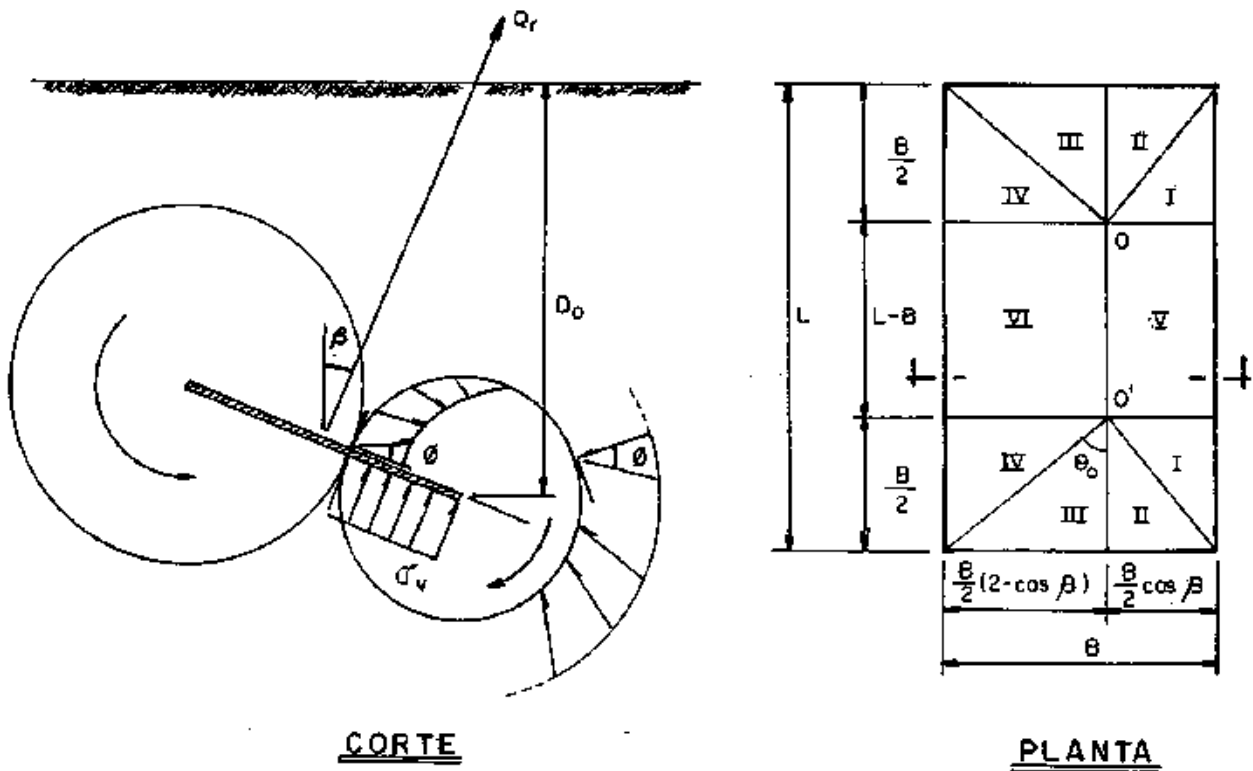


Fig.II.6 - Modelo de ruptura para placas profundas, segundo MARTIN e COCHARD (28)

A carga de ruptura representa o esforço a ser aplicado na placa para mobilizar as tensões cisalhantes nas superfícies de ruptura geradas. A expressão de cálculo se obtém igualando-se os momentos, em relação aos bordos, dos seguintes esforços:

- pressão normal à placa (admitida uniforme em cada elemento) devida ao esforço externo de arrancamento.
- componente tangencial das pressões de terra que atuam exteriormente à superfície de ruptura, gerada pelo movimento dos cilindros.
- componente tangencial das pressões que atuam internamente à superfície de ruptura, e que são geradas pela ação do esforço de arrancamento - estas pressões variam linearmente

da placa até o ponto mais elevado da superfície de cisalhamento, onde se anulam.

Assim:

$$Q_r = B L \left[\sigma_L \left(1 - \frac{B}{L} \right) + \sigma_c \frac{B}{L} \right] + P_f \cos \beta \quad (\text{II.3})$$

com :
$$\sigma_c = \frac{1}{4} [\cos \beta (\sigma_I + \sigma_{II}) + (2 - \cos \beta) (\sigma_{III} + \sigma_{IV})] \quad (\text{II.4})$$

$$\sigma_L = \frac{1}{2} [\cos \beta \sigma_V + (2 - \cos \beta) \sigma_{VI}] \quad (\text{II.5})$$

onde σ_I , σ_{II} , σ_{III} , σ_{IV} , σ_V e σ_{VI} são as pressões atuantes nos elementos I a VI. O cálculo destas pressões se faz mediante as expressões apresentadas no apêndice A.

Os autores ressaltam que esta técnica não se aplica ao caso de placas profundas em argila saturada (" $\phi = 0$ "), pois as experiências com placas horizontais indicam a formação de uma cunha de solo sobre a placa, tal como ilustrado na fig. (II.7), o que constitui uma forma de ruptura distinta dos movimentos circulares observados para placas em meio não puramente coesivo.

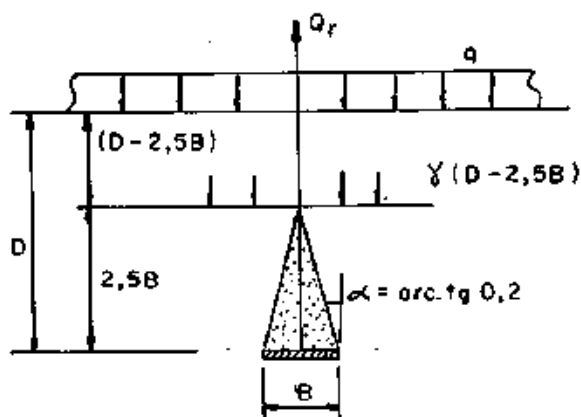


Fig.II.7 - Forma de ruptura para placas profundas em argila saturada (" $\phi = 0$ "), segundo MARTIN (26)

Neste caso aplica-se a expressão (II.1), adicionando-se, à sobrecarga na superfície, a parcela $\gamma (D - 2,5 B)$. Os coeficientes de capacidade de carga são determinados para uma pro

fundidade igual a $2,5 B$, um ângulo de atrito nulo e um ângulo $\alpha = \text{Arctg } 0,2$.

II.2.3 Comentários sobre a Aplicação do Método

A verificação experimental das expressões de cálculo compreendeu a realização de dezenas de ensaios de laboratório (fundações modelo) e de campo, envolvendo solos arenosos (não coesivos), argilas saturadas (puramente coesivos) e solos argilosos, que demonstraram uma correlação satisfatória entre os resultados experimentais e os teóricos.

No trabalho de MARTIN e COCHARD (28), são apresentados os resultados de provas de carga em vários locais, onde as fundações foram instaladas em solo argiloso. As principais conclusões apontadas pelos autores são indicadas a seguir.

- a) Confirmando as previsões teóricas, a carga de ruptura cresce com o aumento da inclinação e da profundidade.
- b) A pressão média de ruptura decresce com o acréscimo da relação L/B .
- c) O domínio de cada uma das hipóteses de cálculo variou conforme o tipo de solo, da seguinte forma:
 - em argila siltosa
 - . pequena profundidade : $D/B \leq 2,5$
 - . profundidade média : $2,5 < D/B \leq 4$
 - . grande profundidade : $D/B > 4$
 - em areia argilosa
 - . pequena profundidade : $D/B \leq 2$
 - . profundidade média : $2 < D/B \leq 7$
 - . grande profundidade : $D/B > 7$
- d) Os desvios dos valores teóricos em relação aos experimentais foram considerados satisfatórios, embora apresentando valores ocasionalmente elevados, o que se atribui à dispersão das características mecânicas dos solos. Os cálculos

de desvio padrão indicaram os valores 8, 23 e 18 para as placas testadas em pequena, média e grande profundidade, respectivamente.

II.3 MÉTODO DE ROWE

A denominação deste método se deve a seu principal autor, R. Kerry Rowe, que com seus colaboradores divulgaram, a partir de 1977, diversos trabalhos que tratam do comportamento de placas de ancoragem. As pesquisas de Rowe foram desenvolvidas na Universidade de Sydney (Austrália), de onde foram publicados os primeiros trabalhos. Posteriormente, Rowe radicou-se no Canadá (Universidade de Western Ontario), de onde prosseguiu divulgando os estudos realizados.

As bases do método de previsão de carga de ruptura se fundamentam no Método de Elementos Finitos e estão descritas por ROWE e DAVIS (41) e ROWE, BOOKER e BALAAM (36). Seu desenvolvimento e sua aplicação ao comportamento de ancoragens foram apresentados por ROWE (35) em sua tese de doutorado. Assim, este método tem uma base racional e uma verificação experimental, compreendendo uma análise ampla e minuciosa, que abrange diversas situações encontradas na prática.

O comportamento de placas (isoladas ou associadas) em regime elástico é descrito em vários trabalhos elaborados por ROWE e BOOKER [(37), (38), (39) e (40)]. Os autores apresentam um método analítico, baseado na Teoria da Elasticidade, que permite prever os deslocamentos de sistemas de ancoragens para cargas de trabalho.

No resumo a seguir são apresentadas as formulações para o cálculo da resistência ao arrancamento, referentes aos casos de placa em solo puramente coesivo ($c, \phi = 0$), granular ($\phi, c = 0$) e solo coesivo (c, ϕ). Em seguida, é apresentada a expressão para a previsão de deslocamento elástico, referente ao caso de placa horizontal retangular.

II.3.1 Placas em Argila Saturada

O comportamento não drenado de placas em argila saturada é descrito por ROWE e DAVIS (42). A investigação teórica foi desenvolvida com a aplicação do MEF sobre um modelo bidimensional (estado plano de tensões) e compreendeu, separadamente, a análise de placas com eixo vertical e horizontal. Foram estudados os efeitos da profundidade e rugosidade da placa, profundidade da camada de solo, pressão devido ao peso de solo e da condição de vínculo entre a placa e o solo. Os principais enfoques da pesquisa foram o mecanismo de ruptura e a resistência ao arrancamento.

II.3.1.1 Cálculo da Carga de Ruptura

A pressão média de ruptura não drenada, para uma placa em argila saturada com coesão c e ânculo de atrito $\phi = 0$, pode ser expressa por

$$q_u = cF'_c \quad (II.6)$$

onde F'_c é um fator de capacidade de carga, definido como o menor valor dentre os calculados pelas seguintes expressões:

$$F'_c = F_c + sq_h/\bar{c} \quad (II.7-a)$$

$$F'_c = F_c^* \quad (II.7-b)$$

onde F_c e F_c^* são fatores para situações limites de vínculo entre a placa e o solo. F_c corresponde ao caso de um estado inicial de tensões livres e onde não há vínculo entre o solo e a face detrás da placa, o que implica em desprendimento imediato ("immediate breakaway") quando a ancoragem é tracionada. F_c^* corresponde à situação oposta, com vínculo pleno, o que implica em não desprendimento ("no breakaway"), mesmo quando se atinge a ruptura.

Para situações intermediárias, a pressão inicial de solo q_h corrige o fator F_c , segundo o parâmetro s .

II.3.1.2 Critério Prático de Ruptura

A análise teórica indicou que em determinadas situações a resistência última da ancoragem só é alcançada após a ocorrência de considerável deformação, devido ao escoamento plástico (por exemplo, o caso de placa profunda sem vínculo com o solo). Este fato conduziu à definição de um critério prático de ruptura, baseado no deslocamento. Os autores sugerem que a carga de ruptura corresponda a um certo valor de deslocamento, múltiplo do deslocamento que ocorreria se as condições de regime elástico fossem mantidas - no caso, o fator de multiplicação sugerido é quatro. Na fig. (II.8) é ilustrado o caso de placa horizontal profunda ($h/B = \infty$), sem vínculo ("immediate break-away"), que justifica a adoção do critério de deformação. Existem situações (caso de placas horizontais superficiais e ancoragens com vínculo pleno) em que a ruptura definida pelo critério prático coincide com a resistência última - ver caso de $h/B = 1$, na fig. (II.8). Notar que no método de Rowe h representa a profundidade da placa, enquanto que no método de Grenoble a profundidade é representada por D .

Com base neste critério, os autores apresentam os gráficos para a determinação dos fatores F_c e F_c^* , em função da profundidade relativa h/B , para placas horizontais e verticais - figs. (II.9) e (II.10). As curvas em linha cheia se referem aos casos de placas completamente vinculadas ("fully bonded"), onde a ruptura pelo critério prático coincide com a resistência última. Para placas sem vínculo são indicadas quatro curvas (k_2, k_3, k_4 e k_5), em linha tracejada, definidas para deslocamentos correspondentes a duas, três, quatro e cinco vezes o deslocamento elástico, o que permite avaliar a variação do fator F_c em função do critério de deformação.

Os autores destacam que a adoção do critério prático, em conjunção com um fator de segurança adequado, na faixa usual de 2,5 a 3, conduz a cargas de trabalho para as quais podem ser estimados deslocamentos em regime elástico, o que se faz mediante a aplicação de um método baseado na Teoria da Elasticidade

ou por MEF. Este critério, também minimiza os efeitos de "creep", que são mais importantes nos solos mais plásticos.

As ancoragens podem ser classificadas em superficiais ou profundas, conforme o seu comportamento. A carga de ruptura de uma ancoragem profunda não é afetada pelo acréscimo de embutimento, o que ocorre a partir de uma determinada profundidade relativa crítica. Para placas horizontais, a profundidade relativa crítica varia de três a quatro, para os casos limites de vínculo com o solo - ver fig.(II.9). As placas verticais exibem uma profundidade relativa igual a três, para ambos os casos limites - fig.(II.10).

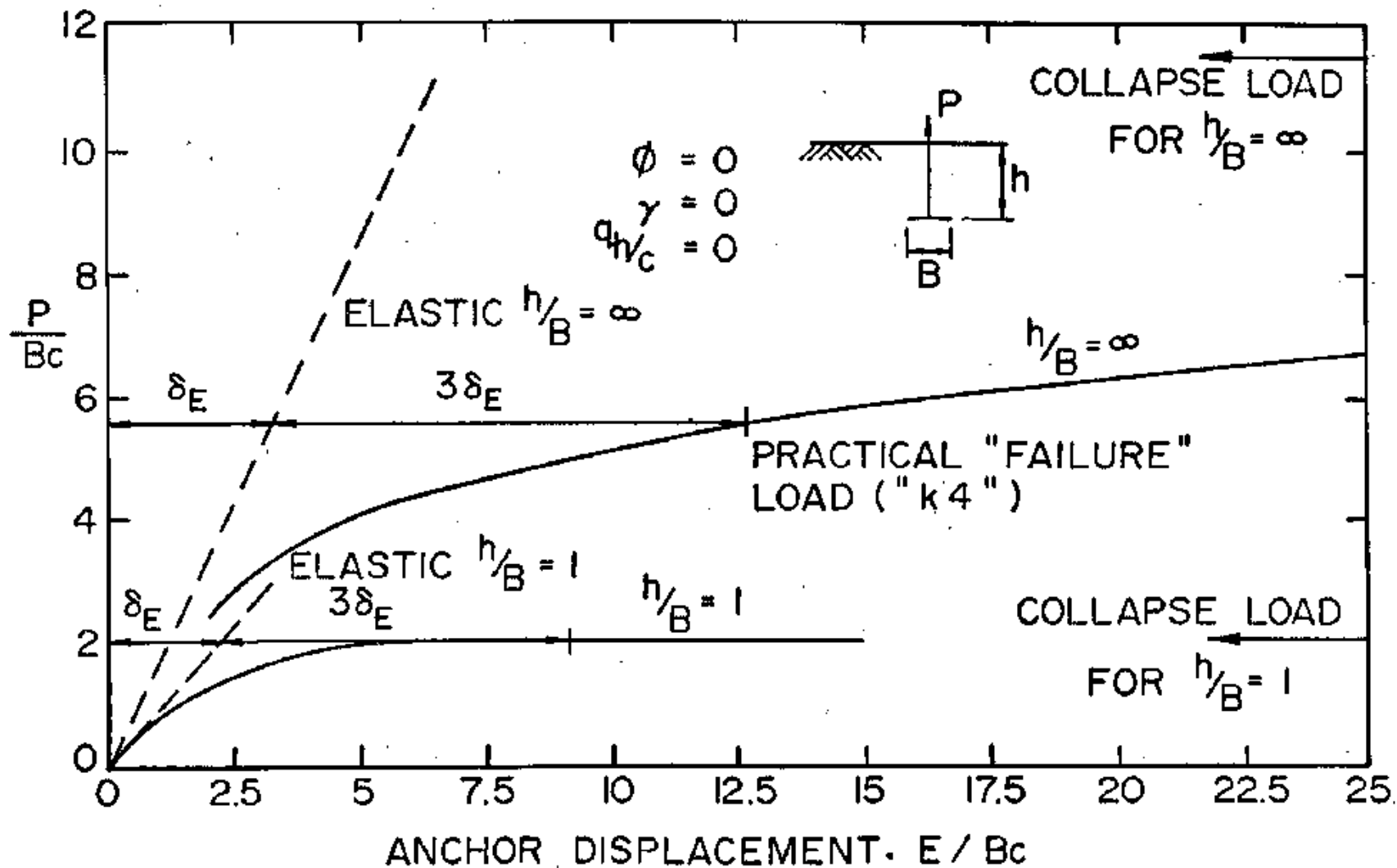


Fig.II.8 - Definição da carga de ruptura por critério de deformação, segundo ROWE e DAVIS (42)

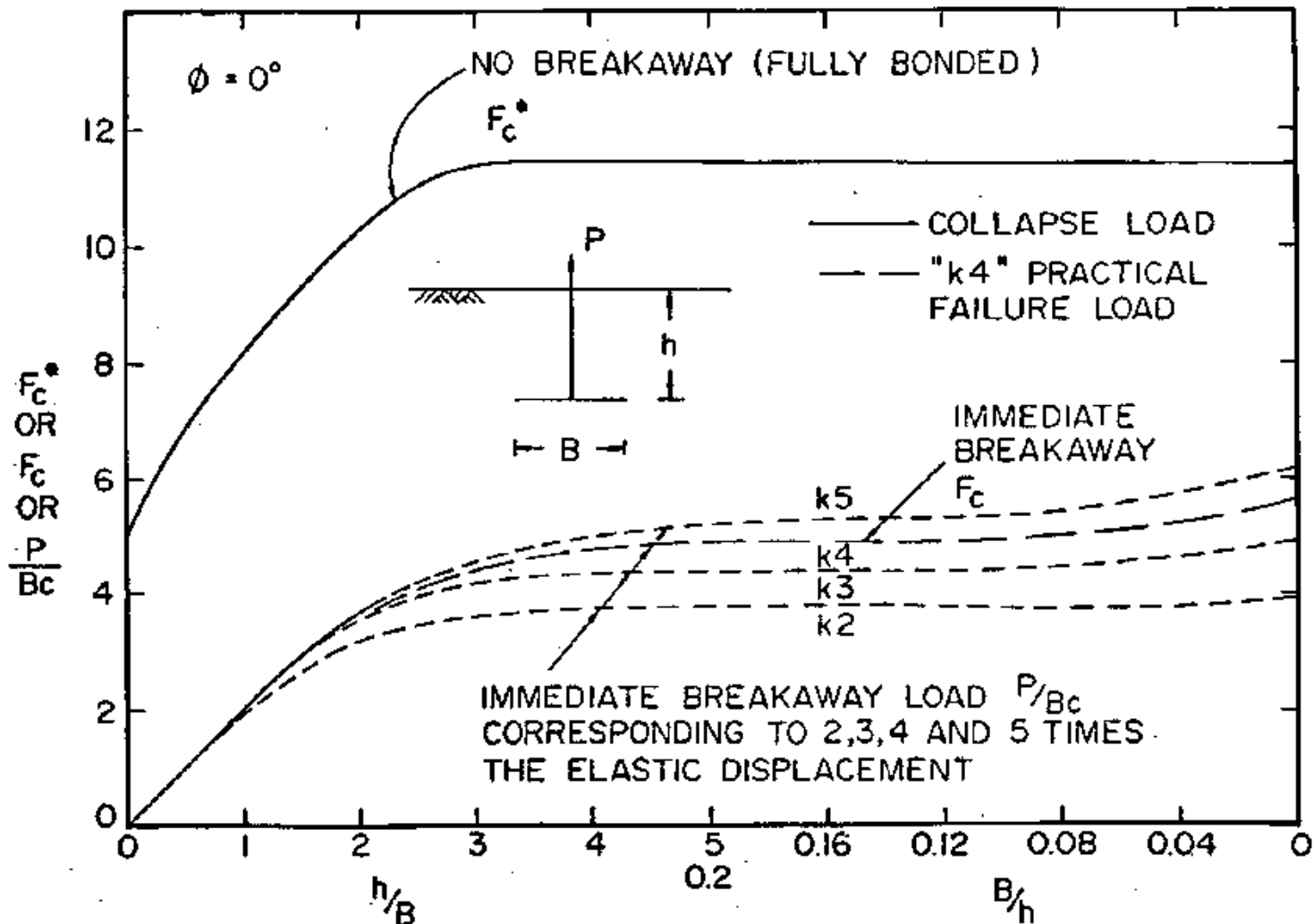


Fig. II.9 - Fatores de capacidade de carga para placas horizontais lisas segundo ROWE e DAVIS (42)

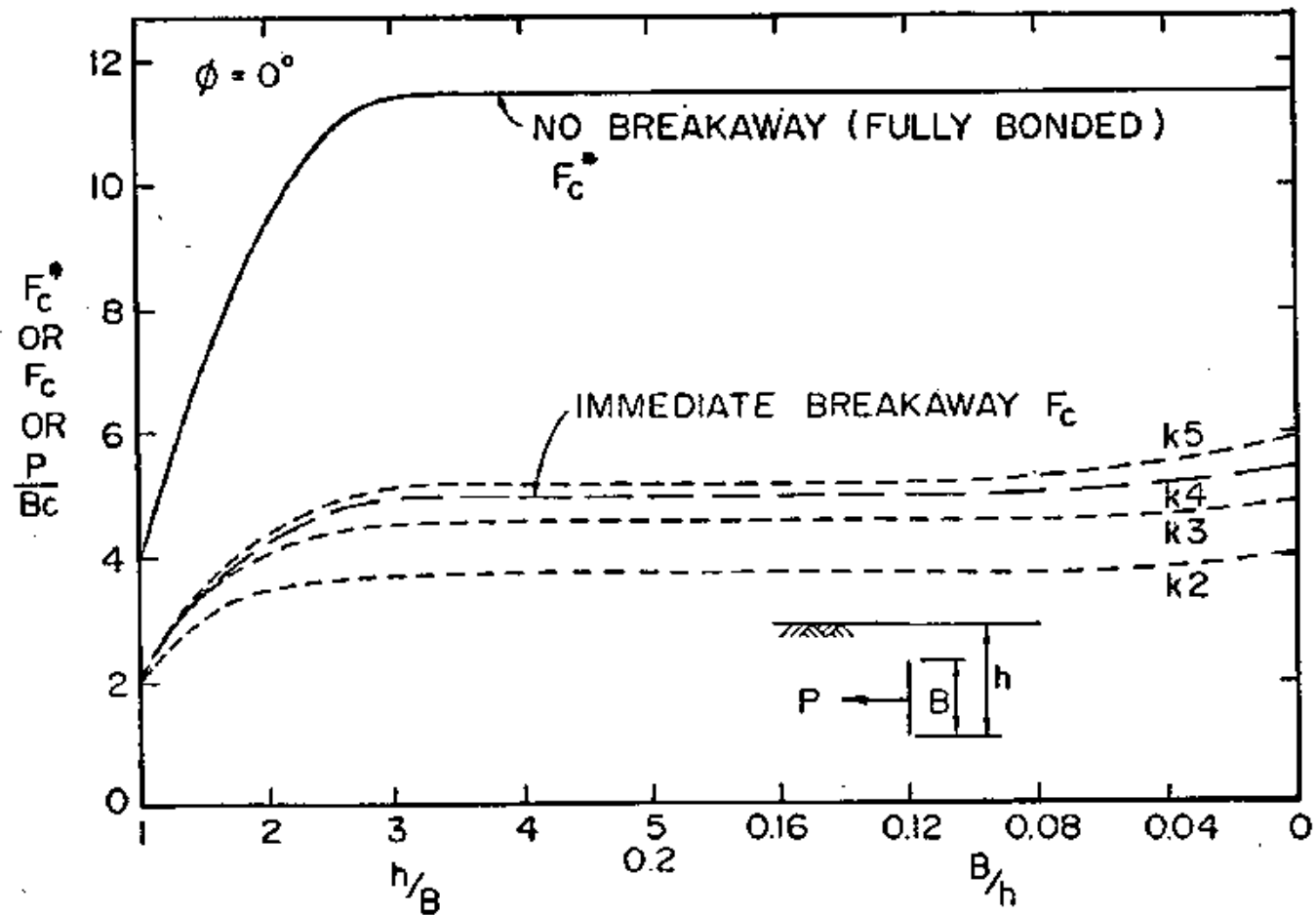


Fig.II.10 - Fatores de capacidade de carga para placas verticais lisas, segundo ROWE e DAVIS (42)

II.3.1.3 Mecanismos de Ruptura para os Casos Limites - Placas Lisas

Nas figs. (II.11) e (II.12) estão ilustrados os mecanismos de ruptura para placas horizontais nas condições limites de vínculo com o solo, compreendendo as regiões de plastificação e os campos de velocidade, que indicam o movimento de partículas em torno da placa. Os mecanismos estão bem caracterizados, notando-se diferentes mobilizações do solo, que estão associadas a uma maior ou menor resistência da ancoragem. Para placas superficiais ($h/B = 1$) observa-se que o solo é mobilizado até a superfície, enquanto que nas profundas ($h/B = \infty$) o movimento de partículas se verifica em torno das faces da placa.

Nas figs. (II.13) e (II.14) são indicados três casos de mecanismos de ruptura para placas verticais. As placas superficiais ($h/B = 1$) caracterizam-se por apresentar um fluxo de solo na direção da superfície. Para $h/B = 3$, que constitui uma situação intermediária entre ancoragens superficiais e profundas, a zona de plastificação se limita à região frontal da ancoragem, no caso de placa sem vínculo com o solo. Quando a placa é completamente vinculada, nesta mesma profundidade relativa a região mobilizada é bem maior. Assim, em vários aspectos, o comportamento de placas verticais é semelhante ao das horizontais.

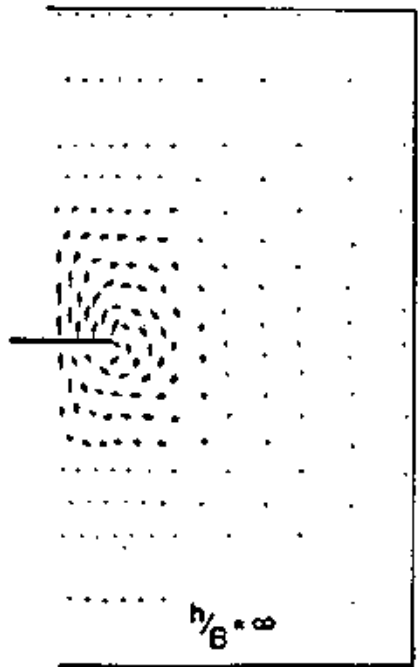
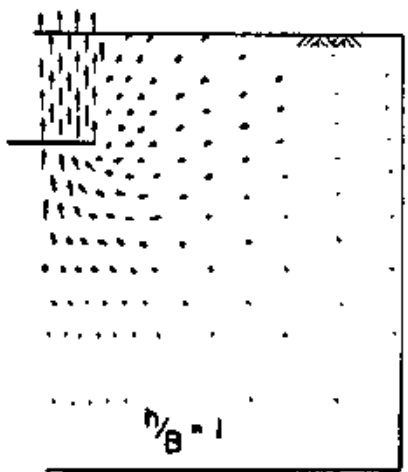
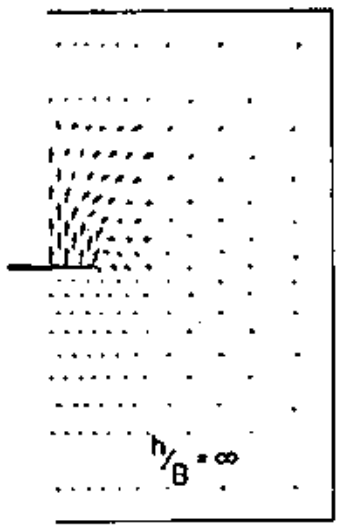
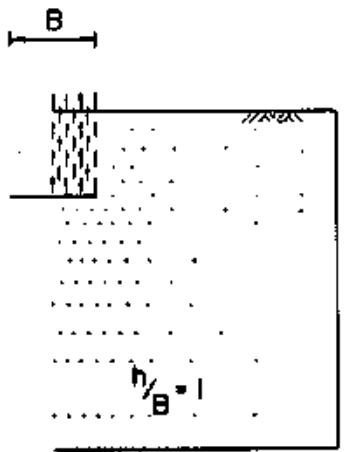
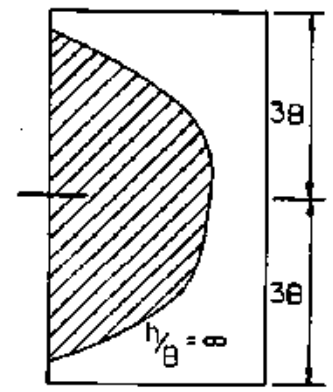
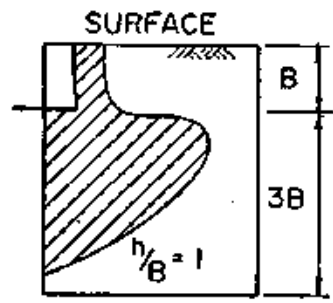
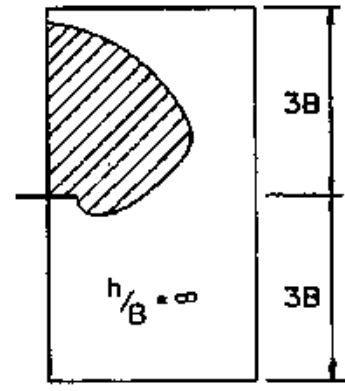
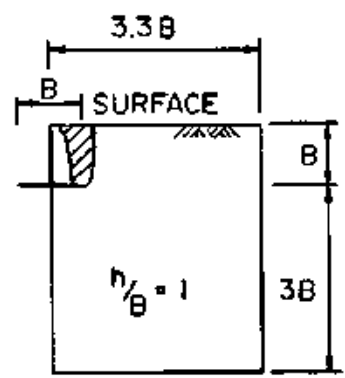


Fig.II.11 - Zonas de plastificação e campos de velocidade para placas horizontais sem vínculo, segundo ROWE e DAVIS (42)

Fig.II.12 - Zonas de plastificação e campos de velocidade para placas horizontais completamente vinculadas ao solo, segundo ROWE e DAVIS (42)

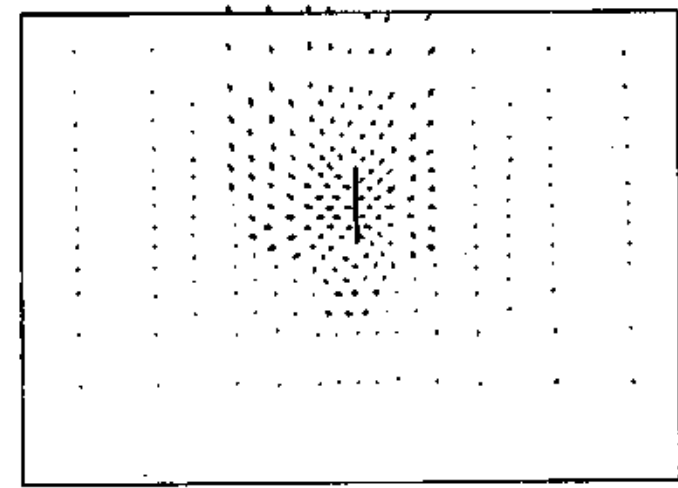
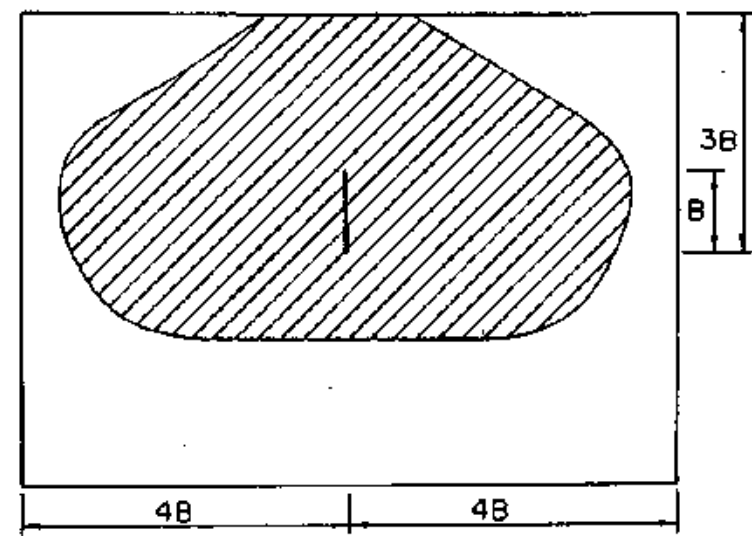
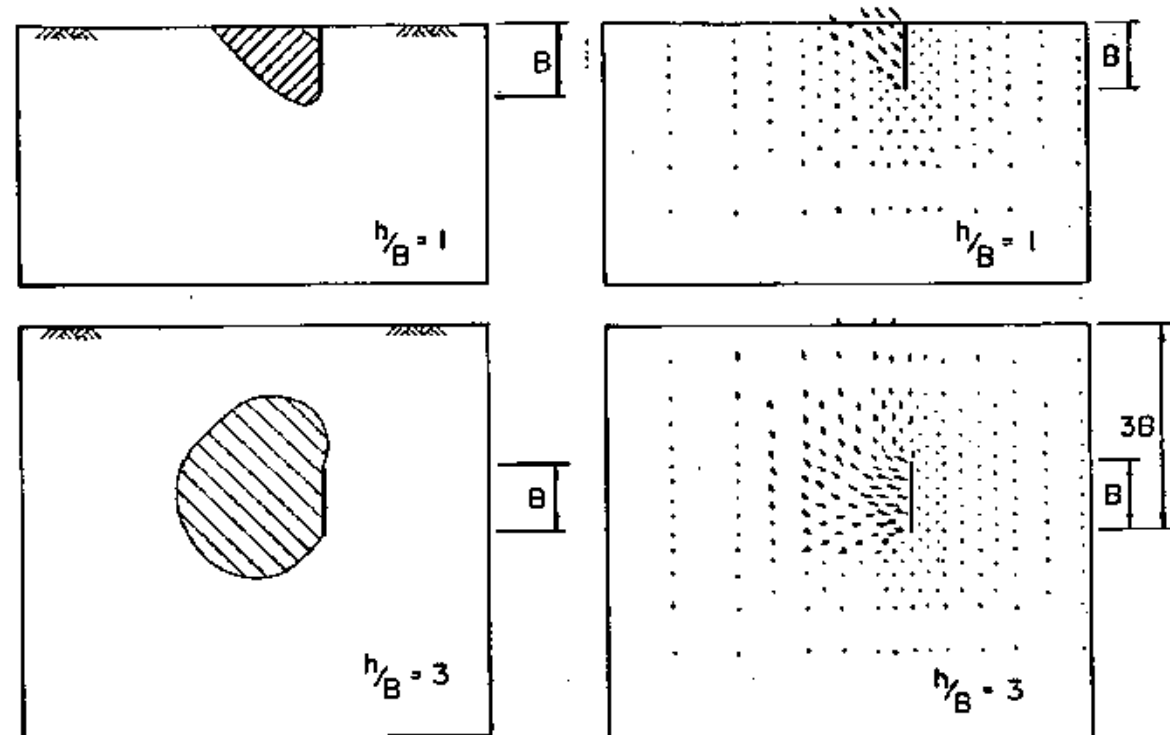


Fig. II.14 - Mecanismo de ruptura para placa vertical completamente vinculada ao solo, segundo ROWE e DAVIS (42)

II.3.1.4 Determinação dos Fatores de Capacidade de Carga para Casos Intermediários - Placas Lisas

Os gráficos das figs. (II.9) e (II.10) permitem a determinação dos fatores F_c e F_c^* para as situações limites de vínculo da placa com o solo, que correspondem a estados de pressão de solo nula ou muito elevada, respectivamente. Na prática, a pressão inicial se situa numa faixa de valores compreendida entre os limites para os quais são atingidos os estados de vínculo nulo ou pleno. Assim, para os casos intermediários, a placa comporta-se inicialmente como completamente vinculada, até que se rompa o vínculo com o solo, na medida em que aumenta o carregamento.

A análise teórica indicou que para placas horizontais a correção do fator F_c' - expressão (II.7.a) - pode ser feita adotando-se $s = 1$ - ver fig.(II.15).

Para placas verticais com estado inicial de tensões hidrostáticas, s varia de 0,5 ($h/B = 1$) a 0,96 ($h/B = 3$), podendo-se interpolar linearmente para valores intermediários de h/B . Quando $h/B > 3$, pode-se adotar $s = 1$ e quando o estado inicial de tensões não é hidrostático, o valor de s é aproximadamente k_0 vezes o valor obtido para o estado hidrostático, sendo k_0 o coeficiente de empuxo no repouso - ver fig.(II.15).

Os autores destacam que a resistência última para placas profundas é independente do estado inicial de tensões, e, portanto, é independente da condição de vínculo. Todavia, quanto maior a profundidade, maior a deformação plástica antes do colapso total e assim a ruptura pelo critério prático é sensível à espessura da camada de solo. Este fato justifica a variação de F_c' com q_h , mesmo para placas profundas ($h/B = \infty$), conforme se observa na fig. (II.15).

II.3.1.5 Efeito da Rugosidade

A rugosidade afeta apenas a resistência de placas

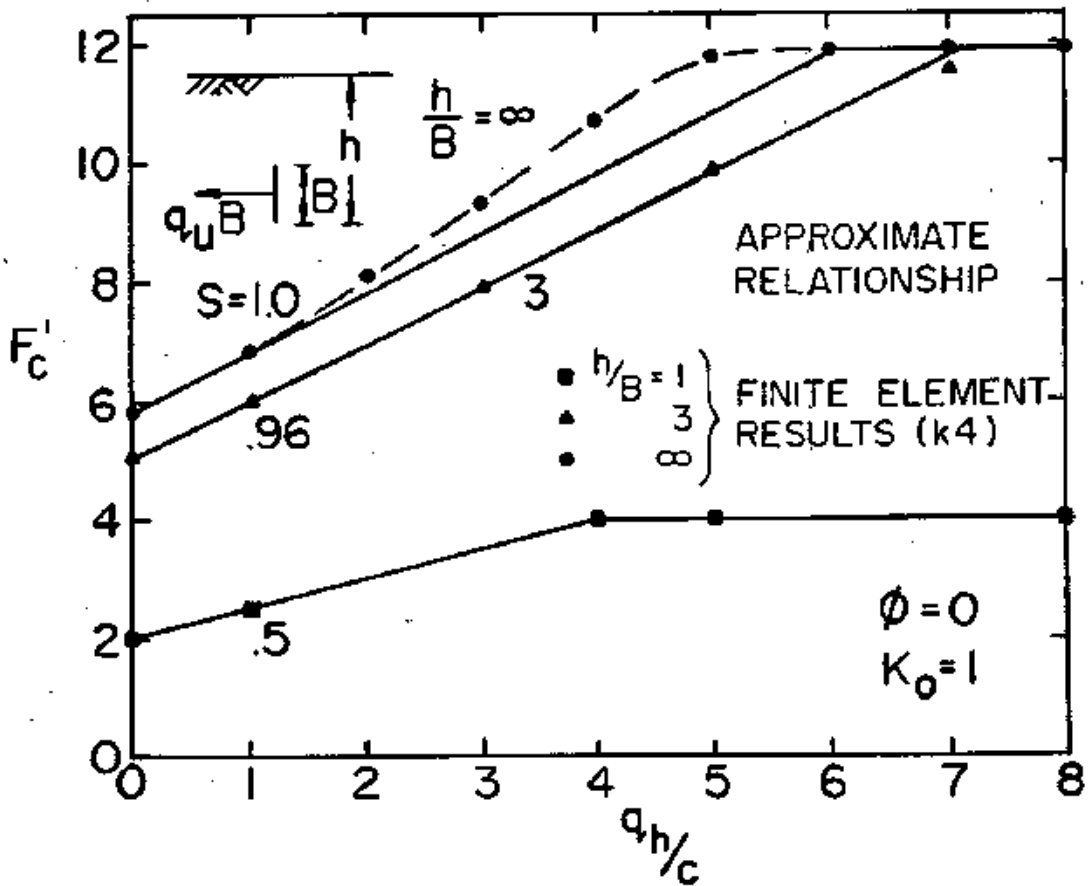
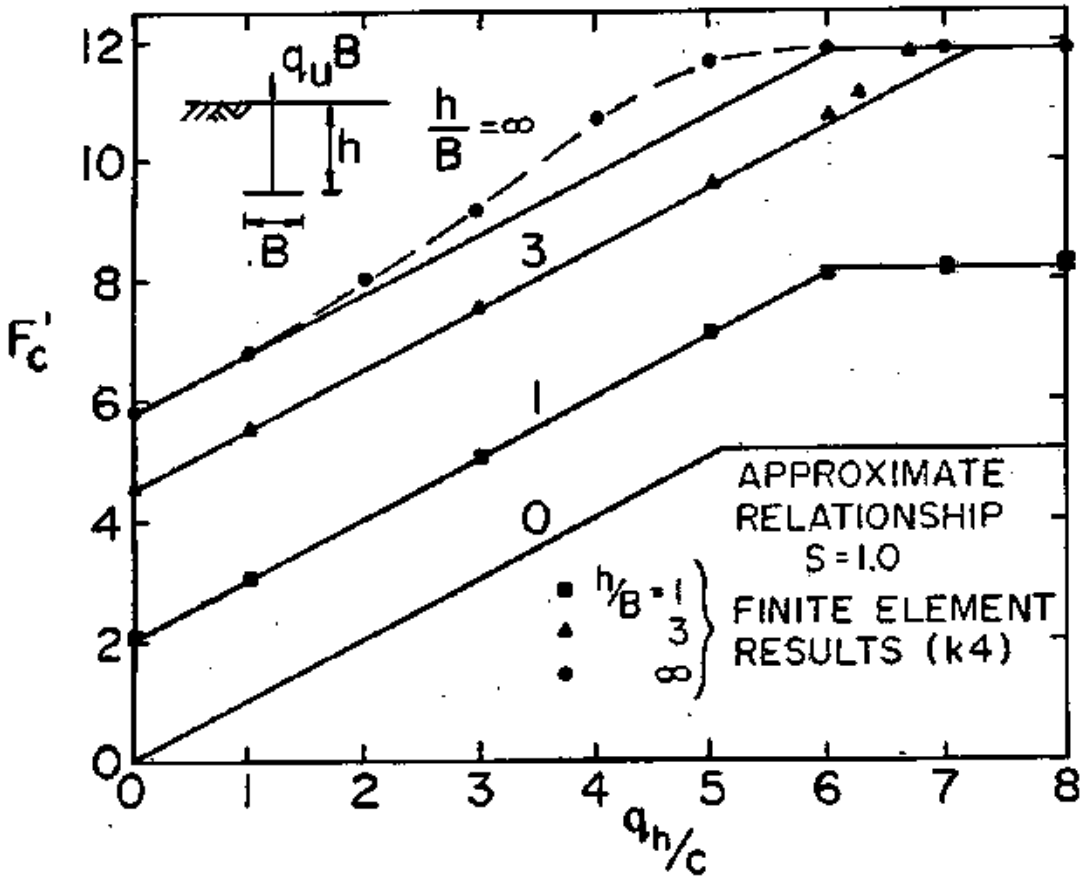


Fig.II.15 - Variação do fator F'_c com a pressão inicial, segundo ROWE e DAVIS (42)

verticais superficiais ($h/B \leq 2$), devido ao aumento de tensões cisalhantes na interface solo-placa, o que amplia a zona de plastificação, aumentando a carga de ruptura. Assim, o valor do fator indicado na fig. (II.10) representa um limite inferior. Os autores comentam que na prática as ancoragens são, em geral, rugosas, embora não esclareçam o critério para definir a rugosidade.

II.3.1.6 Efeito da Profundidade da Camada de Solo

O comportamento das ancoragens é praticamente invariável para um amplo campo de variação da profundidade da camada de solo abaixo da placa (D). Para $5 \leq D/B \leq 18$, os fatores de capacidade de carga variaram menos de 3% em relação aos valores indicados nas figs. (II.9) e (II.10).

II.3.1.7 Efeito da Inclinação

Os autores sugerem que para placas com $h/B < 3$ e inclinações do eixo com a vertical até 60° se adote os fatores correspondentes à placa horizontal. Se o ângulo é superior a 60° , deve-se considerar os fatores de placa vertical. Em ambos os casos a profundidade deve ser considerada em relação ao bordo inferior da placa.

Para $h/B \geq 3$, a resistência ao arrancamento, nos casos limites de vínculo, independe da inclinação. Para esta dos intermediários de vínculo, o valor de s varia entre k_0 e 1 (um).

II.3.1.8 Efeito da Espessura da Placa

Os fatores de capacidade carga foram definidos para uma placa rígida, com espessura desprezível. A análise teórica demonstrou que o efeito da espessura afeta apenas ao caso de placa lisa. Como na prática as ancoragens são, em geral, rugosas, os valores de F_c e F_c^* fornecidos se aplicam também a placas rugosas com espessura não desprezível.

II.3.1.9 Efeito da Forma da Placa

Na análise efetuada estudou-se apenas, para efeito de comparação, o caso de placas circulares. Constatou-se que, para relações $h/B < 3$, o fator para placas circulares é superior ao fator para placas corridas atingindo-se uma relação entre os fatores de aproximadamente 2, quando $h/B = 1$. Quando $h/B > 3$, esta relação é pouco menor que 25%.

II.3.1.10 Resultados Experimentais

A verificação experimental da análise teórica foi elaborada por ROWE (35) e consistiu num programa de testes em fundações modelo, para estudo da condição de desprendimento imediato ("immediate breakaway"). Foram testadas 30 placas retangulares, com relações entre comprimento e largura L/B variando de 3 a 8 e profundidade relativa h/B entre 1,65 e 9,3. As principais conclusões apresentadas por ROWE e DAVIS (42), com relação a este trabalho são sumarizadas em seguida.

- a) Os resultados foram consistentes com a teoria no que diz respeito à distinção de ancoragens superficiais e profundas e quanto à necessidade de se adotar um critério prático de ruptura.
- b) A profundidade crítica nos testes, que determinou a transição entre os comportamentos de placa superficial e profunda, foi $h/B = 4,5$. Para as outras relações testadas, o processo de ruptura apresentou as seguintes características:
 - . para $h/B \leq 2,5$ a ruptura era bem definida e surgiam trincas de tração na superfície;
 - . para $2,5 < h/B \leq 4,5$ a ruptura era bem definida, mas o critério prático se justificava face às elevadas deformações plásticas - superficialmente não se registraram trincas;
 - . para $h/B > 4,5$ a ruptura não era bem definida e não haviam indícios superficiais do processo de ruptura - o critério prático se justificava plenamente.

- c) A previsão teórica da carga de ruptura mostrou-se consistente com os resultados experimentais, para $h/B \geq 2,5$. Para relações menores, os valores teóricos foram maiores, o que se atribui à ocorrência, nos testes, de trincas de tração, que diminuíam a resistência da ancoragem.
- d) As placas com relações L/B superiores a cinco (inclusive) comportaram-se como placas corridas, para fins práticos. Para $L/B = 3$ os resultados, conquanto limitados, parecem indicar que a redução na relação L/B implica num acréscimo da pressão de ruptura. Isto significa que o cálculo teórico com fatores para placas corridas subestima a resistência de placas com relações L/B pequenas.

Para placas circulares e placas com eixo horizontal não foram realizados testes pelos autores. A análise dos resultados de outras pesquisas ficou prejudicada, face à insuficiência de dados.

II.3.2 Placas em Areia

O comportamento de placas em areia foi analisado por ROWE (35), de modo análogo ao caso de placas em argila saturada, utilizando o MEF e um modelo bi-dimensional. Os resultados da pesquisa são apresentados por ROWE e DAVIS (43), onde se descreve, para placas verticais e horizontais, a influência dos seguintes fatores na resistência ao arrancamento: profundidade e rugosidade da placa, ângulo de atrito e dilatância do solo e estado inicial de tensões.

II.3.2.1 Cálculo da Carga de Ruptura

A pressão média de ruptura, para uma placa em solo não coesivo, com ângulo de atrito ϕ , pode ser expressa por:

$$q_u = \gamma h F' \gamma \quad (II.8)$$

onde γ é o peso específico do solo, h a profundidade da placa (em relação ao bordo inferior, quando a placa é vertical) e

F'_γ um fator de capacidade de carga que é função da orientação, profundidade relativa, ângulo de atrito, dilatância, estado inicial de tensões e da rugosidade da placa.

F'_γ pode ser expresso, aproximadamente, em termos de um fator básico F_γ e um conjunto de fatores de correção.

$$F'_\gamma = F_\gamma R_\psi R_r R_k \quad (\text{II.9})$$

onde F_γ é o fator básico para uma placa lisa, num solo que se deforma plasticamente a volume constante ($\psi = 0$) e com coeficiente de empuxo no repouso $K_0 = 1$. R_ψ , R_r e R_k são fatores de correção para os efeitos de dilatância, rugosidade e estado inicial de tensões, respectivamente. Nas figs. (II.16) e (II.17) são apresentados os gráficos para a determinação do fator básico F_γ em função do ângulo de atrito e da profundidade relativa.

Para placas verticais a variação de F_γ com h/B é linear, dentro da faixa de valores indicados no gráfico. Para placas profundas, com relações h/B superiores a 8, conquanto se espere uma relação linear de F_γ e h/B , os autores propõem a adoção de um critério prático de ruptura, nos moldes do descrito para placas em argila saturada, pois para estas profundidades relativas, as placas apresentam elevadas deformações plásticas. Como consequência, a aplicação de fatores de segurança na faixa de 2,5 a 3, em relação à resistência última, traduz cargas de trabalho situadas fora do comportamento elástico da ancoragem.

Para placas verticais, a variação de F_γ com h/B não é linear, entretanto, a interpolação linear para valores intermediários de h/B é aceitável para fins práticos. O efeito do ângulo de atrito e da profundidade relativa na carga de ruptura é mais significativo do que no caso de placas horizontais, ocorrendo um relevante acréscimo do fator F_γ com o aumento de ϕ e h/B . Para placas profundas com $h/B > 8$, a análise teórica evidenciou que a ruptura deve ocorrer para deformações

plásticas muito elevadas e para $h/B = 8$ aplicou-se o critério prático de ruptura para definir a variação de F_{γ} com θ (parte do gráfico foi interpolada, devido ao excessivo tempo de computação necessário).

A variação de F_{γ} com h/B , no caso de placas verticais, é tal que, para um certo valor de h , existe uma largura ótima, que proporciona um valor máximo de resistência. Na análise efetuada, com $15^{\circ} \leq \theta \leq 45^{\circ}$, a largura ótima foi cerca de $0,5 h$ - na prática, isto significa que o acréscimo da largura acima deste limite não aumenta a resistência de placas corridas.

II.3.2.2 Mecanismos de Ruptura

Nas figs. (II.18) e (II.19) são ilustrados os campos de velocidade e as zonas de plastificação para placas superficiais ($h/B = 1$) e profundas ($h/B = 5$), onde se observa que a placa vertical mobiliza uma região de solo maior que a placa horizontal, o que justifica a maior resistência de placas verticais, conforme se constata nas figs. (II.16) e (II.17).

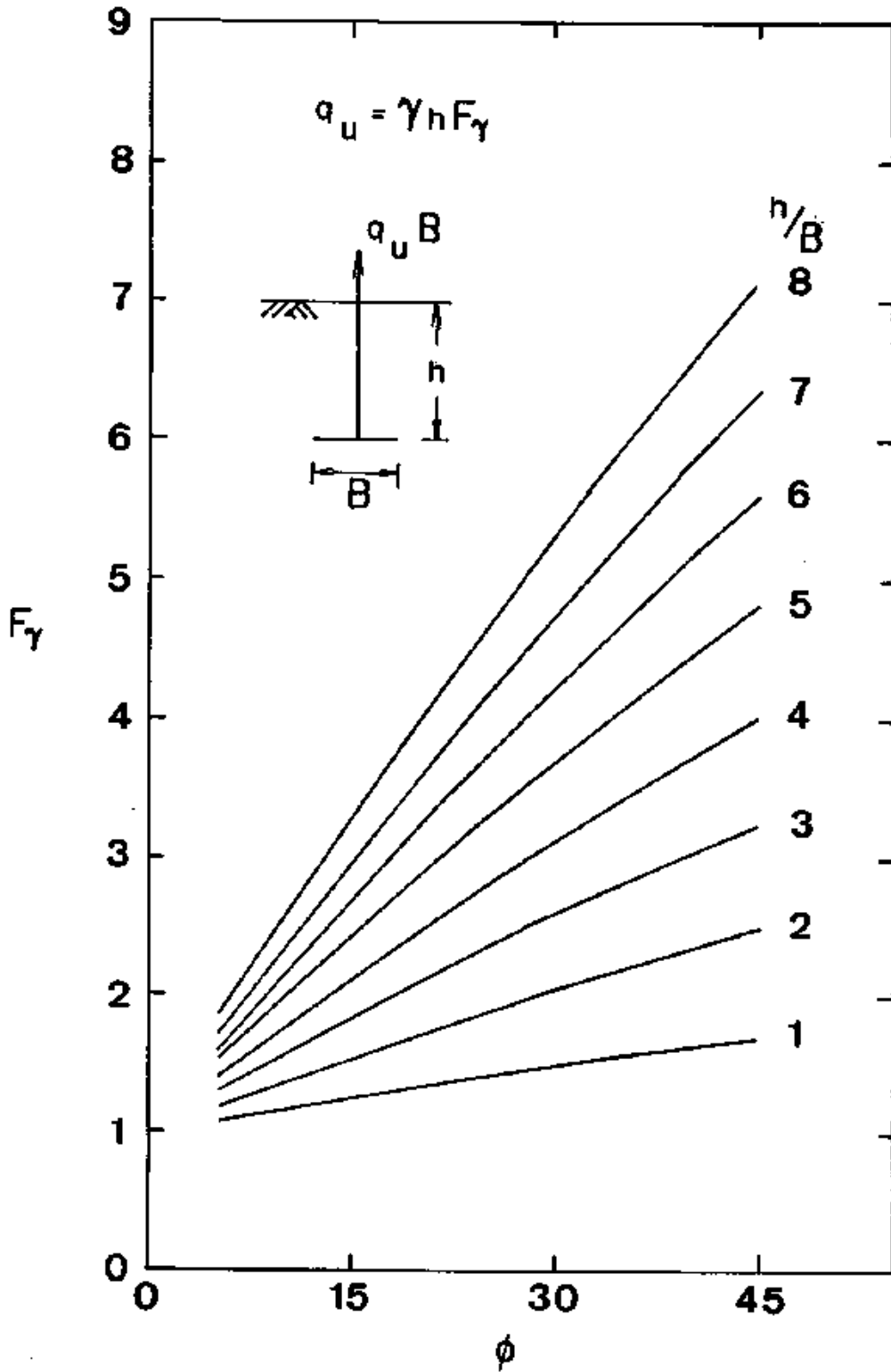


Fig.II.16 - Fator de capacidade de carga para placas horizontais em areia, segundo ROWE e DAVIS (43)

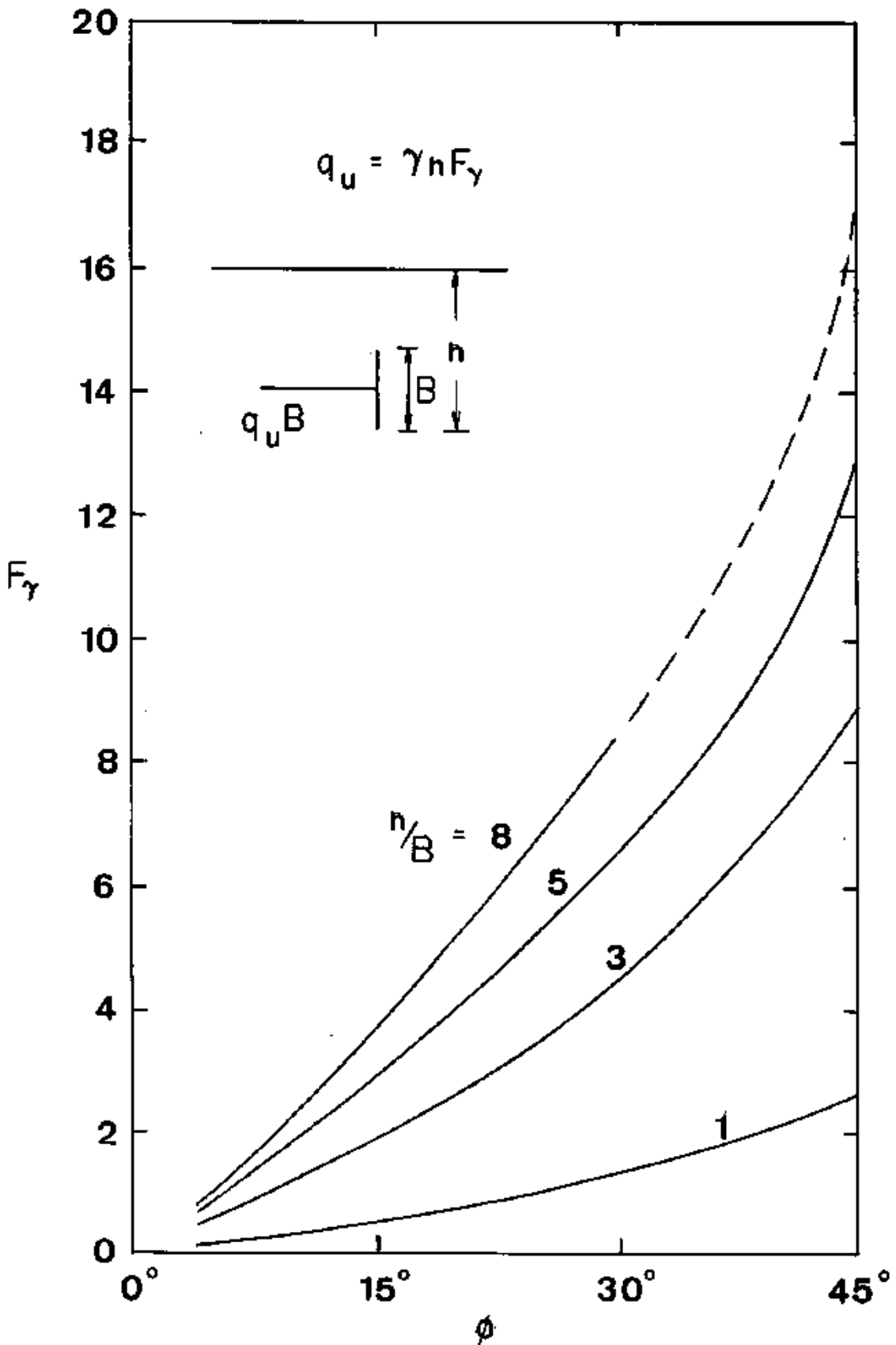


Fig.II.17 - Fator de capacidade de carga para placas verticais em areia, segundo ROWE e DAVIS (43)

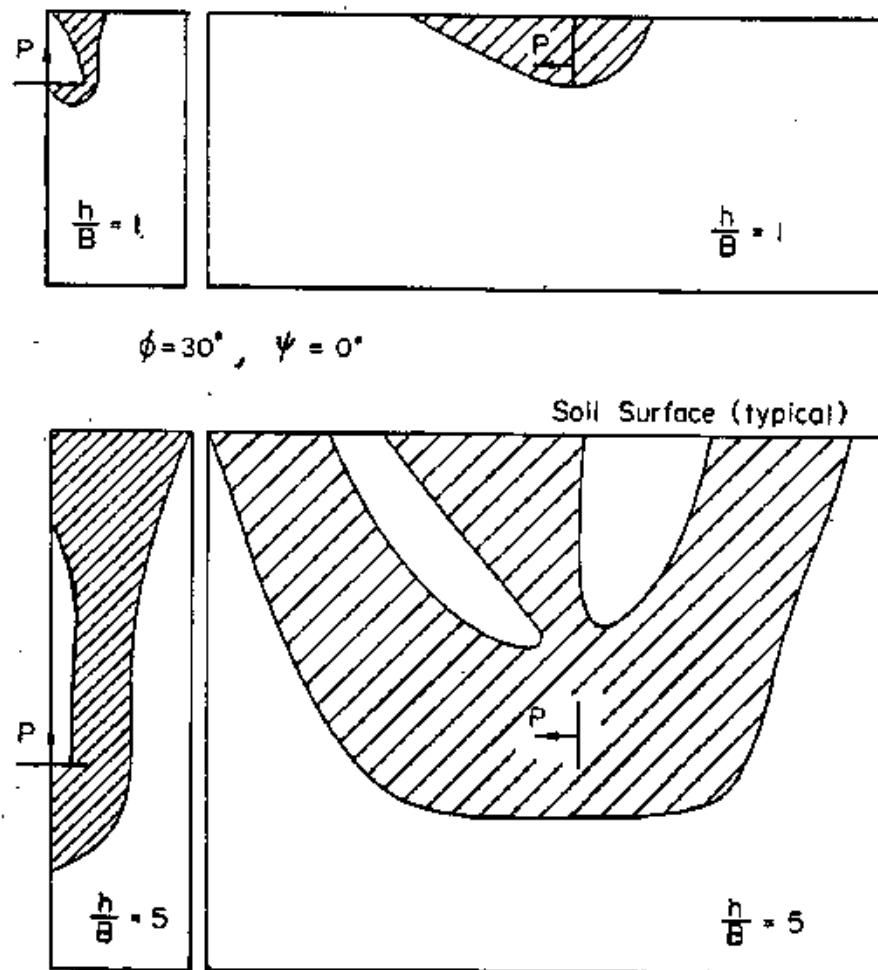
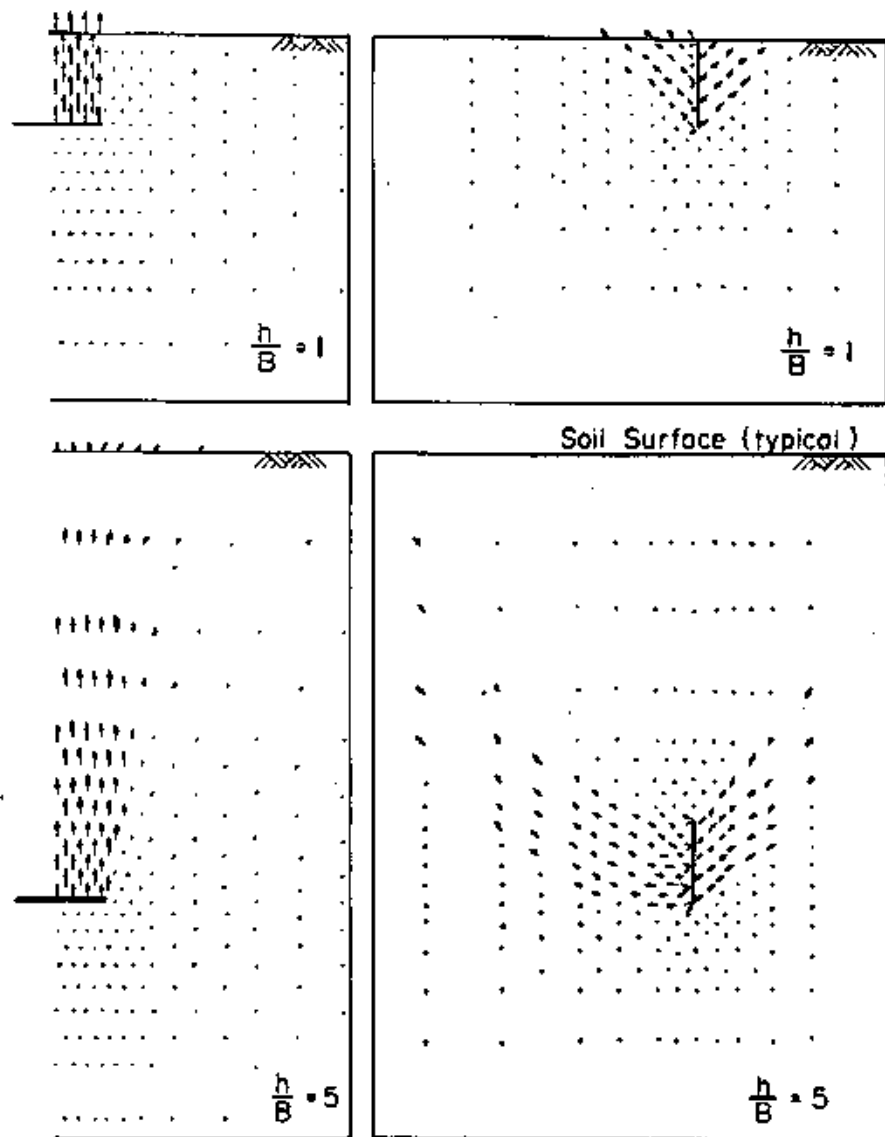


Fig.II.18 - Campos de velocidade para placas em areia segundo ROWE e DAVIS (43)

Fig.II.19 - Zonas de plastificação para placas em areia, segundo ROWE e DAVIS (43)

II.3.2.3 Efeito da Dilatância

O caso básico apresentado no item II.3.2.1 refere-se a solos com $\psi = 0$, que se deformam em regime plástico a volume constante, o que é característico de areias fofas(*). Para areias médias a densas, ocorre variação de volume durante a deformação, o que acarreta uma maior zona mobilizada no processo de ruptura, aumentando a capacidade de carga, em relação ao caso básico. Os solos que apresentam $\psi = \emptyset$ são denominados materiais com lei de fluxo associada e quando $0 < \psi < \emptyset$ o material tem uma lei de fluxo não associada. O efeito da dilatância para os casos limites e intermediários é descrito a seguir, com base nos gráficos que indicam a variação do fator de correção R_ψ , a ser aplicado na expressão (II.9).

(a) Placas horizontais

A variação de R_ψ com a profundidade relativa é apresentada na fig. (II.20), para vários casos de solos com lei de fluxo associada ($\psi = \emptyset$), onde se observa que esta variação é linear. O efeito da dilatância torna-se expressivo na medida em que aumenta a profundidade.

Na fig. (II.21-a) o fator R_ψ é plotado em função de ψ , para a condição $\psi = \emptyset$, observando-se que R_ψ aumenta sensivelmente com o acréscimo do ângulo de atrito - este gráfico foi obtido a partir da fig. (II.20).

Na fig. (II.21-b) tem-se a variação de R_ψ com ψ , para $\emptyset = 30^\circ$ (constante) e $h/B = 3$, observando-se que esta variação pode ser considerada linear, para fins práticos.

A partir da fig. (II.20) podem ser construídos outros gráficos semelhantes ao da fig. (II.21-b), para outros valores de \emptyset e h/B , já que, para h/B fixo, R_ψ varia linearmente de 1 ($\psi = 0$) até o valor obtido para $\psi = \emptyset$. Este procedimento permite que se determine o fator de correção para qualquer caso.

(*) ψ representa o ângulo de dilatância, com o qual é definida a expressão que estabelece a lei de fluxo do solo - ver ROWE e DAVIS (43).

(b) Placas verticais

O efeito da dilatância para placas verticais é semelhante ao caso de placas horizontais, sendo também significativo para placas profundas. A variação de R_ψ com a dilatância é apresentada na fig. (II.22-a), para o caso de solos com lei de fluxo associada ($\psi = \emptyset$) e na fig. (II.22-b) R_ψ é apresentado em função de ψ , para $\emptyset = 30^\circ$ e $h/B = 3$.

A linearidade do gráfico da fig. (II.22-b) e a variação linear de R_ψ com h/B (não apresentada graficamente) permite que se obtenha, a partir da fig. (II.22-a), os gráficos de R_ψ em função de ψ , para outras condições de ψ e h/B , a exemplo do que se expôs para placas horizontais.

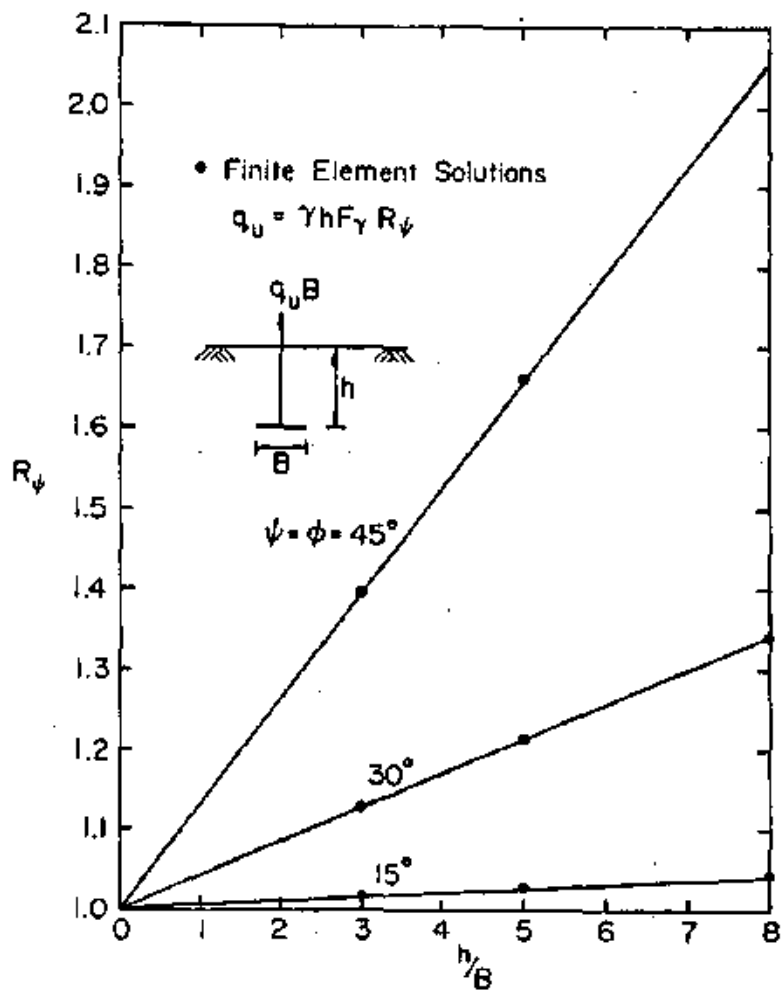


Fig.II.20 - Fator de correção para o efeito de dilatância, em placas horizontais, segundo ROWE e DAVIS (43)

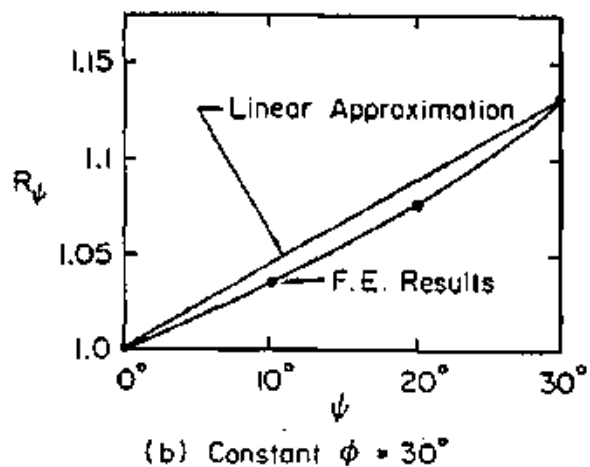
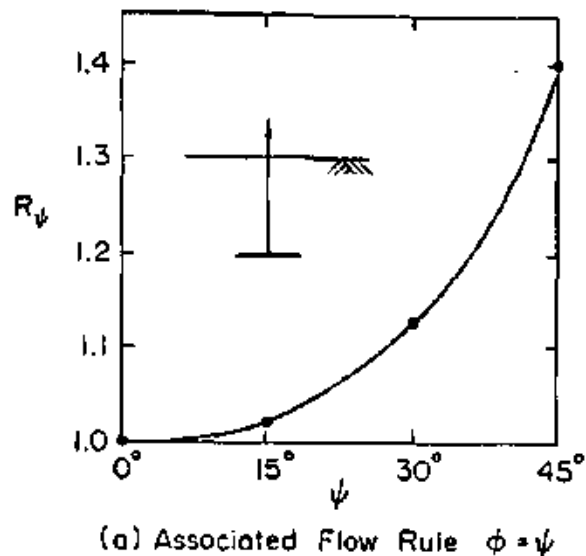


Fig.II.21 - Variação do fator R_ψ com a dilatância, para $h/B = 3$, segundo ROWE e DAVIS (43)

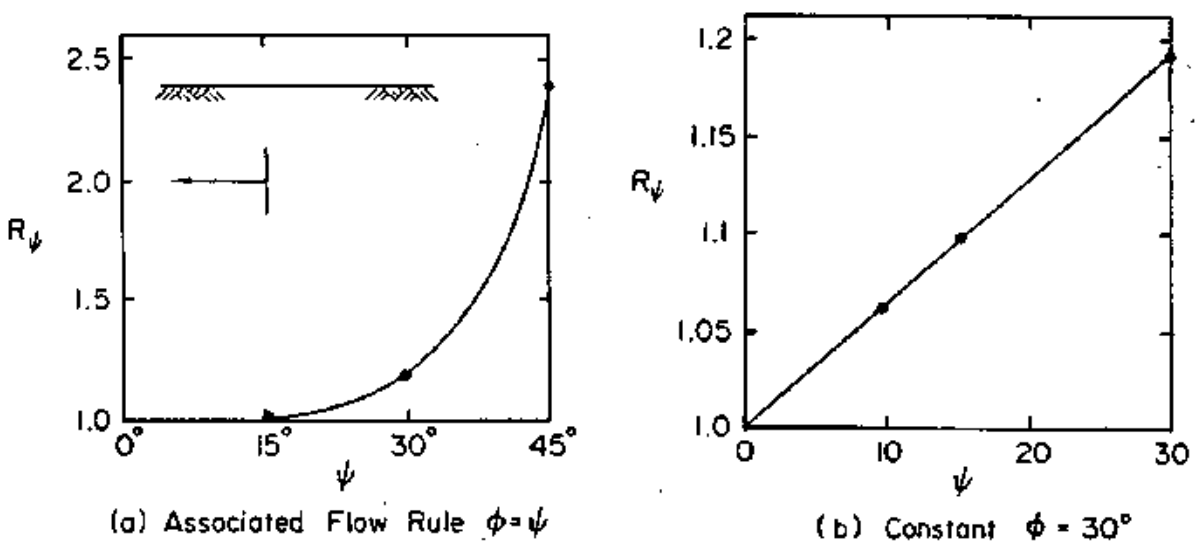


Fig.II.22 - Variação de R_ψ com a dilatância, para placas verticais, segundo ROWE e DAVIS (43)

II.3.2.4 Efeito do Estado Inicial de Tensões

A relação entre as tensões iniciais é expressa pelo coeficiente $K_0 = \sigma_{ho} / \sigma_{vo}$, onde σ_{ho} é a pressão horizontal e σ_{vo} é a pressão vertical. A análise teórica demonstrou que o efeito do estado inicial de tensões na carga de ruptura não é significativo, com $0 \leq k_0 \leq 1$. Para placas horizontais a resistência é pouco maior (menos de 10%) que o valor determinado para o caso básico ($\psi = 0$, $k_0 = 1$) e para placas verticais a resistência é pouco menor. A diferença entre os valores real e calculado diminui, na medida em que aumenta a dilatância do solo ($\psi > 0$). Assim, para fins práticos, pode-se considerar $R_k = 1$, pois o erro cometido não excederá os 10%.

Já para os deslocamento antes da ruptura o estado inicial de tensões tem um efeito significativo. Para $k_0 < 1$, observou-se um aumento da deformação, em relação ao caso $K_0 = 1$, o que pode implicar na necessidade de se adotar um critério prático de ruptura, particularmente nos casos de placas profundas em areias fofas. [NOTA: a este respeito os autores não in-

dicam o procedimento a ser adotado no dimensionamento de placas].

II.3.2.5 Efeito da Rugosidade

Para placas horizontais, a rugosidade tem um efeito desprezível, tanto com respeito à relação carga-deslocamento quanto com relação à ruptura. Assim, pode-se considerar $R_r = 1$.

Para placas verticais, a rugosidade tem um efeito significativo, que decresce com o aumento da profundidade relativa, conforme ilustrado na fig. (II.23). Os campos de velocidade indicados na fig. (II.18) mostram que nas placas superficiais o movimento de partículas é mais inclinado em relação à face da placa, o que justifica o maior efeito da rugosidade para h/B pequeno, no sentido de aumentar a capacidade de carga.

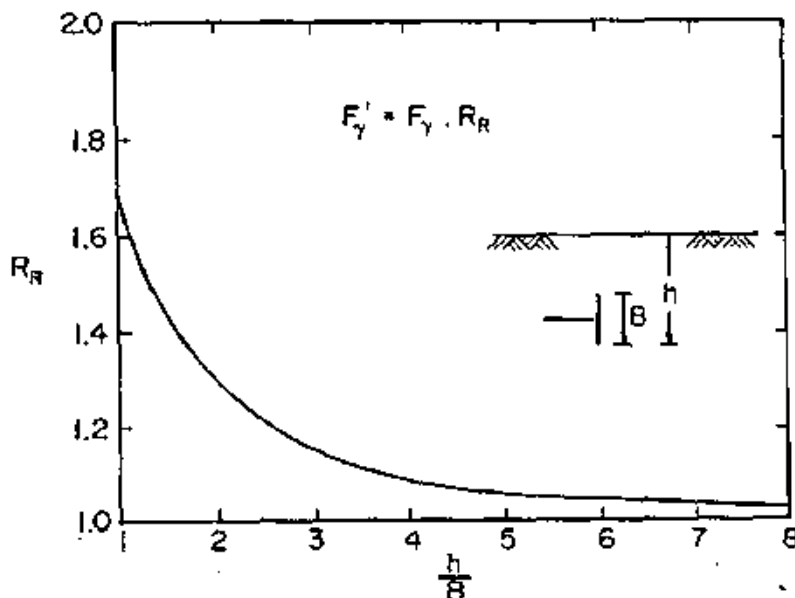


Fig. II.23 - Fator de correção da rugosidade para placas verticais para solos com $\phi = 30^\circ$ e $\psi = 0$, segundo ROWE e DAVIS (43)

Constatou-se, também, que o efeito da rugosidade é tanto maior quanto maior for a dilatância do solo - por exemplo, para $h/B = 3$ e $\psi = \emptyset = 30^\circ$, obtém-se $R_r = 1,67$, valor 45% maior que o obtido na fig. (II.23) onde $\psi = 0$ (solo não dilatante). Por outro lado, a carga de ruptura para solos muito dilatantes (ψ grande) é precedida de elevada deformação plástica, o que implica na conveniência do critério prático de ruptura. Em se adotando este critério, o efeito da dilatância no fator de rugosidade é reduzido e os valores obtidos na fig. (II.23), para solos não dilatantes, pode ser utilizado para todos os casos de solos dilatantes ($\psi \neq 0$).

II.3.2.5 Superposição de Efeitos

Conforme descrito nos itens anteriores, os efeitos de rugosidade, estado inicial de tensões e dilatância não são independentes e a sua superposição é uma aproximação.

Para placas horizontais, os efeitos da rugosidade e do estado inicial de tensões é pequeno, com $R_k \approx R_r \approx 1$, podendo-se aplicar a expressão (II.9) para determinar o fator de capacidade de carga F'_γ . Este procedimento é também válido para fundações verticais lisas (não rugosas) onde $R_k \approx 1$ e $R_r = 1$ [NOTA: no artigo que trata de placas em argila saturada, os autores destacam que na prática as placas são, em geral, rugosas].

No caso de placas verticais rugosas existe uma inter-relação entre a rugosidade e a dilatância, o que implica que na determinação acurada da carga de ruptura se faz necessária a adoção de uma análise pelo MEF. Um cálculo conservativo, mas aceitável, pode ser obtido aplicando o critério descrito para a determinação dos fatores de correção R_ψ e R_r e adotando $R_k \approx 1$. O cálculo manual, admitindo superposição de R_ψ e R_r , conduz a valores de capacidade de carga menores que os reais, diferença que cresce com o aumento da profundidade relativa. Por outro lado, os erros devidos à superposição são minimizados para valores baixos da dilatância, o que é típico

de muitos casos reais.

II.3.2.6 Verificação Experimental

A verificação experimental efetuada por ROWE (35), constou de 30 ensaios em fundação modelo com placas horizontais retangulares. Foram testadas placas com relações $1 \leq h/B \leq 8$ e $1 \leq L/B \leq 8,75$, com $L/B = 8,75$ na maioria dos testes, num meio arenoso preparado no laboratório. Das características do solo não foi controlado o coeficiente k_0 , que foi estimado variando de 0,4 a 0,5, em função de relações conhecidas com o ângulo de atrito.

Os resultados mais importantes desta investigação são apresentados em seguida.

- a) A carga de ruptura foi sempre bem definida, mas, em geral, havia pouca ou nenhuma evidência do processo de ruptura na superfície.
- b) Antes de atingir a ruptura as placas apresentavam elevadas deformações não elásticas.
- c) A pressão de ruptura aumentou com o decréscimo da relação L/B , constatando-se um efeito significativo da forma para $L/B \leq 2$ - para $L/B > 5$ este efeito foi pouco importante. Isto indica que a previsão da carga de ruptura com base na teoria para placas corridas é conservativa, se a placa é retangular com L/B pequeno.
- d) A estimativa da carga de ruptura das placas foi considerada satisfatória, muito embora os resultados teóricos tenham sido algo superiores aos resultados experimentais.

A verificação do método para placas verticais foi feita com base em testes não realizados por ROWE, mas a comparação dos valores teóricos com os experimentais foi também considerada satisfatória.

II.3.3 Placas em Solos Coesivos

Segundo ROWE e DAVIS (43), a pressão de ruptura de uma placa corrida num solo com coesão c , ângulo de atrito ϕ e peso específico γ é expressa por :

$$q_u = c F'_c + \gamma h F' \quad (\text{II.10})$$

O fator F'_γ representa o efeito de atrito e é determinado pela expressão (II.9). O fator de coesão F'_c depende da relação h/B , do ângulo de atrito, da orientação e da pressão de solo.

O efeito de sobrecarga q_s na superfície não é incluído na expressão (II.10) porque para um solo com coesão c' , o fator F'_c pode ser determinado por :

$$F'_c = F_c + q_s c \quad (\text{II.11})$$

com

$$c = c' + q_s \text{tg. } \phi \quad (\text{II.12})$$

onde F_c é o coeficiente de capacidade de carga para a condição de placas sem vínculo, sendo obtido nos gráficos das figs.

(II.24) e (II.25). Há que se registrar que, para placas horizontais, o coeficiente F_c atinge um máximo na variação com ϕ , para determinada faixa de valores de h/B . Os valores de F_c para $h/B > 3$ foram determinados para um critério prático de ruptura, face à magnitude das deformações plásticas.

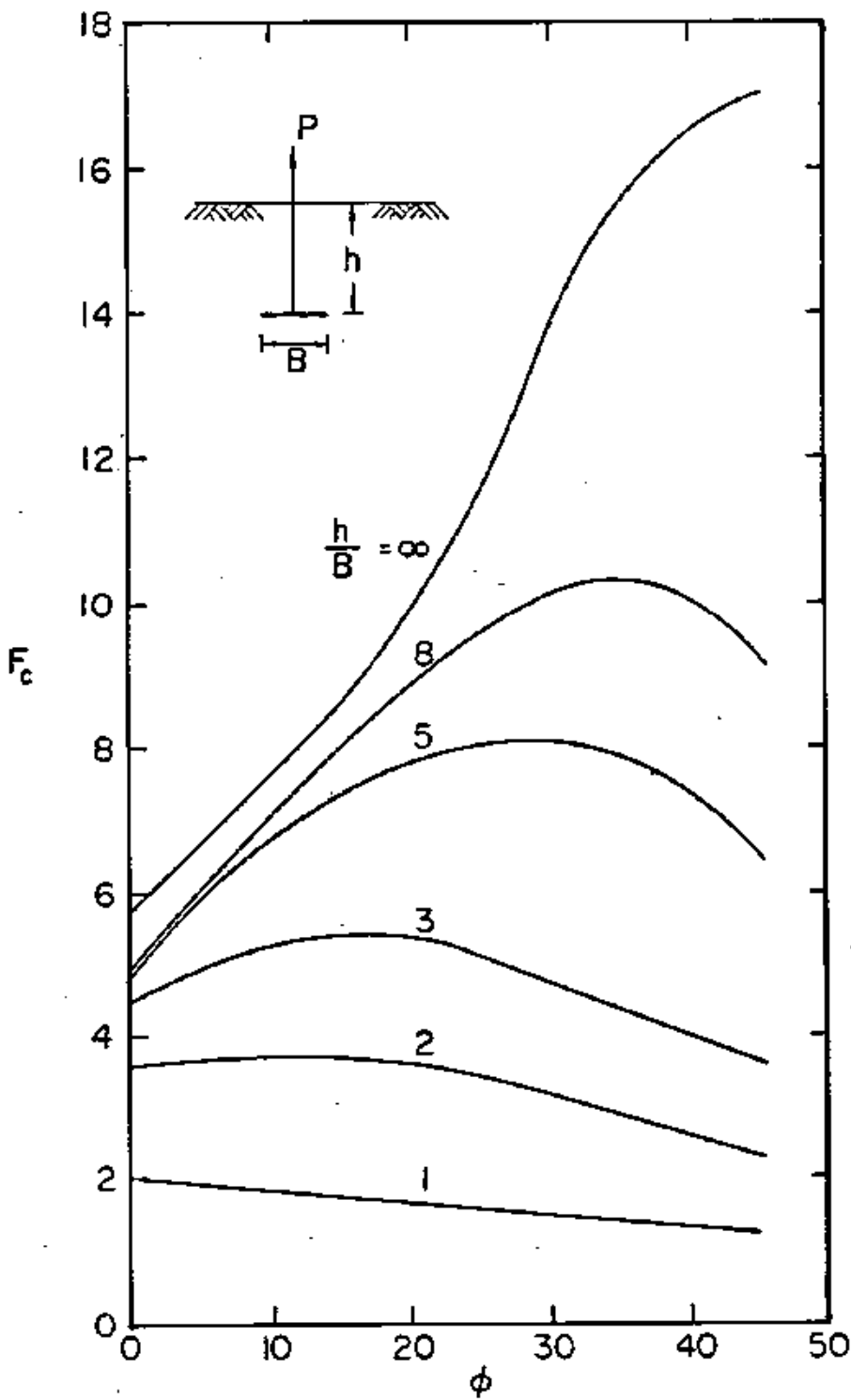


Fig.II.24 - Fator de capacidade de carga para placa horizontal em solo coesivo segundo ROWE e DAVIS (43)

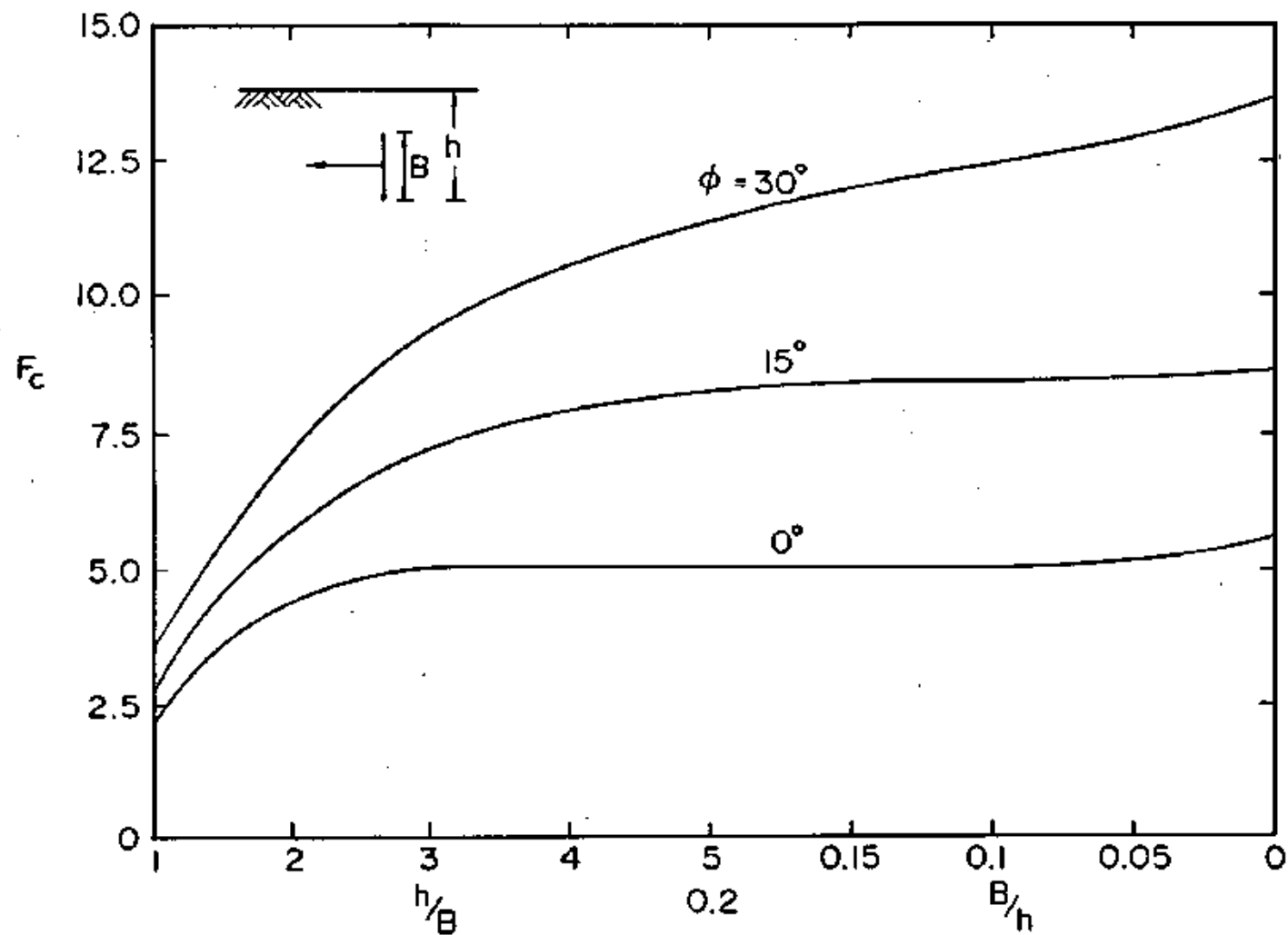


Fig.II.25 - Fator de capacidade de carga para placa vertical em solo coesivo, segundo ROWE e DAVIS (43)

II.3.4 Previsão de Deslocamentos

ROWE e BOOKER (37) descrevem um método analítico que permite a determinação de deslocamentos elásticos de placas horizontais quadradas, circulares e retangulares, num semi-espaço infinito, homogêneo, isótropo e elástico.

Para o caso de uma placa retangular rígida, os efeitos da profundidade relativa (h/B), da espessura da camada de solo abaixo da placa (D), das características elásticas do meio (E, ν) e da relação entre comprimento (L) e largura (B) podem ser expressos pela rigidez aparente $P/L \delta_m E$, da seguinte forma:

$$\frac{P}{L \delta_m E} = \frac{I_D (h/B = \infty) I_h}{(1 - \nu^2)} \quad (\text{II.13})$$

onde:

P - carga aplicada no centro da placa

δ_m - deslocamento médio da placa

E, ν - módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

$I_D (h/B = \infty)$ - fator de influência da espessura da camada (D), para uma placa em profundidade "infinita" ($h/B = \infty$).

I_h - fator de correção para o efeito da profundidade relativa h/B .

O fator I_D é obtido na fig. (II.26) e o fator de correção I_h na fig. (II.27), para $\nu = 0,3$. No artigo de ROWE e BOOKER (37) são apresentados gráficos para outros valores de ν , bem como são discutidos em detalhe os diversos fatores que influenciam no comportamento de ancoragens em regime elástico.

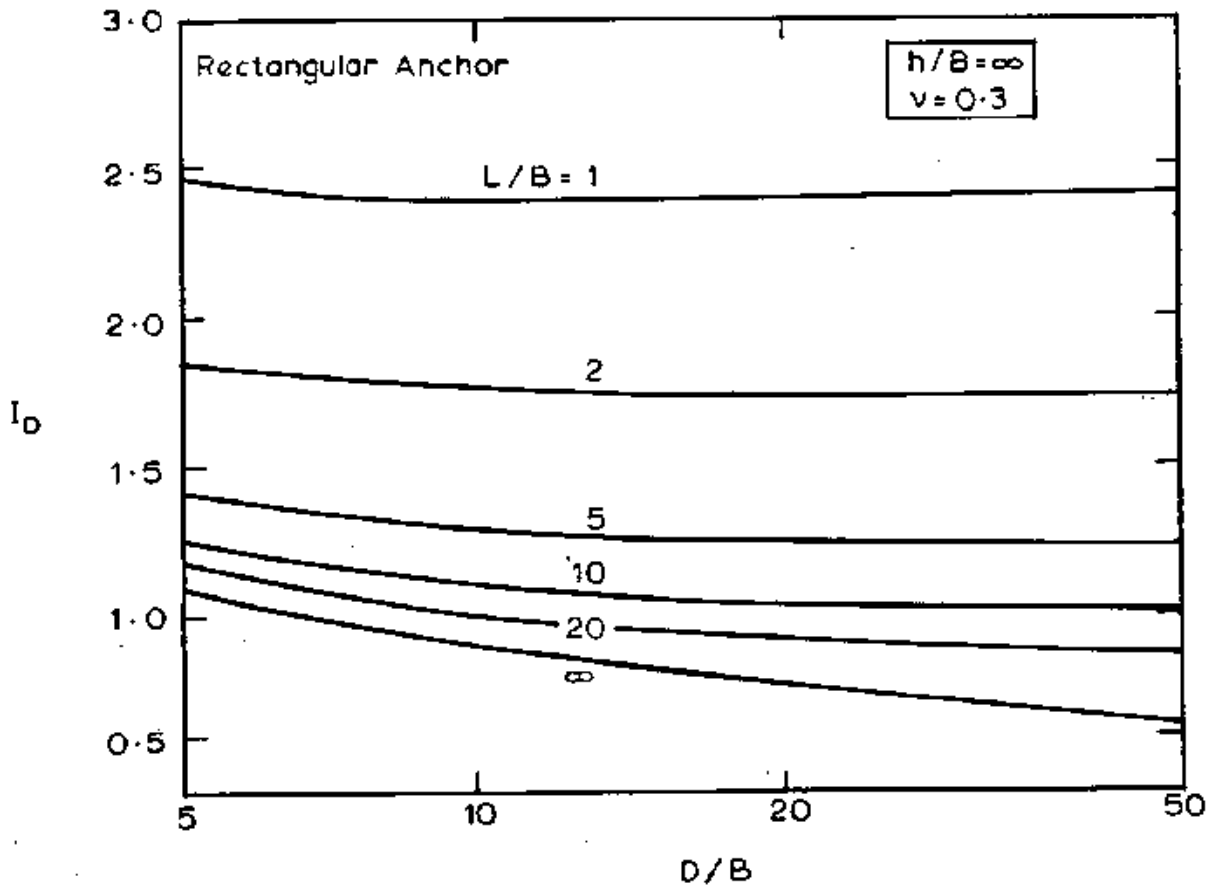


Fig. II.26 - Fator de influência para placas retangulares, segundo ROWE e BOOKER (37)

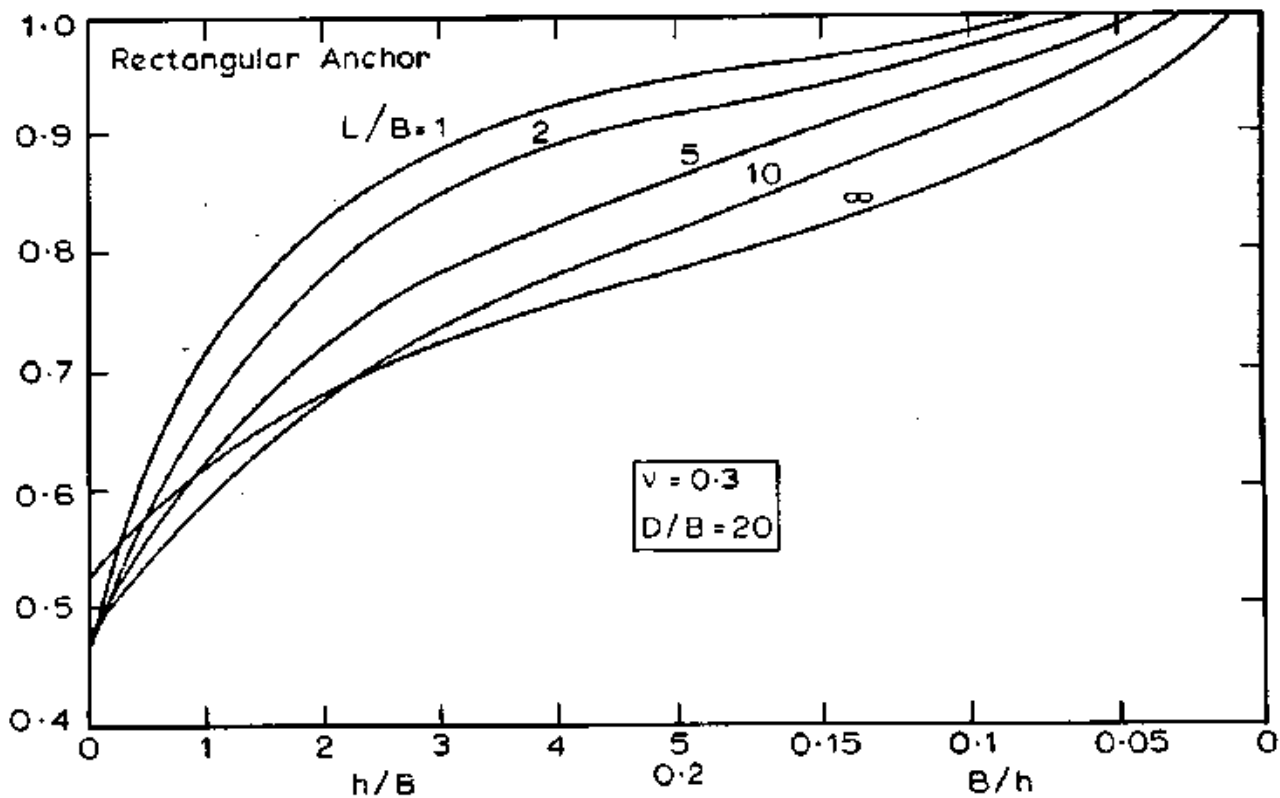


Fig. II.27 - Fator de correção para o efeito da profundidade relativa, segundo ROWE e BOOKER (37)

II.4 O MÉTODO DO CONE

A inclusão do método do cone neste trabalho decorre do fato de que este método ainda é utilizado para o dimensionamento de fundações submetidas a tração, notadamente nos projetos de linhas de transmissão. Alguns comentários acerca de sua formulação são apresentados a seguir e no capítulo VI é discutida a sua validade, com base nos resultados dos testes.

A formulação do método, de autoria desconhecida [ver COOMBS (12)], é empírica e bastante simples. Para o caso de uma ancoragem retangular inclinada, a resistência ao esforço de tração aplicado é determinado pelo peso de um tronco de pirâmide definido segundo o esquema da fig. (II.28).

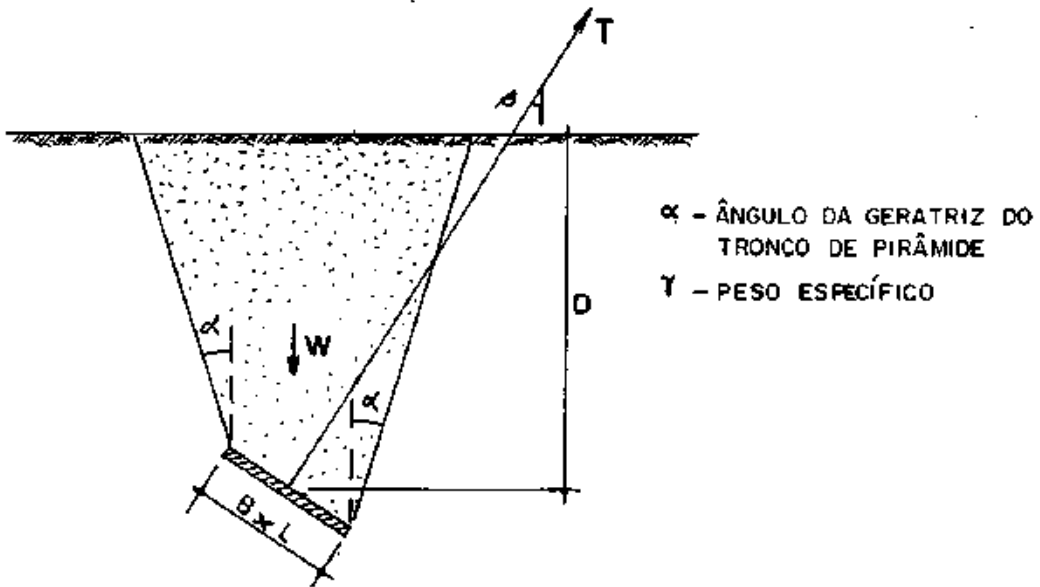


Fig.II.28 - Esquema para aplicação do método do cone numa ancoragem retangular inclinada

O peso do tronco de pirâmide, neste caso, pode ser determinado, aproximadamente, pela seguinte expressão:

$$W = [B \cos \beta L D + (B + L) D^2 \operatorname{tg} \alpha + \frac{\pi}{3} D^3 \operatorname{tg}^2 \alpha] \gamma \quad (\text{II.14})$$

A relação entre o peso assim obtido e a projeção

vertical da carga atuante deve ser superior a 1 (um), ou seja:

$$k = \frac{W}{T \cos \beta} \geq 1 \quad (\text{II.15})$$

O valor de k , que corresponde a um fator de segurança, é fixado no projeto segundo um critério subjetivo e, em geral, se situa na faixa de 1,1 a 1,3.

Há que se notar que na expressão (II.14) não entram os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, o que significa que o valor de α , associado a um determinado peso específico, incorpora o efeito destes parâmetros.

Em relação à forma tronco-piramidal adotada, esta decorre, provavelmente, de observações experimentais quanto à forma de ruptura. Realmente a semelhança existe no caso de placas superficiais em alguns tipos de solo, contudo, conforme já descrito nos itens anteriores, a forma da superfície de ruptura depende não só do tipo de solo, mas também das características geométricas da fundação (dimensões e orientação). Em alguns casos a ruptura se dá em torno da base e não envolve o solo superficial.

Assim, a geometria adotada no cálculo corresponde a uma superfície fictícia, não só porque sua forma não corresponde à realidade para todos os casos, como porque o valor de α incorpora a resistência ao cisalhamento do solo.

Usualmente, empregam-se em projeto valores de α que variam de 15º a 30º, conforme o tipo de solo - maiores valores para os solos mais resistentes. A definição de α deve ser, preferivelmente, respaldada em resultados experimentais, entretanto, não existe um critério consensual para definir, numa prova de carga, o esforço de arrancamento a que deve corresponder o ângulo α .

Há que se registrar que o valor de α depende não somente das características do terreno, como também da geome-

tria da fundação, o que se constata facilmente. A experiência tem mostrado que não é conceitualmente válido extrapolar valores de α , obtidos experimentalmente para um determinado tipo de fundação, para outros tipos de fundação, instalados em solos com outras características. Este aspecto é discutido, por exemplo, por DANZIGER e PEREIRA PINTO (14), com base em resultados de testes de arrancamento.

Do que se expôs conclui-se que a conceituação do método do cone não corresponde à realidade do fenômeno de arrancamento. Os resultados obtidos mediante a sua aplicação podem ser tanto conservativos quanto contra a segurança, conforme comentam, por exemplo, GIULIANNI et alii (21) e DANZIGER (15).

A aplicação do método é simples, o que constitui uma das razões pelas quais ainda seja adotado. Na prática, procede-se da seguinte forma no dimensionamento de uma fundação:

- i) define-se inicialmente um grupo de parâmetros constituído de: ângulo α , pressão admissível à compressão e peso específico do solo;
- ii) as dimensões da base são determinadas em função da pressão admissível e da carga T ; em geral, adota-se a forma retangular ou quadrada, face à maior facilidade construtiva que proporcionam;
- iii) a profundidade da ancoragem é então definida, de tal modo que o peso do tronco de cone (ou de pirâmide) correspondente atenda ao fator de segurança estipulado, segundo a expressão (II.15);
- iv) em se tratando de grelha, deve-se atender a valores pré estabelecidos de espaçamento entre os perfis da base e de relação A_1/A_b (área líquida/área bruta).

CAPÍTULO III

DESCRIÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

III.1 - DESCRIÇÃO DO LOCAL

As linhas do Sistema de Itaipu compreendem rotas que saem da subestação de Foz do Iguaçu e atingem a região da Grande São Paulo. Seus traçados atravessam várias formações geológicas - fig.(III.1) - destacando-se os grupos São Bento, Passa Dois, Tubarão, Campos Gerais e Açungui, onde predominam rochas eruptivas e sedimentares.

Superficialmente, os terrenos apresentam, na maior parte dos traçados, mantos residuais relativamente espessos, observando-se a predominância de solos finos, constituídos de misturas de argila, silte e areia fina. As muitas sondagens executadas em toda a região indicam também o predomínio de solos com resistência baixa a média e lençol d'água subterrâneo profundo. A ocorrência de depósitos sedimentares, com solos muito fracos e N.A. elevado, é pouco significativa na região, consistindo em pequenos trechos intercalados com formações residuais.

No processo da escolha do local para a realização dos testes procurou-se selecionar uma área onde o solo fosse representativo das diversas ocorrências geotécnicas mencionadas. A área escolhida se situa junto à cidade de Itapeva, no estado de São Paulo, num ponto distante cerca de 1 km de uma das linhas do Sistema.

A região de Itapeva se situa sobre ocorrências das formações FURNAS (Grupo Campos Gerais) e ITARARÉ (Grupo Tubarão), segundo a carta geológica do Departamento Nacional de Produção Mineral, folhas Paranapanema e Curitiba. Nestas formações, as rochas são sedimentares, com as seguintes ocorrências mais importantes:

Formação Furnas - arenitos siltico argilosos e argilitos

Formação Itararé - siltitos, folhelhos várvidos e carbonosos, arenitos, diamictitos e ritmitos.

Considerando que o terreno apresentava uma baixa declividade (cerca de 3%) não foi executado serviço de terraplenagem, tendo-se apenas procedido à remoção da vegetação. Na fig. (III.2), onde se mostra a disposição das fundações, estão indicadas as posições das fotografias - figs. (III.3) e (III.4) - que ilustram o aspecto geral do local. A disposição das fundações foi definida em função das dimensões do equipamento de reação, de forma a facilitar o seu deslocamento e a evitar a interferência de seus apoios no terreno com a ancoragem em teste.

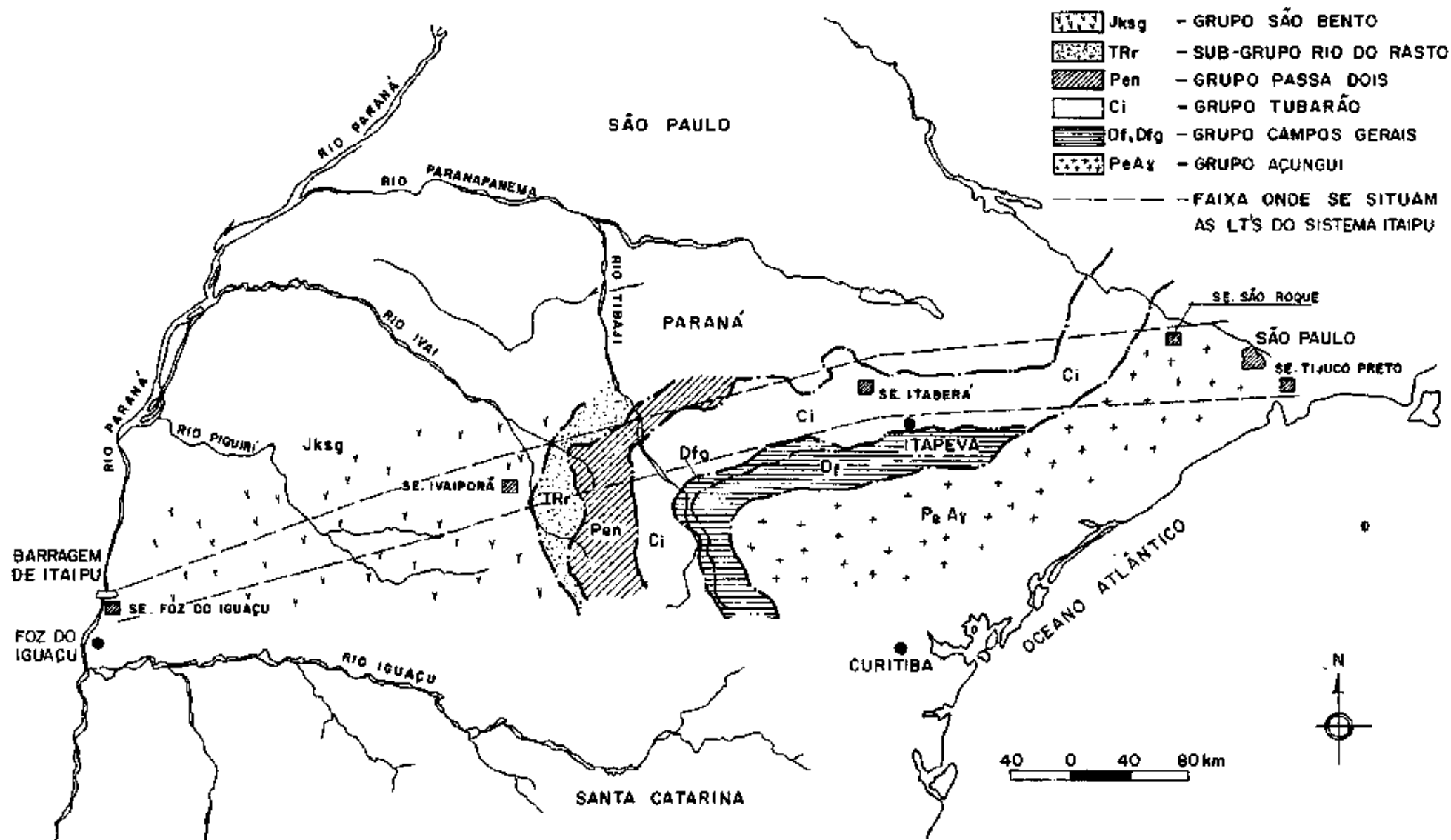
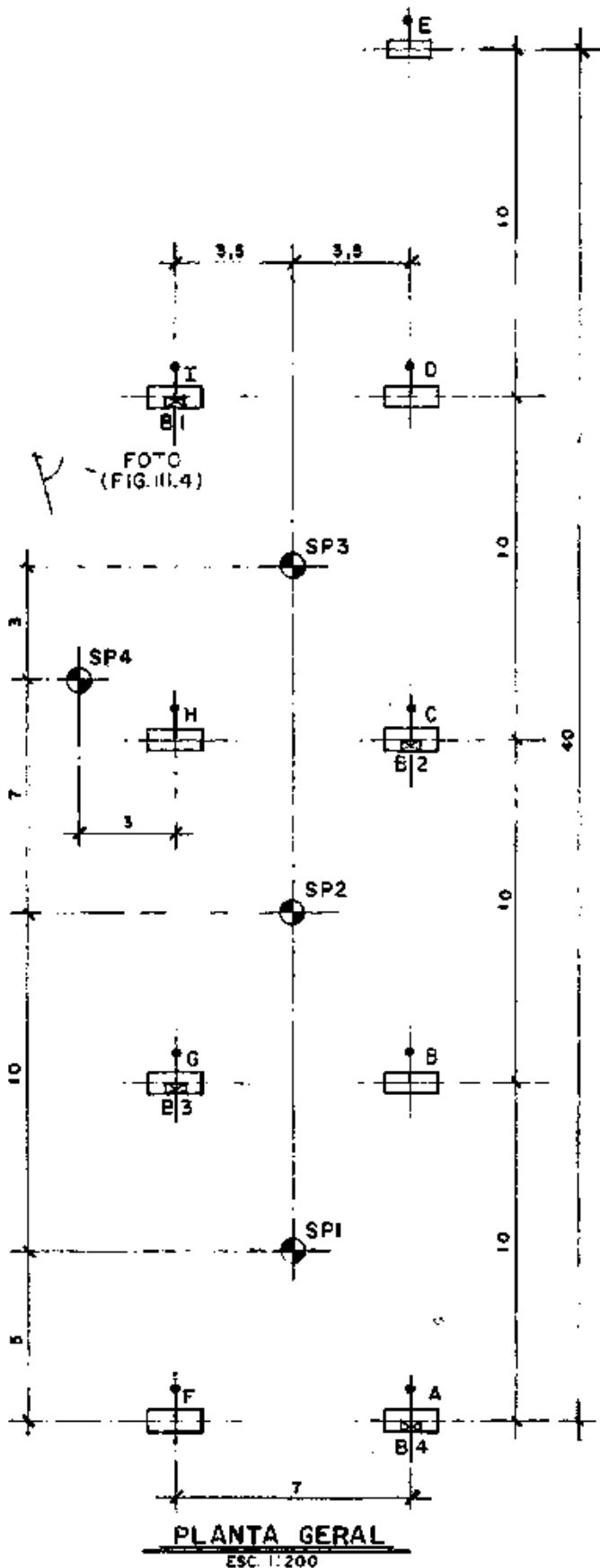


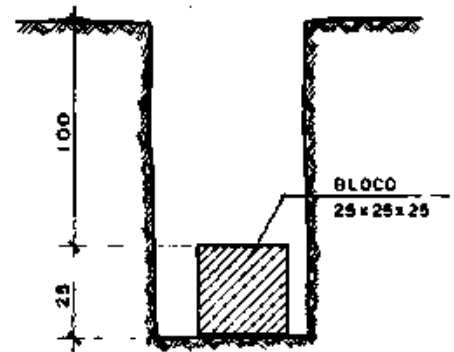
FIG. III.1 - OCORRÊNCIAS GEOLÓGICAS NA REGIÃO DO SISTEMA DE TRANSMISSÃO DE ITAIPU

FOTO
(FIG. III.3)



FUNDAÇÃO	TIPO
A	GRELHA 7
B	GRELHA 4
C	GRELHA 6
D	GRELHA 1
F	GRELHA 7
G	GRELHA 2
H	GRELHA 3
I	GRELHA 5
E	BLOCO DE CONCRETO

DISCRIMINAÇÃO DAS FUNDAÇÕES



ESCAVAÇÃO PARA RETIRADA DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS

NOTAS

- 1 - DIMENSÕES EM CENTÍMETRO, DISTÂNCIAS EM METRO.
- 2 - OS BLOCOS DE AMOSTRA INDEFORMADA FORAM RETIRADOS DO INTERIOR DAS CAVAS ONDE SE INSTALARAM AS FUNDAÇÕES

CONVENÇÕES

- SP - SONDAGEM À PERCUSSÃO
- ⊠ B - BLOCO DE AMOSTRA INDEFORMADA

FIG. III.2 - ARRANJO DAS PROVAS DE CARGA



Fig.III.3 - Vista geral do campo de provas



Fig. III.4 - Idem

III.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO SOLO

As investigações geotécnicas [ver FURNAS (20)] constaram de:

- a) quatro sondagens à percussão, executadas até a profundidade de 8m e dispostas conforme indicado na fig.(III.2);
- b) retirada de quatro blocos de amostras indeformadas para ensaios de laboratório;
- c) ensaios de caracterização e peso específico natural;
- d) ensaios de resistência, do tipo cisalhamento direto;
- e) obtenção de peso específico do reaterro compactado.

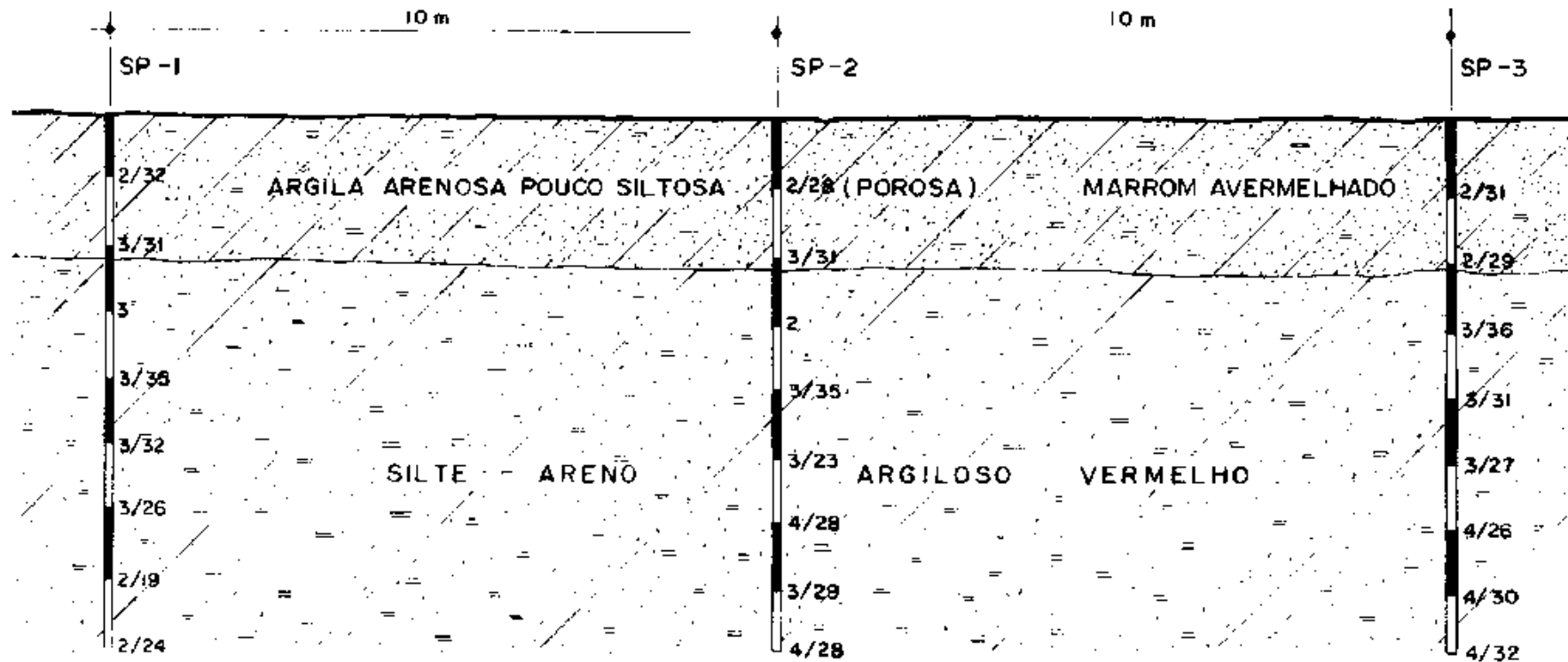
III.2.1 Resultados das Sondagens

As sondagens estão dispostas na forma de um perfil geotécnico - fig.(III.5) - onde se constata a homogeneidade do terreno. A sondagem SP-4 não figura no perfil, pois seus resultados são semelhantes aos dos demais furos.

O terreno é constituído pelas seguintes camadas superficiais:

- camada 1 (até cerca de 2,0m) - argila areno siltosa, vermelha, mole ($N \approx 2$ golpes)
- camada 2 (abaixo de 2,0m) - silte areno argiloso, vermelho, fofo ($N \approx 3$ golpes)

Em nenhum dos furos foi detectado o lençol d'água subterrâneo.



• NOTAS

- 1) A CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA SUPERIOR ESTÁ DE ACORDO COM OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO SOLICITADOS.
- 2) OS NÚMEROS INDICAM A RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DINÂMICA DO AMOSTRADOR (ENSAIO SPT).
- 3) TODAS AS SONDAGENS FORAM LIMITADAS A 8m DE PROFUNDIDADE.
- 4) NÃO FOI ENCONTRADO O N.A.

FIG. III.5 - PERFIL GEOTÉCNICO DO TERRENO

III.2.2 Resultados dos Ensaios de Laboratório

Os blocos de amostras indeformadas foram extraídos a uma profundidade de 1,0m, conforme disposição mostrada na fig. (III.2).

III.2.2.1 Ensaios de Caracterização e Granulometria

Os resultados estão indicados na fig. (III.6), onde são apresentados também os valores de índice de vazios, determinado para $G = 2,67$ (densidade real dos grãos).

As curvas granulométricas são indicadas na fig. (III.7) e os valores de cada fração na tabela (III.1). Com base nestes ensaios e na classificação táctil-visual, a camada superior do terreno, de maior interesse na análise dos testes, é classificada como argila arenosa, pouca siltosa, marrom avermelhada (argila porosa).

Observou-se uma significativa homogeneidade dos parâmetros, em concordância com os resultados das sondagens, exceto para alguns parâmetros (e , S e γ) relativos ao poço 2. A julgar pelos demais dados, estes resultados não são representativos, sendo decorrentes, possivelmente, de falhas na execução dos ensaios ou de uma ocorrência localizada de material com um menor índice de vazios (o que justifica valores maiores γ e S).

AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	S (%)	e	n	γ (kN/m ³)
BLOCO 1 FUNDAÇÃO H	ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA, MARRON AMARELADO (ARGILA POROSA) SUCS: CL; HRB: A-7-6	41,0	20,0	21,0	27,1	60,3	1,21	0,55	15,2
BLOCO 2 FUNDAÇÃO C	ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA, MARRON AVERMELHADO (ARGILA POROSA) SUCS: CL; HRB: A-7-6	39,0	21,0	18,0	27,4	77,0	0,95	0,49	17,2
BLOCO 3 FUNDAÇÃO F	ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA, MARRON AVERMELHADO (ARGILA POROSA) SUCS: CL; HRB: A-7-6	42,0	22,0	20,0	26,7	48,0	1,48	0,60	13,5
BLOCO 4 FUNDAÇÃO A	ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA, MARRON AVERMELHADO (ARGILA POROSA) SUCS: CL; HRB: A-7-6	43,0	22,0	21,0	26,5	47,3	1,50	0,60	13,4

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

FUNDAÇÃO	γ (kN/m ³)	γ_c (kN/m ³)
A	13,4	18,4
B	15,1	18,4
C	14,8	18,2
D	15,2	17,9
E	14,3	17,7
F	14,7	18,4
G	13,5	18,5
H	15,6	18,6
I	15,2	18,1

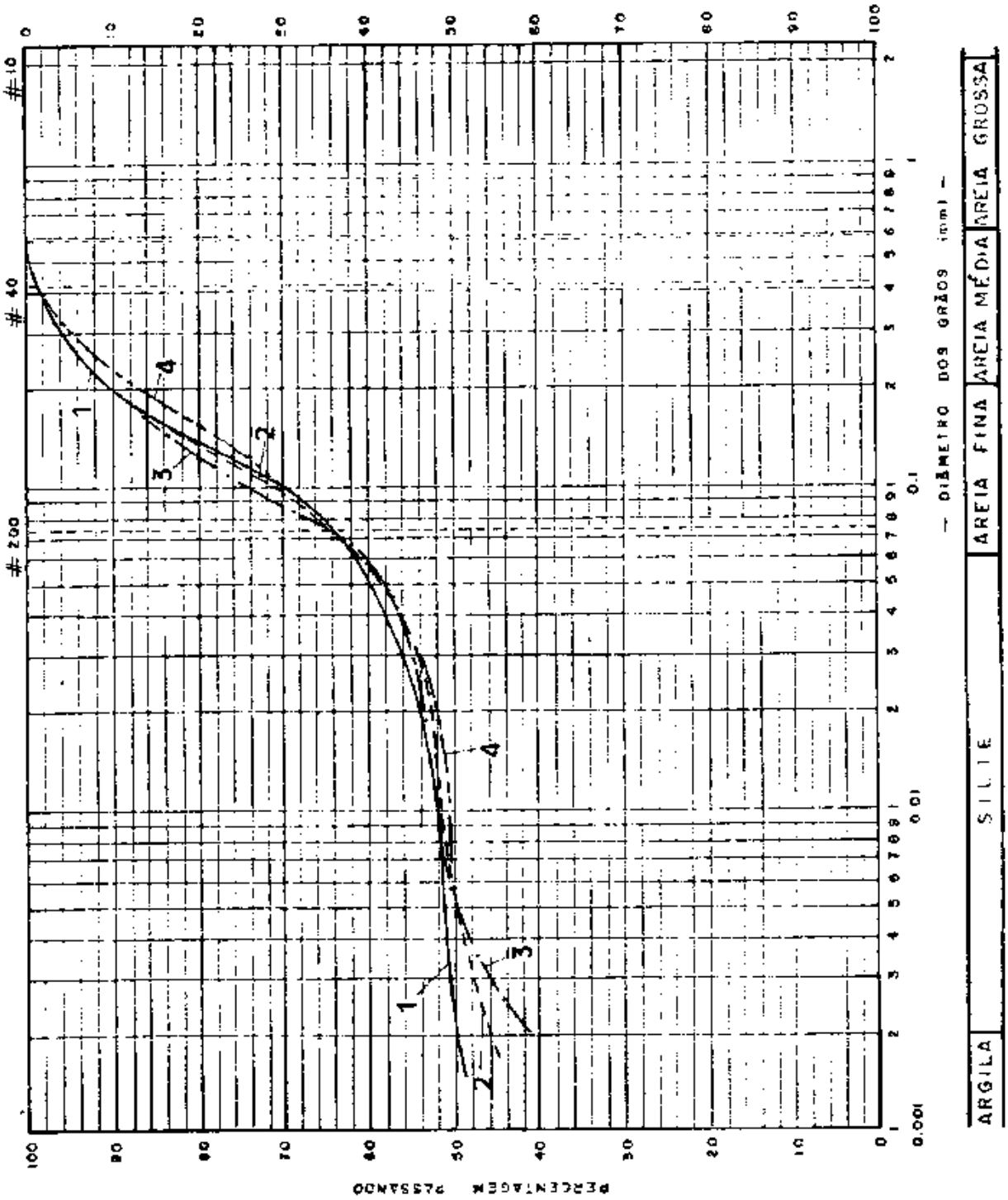
CONVENÇÃO

LL	- LIMITE DE LIQUIDEZ	PARA O CÁLCULO DO ÍNDICE DE VAZIOS CONSIDEROU-SE G=2,67 (DENSIDADE REAL DOS GRÃOS)
LP	- LIMITE DE PLASTICIDADE	
IP	- ÍNDICE DE PLASTICIDADE	
W	- UMIDADE	
S	- GRAU DE SATURAÇÃO	
e	- ÍNDICE DE VAZIOS	
n	- POROSIDADE	
γ	- PESO ESPECÍFICO NATURAL	
γ_c	- PESO ESPECÍFICO COMPACTADO (REATERRO)	
C	- COESÃO	
ϕ	- ÂNGULO DE ATRITO	

NOTA

FIG. III.6 - RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS

PERCENTAGEM RETIDA



NOTA: OS NÚMEROS SOBRE AS CURVAS SE REFEREM AOS POÇOS ONDE AS AMOSTRAS FORAM RETIRADAS.

FIG. III.7 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

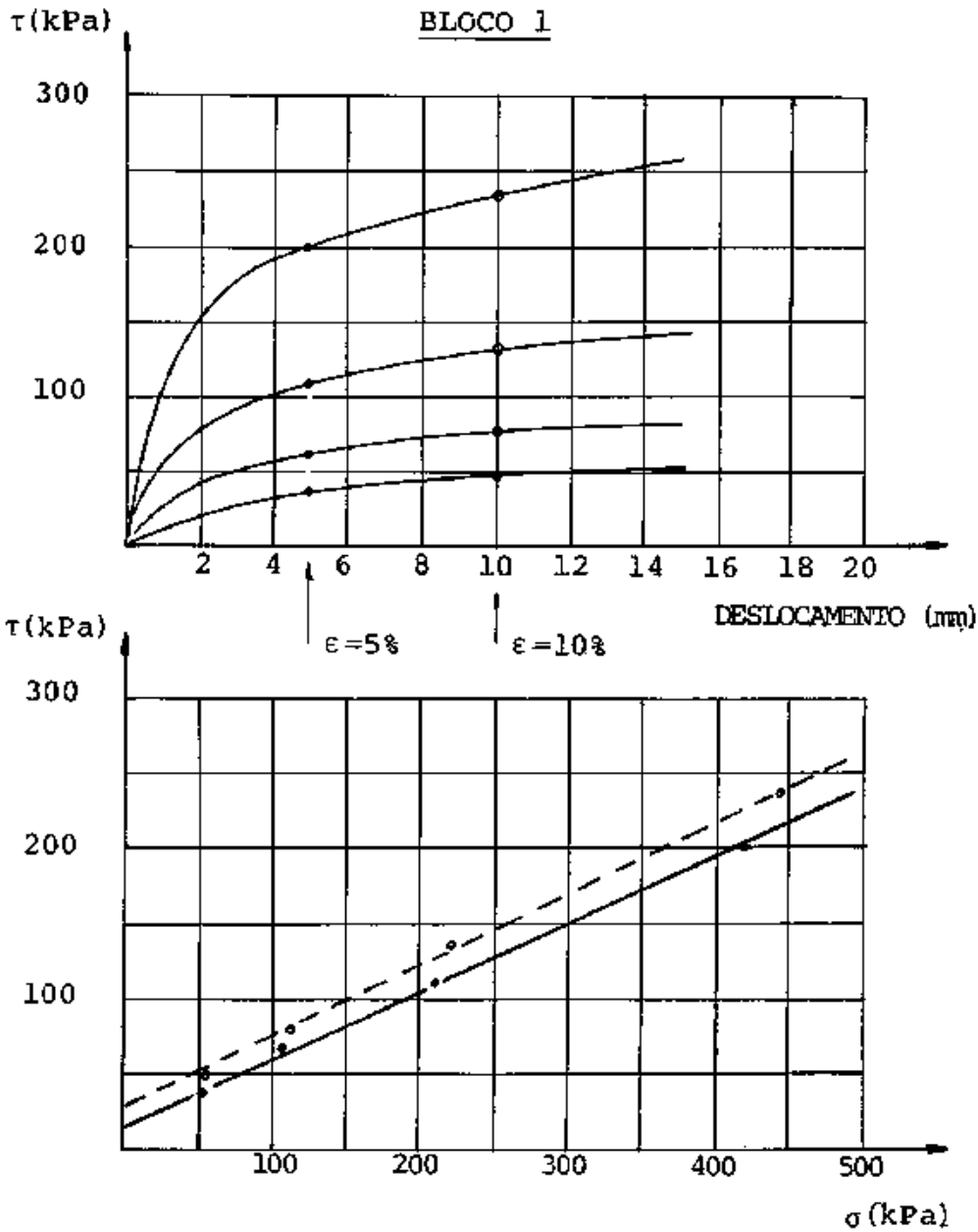
Amostra	% < # 30	% < # 40	% < # 200	% Areia Fina	% Silte	% Argila
Bloco 1	100	99	64	40	9	51
Bloco 2	100	99	64	42	8	50
Bloco 3	100	99	64	42	8	50
Bloco 4	100	99	63	42	8	50

Tabela III.1 - Resultados dos ensaios de granulometria

III.2.2.2 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

Procedeu-se à realização de ensaios de cisalhamento direto, tipo rápido pré-adensado, sem embebição dos corpos de prova. De cada bloco foram moldados quatro c.p.s. submetidos a tensões normais de 50, 100, 200 e 400 kPa .

Nas figs. (III.8) a (III.11) são apresentadas as envoltórias de resistência, definidas para os valores de tensão cisalhante correspondentes a deformações (ϵ) de 5% e 10%. Os valores de coesão e ângulo de atrito, obtidos por regressão linear, são comentados no capítulo VI, onde se procede a uma discussão dos métodos de cálculo de resistência ao arrancamento.

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

ϵ	c (kPa)	ϕ
5 %	15	23,8
10 %	25	25,5

NOTAÇÃO

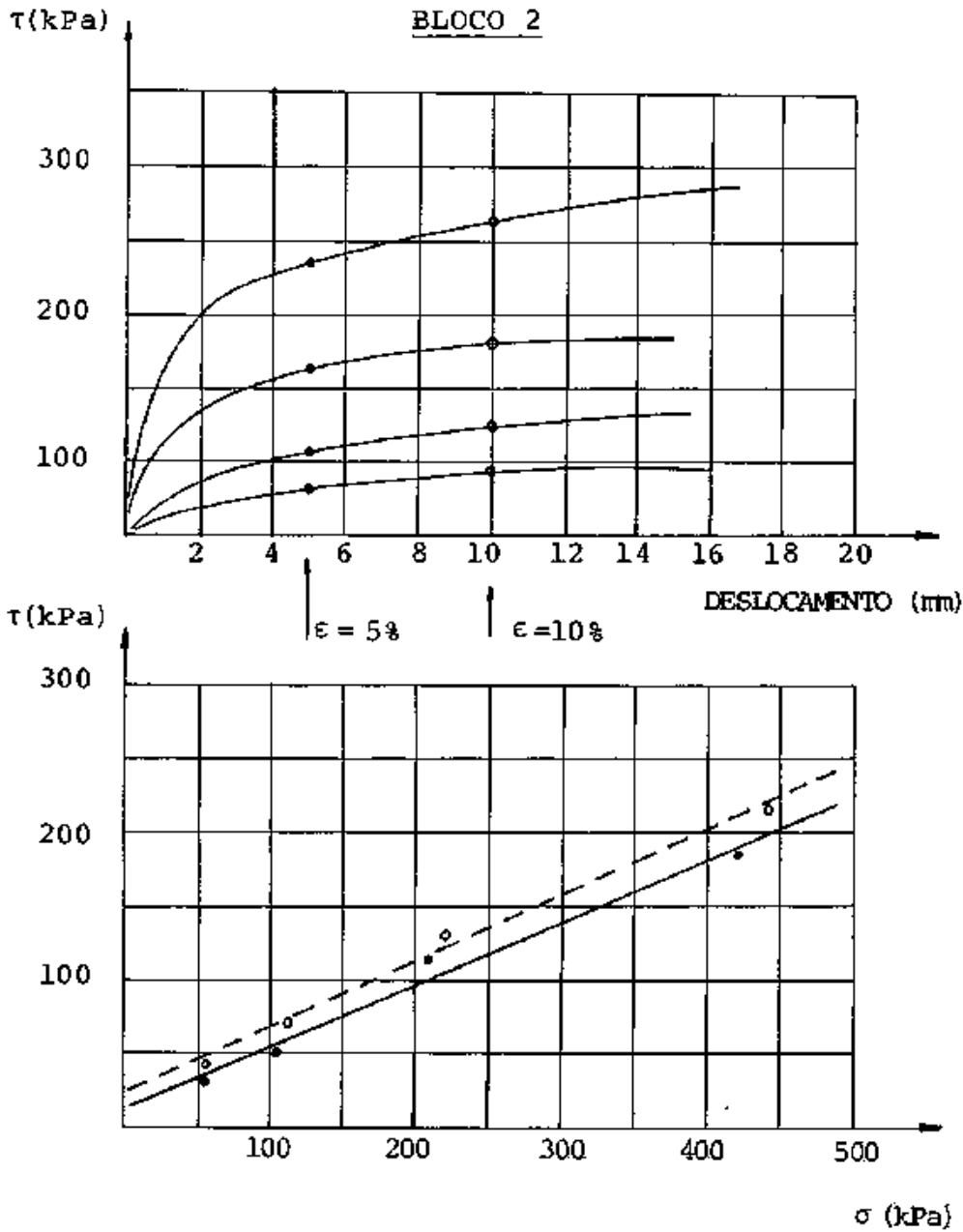
τ - tensão cisalhante
 σ - tensão normal
 ϵ - deformação

DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA

Altura : 20mm

Largura: 101,6mm

Fig.III.8 - Ensaio de cisalhamento direto (adensado-rápido) - BLOCO 1

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

ϵ	c (kPa)	ϕ
5 %	11	23,1
10 %	21	24,1

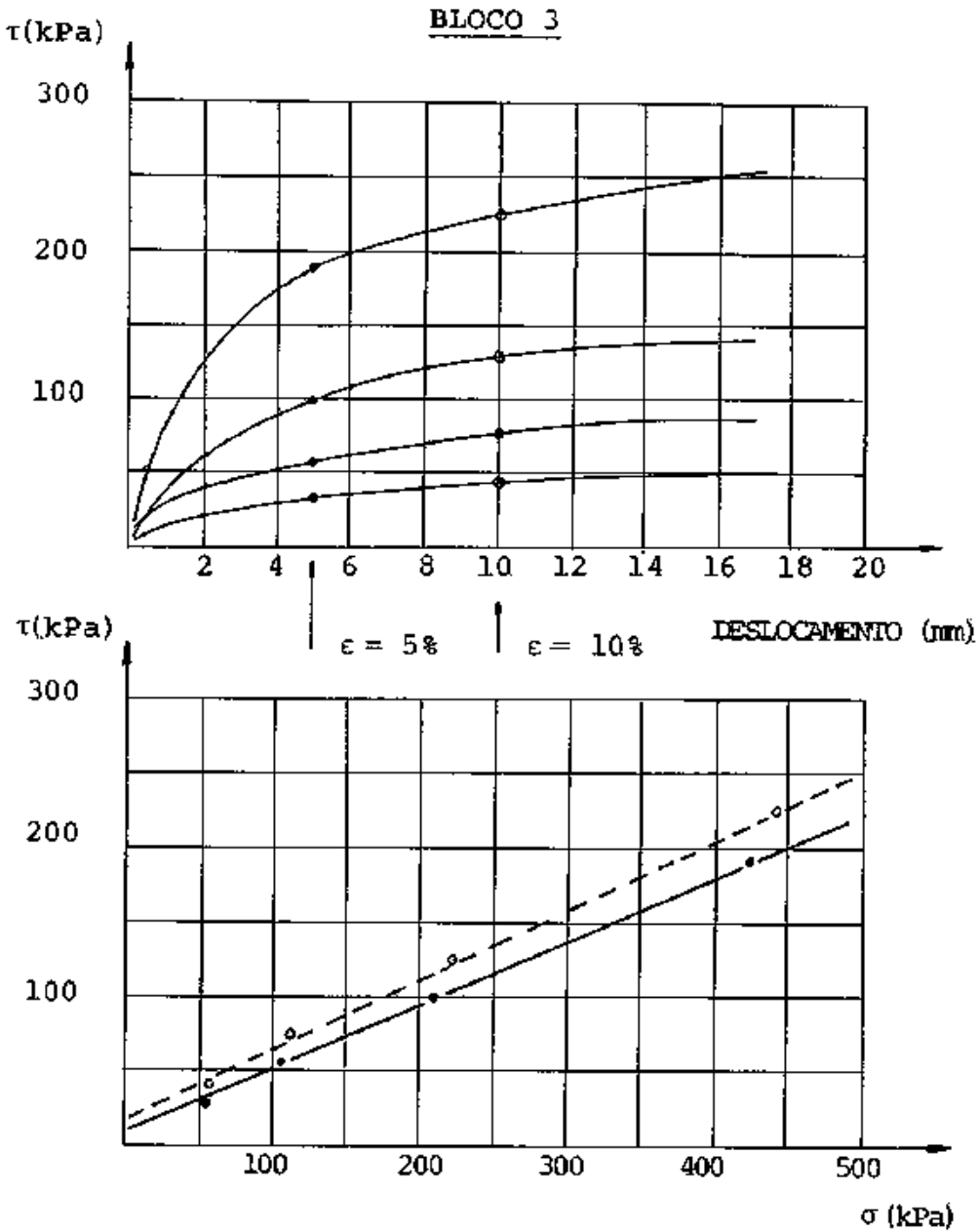
NOTAÇÃO

τ - tensão cisalhante
 σ - tensão normal
 ϵ - deformação

DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA

Altura : 20mm
 Largura : 101,6mm

Fig.III.9 - Ensaio de cisalhamento direto (adensado-rápido) - BLOCO 2

**PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA**

ϵ	c (kPa)	ϕ
5 %	9	23,4
10 %	19	25,0

.NOTAÇÃO

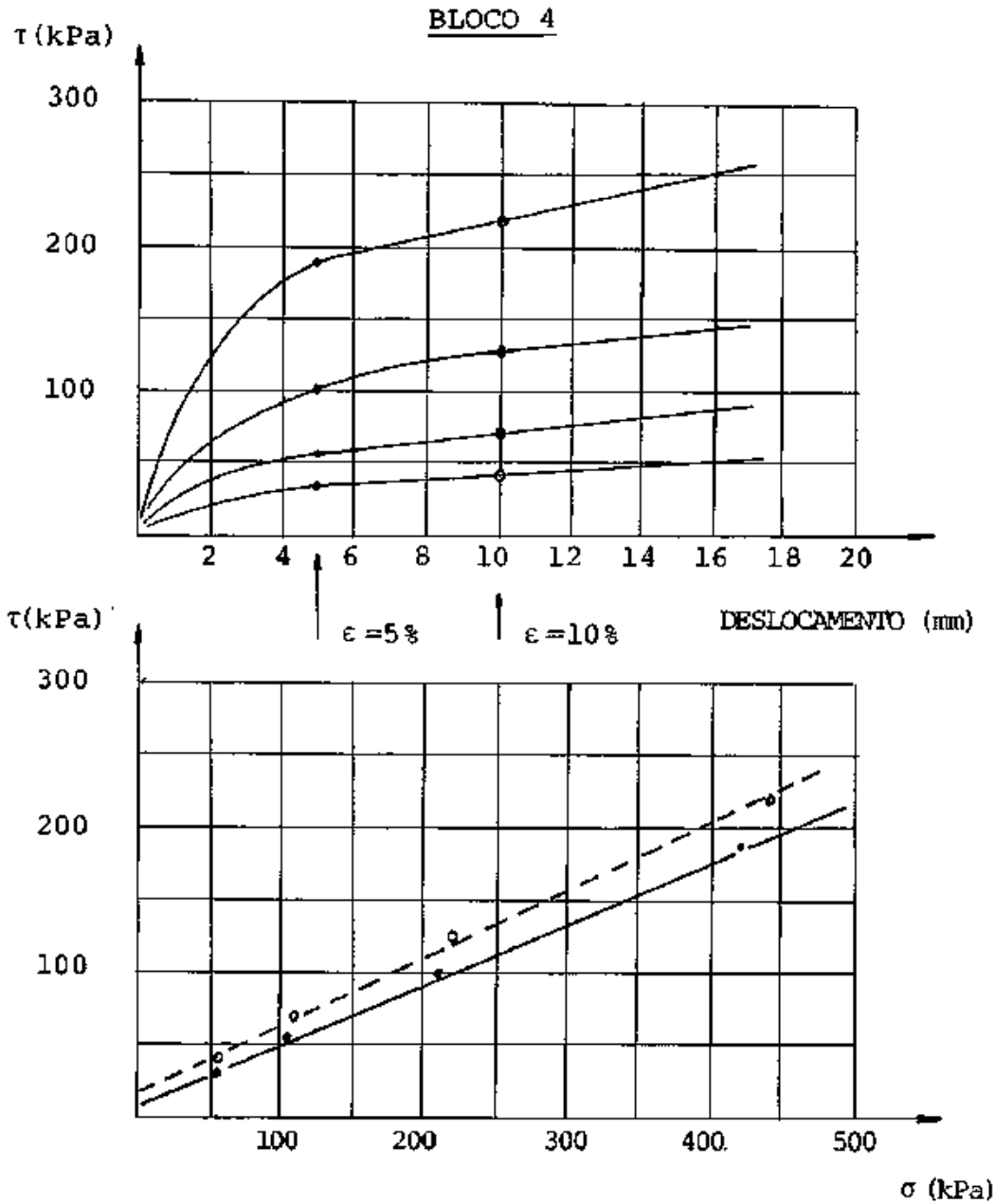
τ - tensão cisalhante
 σ - tensão normal
 ϵ - deformação

.DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA

Altura : 20mm

Largura : 101,6mm

Fig.III.10 - Ensaio de cisalhamento direto (adensado-rápido) - BLOCO 3

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

ϵ	c (kPa)	ϕ
5 %	9	23,0
10 %	18	24,7

.NOTAÇÃO

τ - tensão cisalhante
 σ - tensão normal
 ϵ - deformação

.DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA

Altura : 20mm
 Largura : 101,6mm

Fig.III.11 - Ensaio de cisalhamento direto (adensado-rápido) - BLOCO 4

III.2.3 Obtenção de Peso Específico no Campo

Os dados de laboratório foram complementados com as medições, no campo, do peso específico natural do solo, ao lado de cada fundação, e do peso específico do reaterro compactado. Este trabalho foi feito após a instalação das fundações, tendo-se retirado amostras a 0,5m de profundidade.

Os resultados são apresentados na fig. (III.6), tendo-se constatado uma semelhança entre os valores de laboratório e campo para o peso específico natural. A pequena dispersão dos valores de peso específico compactado indica uma uniformização do processo de compactação em todas as cavas.

III.3 TIPOS DE FUNDAÇÃO TESTADOS

A campanha de provas de carga constou de nove testes, sendo oito em grelhas e um em bloco de concreto, cujas características são descritas a seguir.

III.3.1 Características das Grelhas

As grelhas são usualmente constituídas por uma combinação de perfis metálicos de abas iguais (cantoneiras) com perfis U. Os detalhes construtivos e estruturais são apresentados nas figs. (III.12) e (III.13).

A relação área líquida/área bruta (A_1/A_b) expressa a relação entre a área de contato dos perfis com o solo e a área relativa ao perímetro externo. Esta relação não deve ser inferior a um valor mínimo, para que a grelha se comporte como uma placa, não puncionando o terreno, como decorrência de rupturas localizadas sobre cada um dos perfis.

O estudo da influência da relação A_1/A_b e do espaçamento entre as cantoneiras compreendeu um dos propósitos dos testes, tendo-se projetado sete tipos de grelha com a mesma geometria externa, mas com diferentes relações A_1/A_b e espaçamentos - tabela (III.2).

Nas figs. (III.14-a e b) e tabela (III.3) estão ilustradas as geometrias adotadas, obtidas por meio de combinação de perfis e chapas. A seguir, estão resumidas as relações A_1/A_b e os espaçamentos, destacando-se que a grelha 7, testada duas vezes, compreendia uma placa ($A_1/A_b = 100\%$).

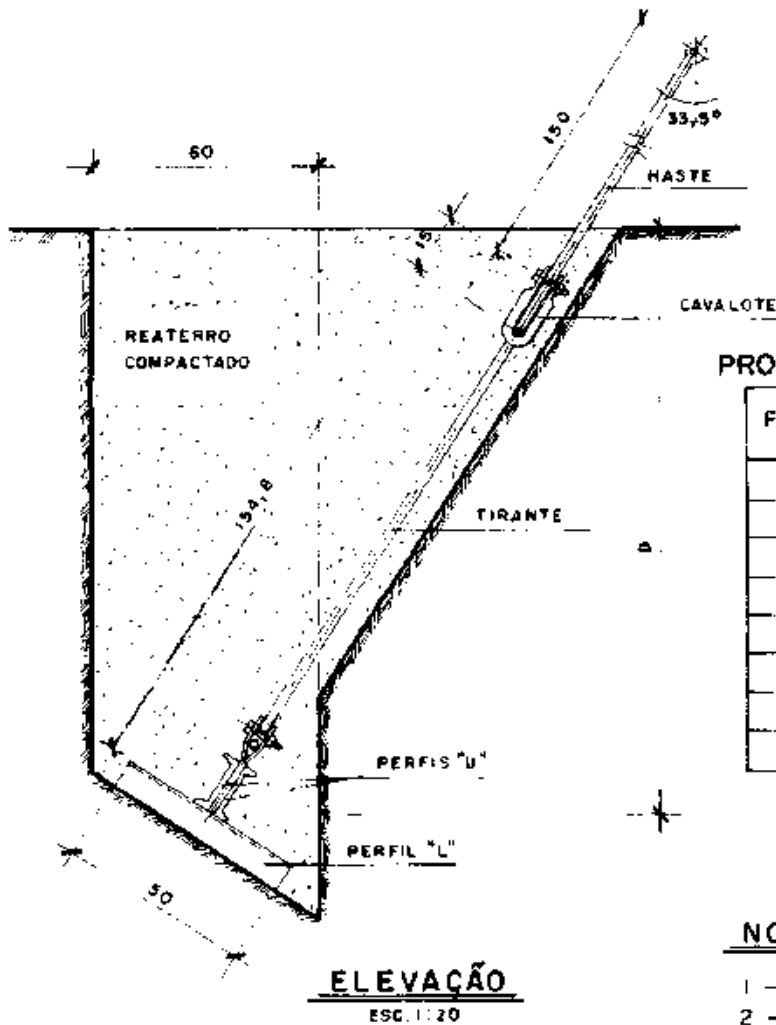
GRELHA	A_1/A_2 %	ESPAÇAMENTO ENTRE CANTONEIRAS (cm)
1	50	12
2	79	12
3	58	8
4	81	8
5	50	14
6	58	12
7	100	0

Tabela III.2 - Características das grelhas

Cumprir mencionar que o projeto das grelhas teve como premissa básica a necessidade de preservar a integridade das peças constituintes. Assim, sob o ponto de vista estrutural, as grelhas foram dimensionadas para resistir à ruptura do terreno, estimada em 150 kN, para todas as fundações.

III.3.2 Bloco de Concreto

O bloco foi moldado "in-situ", com as características indicadas na fig. (III.15). Sua profundidade foi semelhante às das demais fundações e as dimensões escolhidas de modo a proporcionar uma capacidade de carga equivalente a das grelhas.



PROFUNDIDADE DAS FUNDAÇÕES

FUNDAÇÃO	GRELHA TIPO	D (cm)
A	7	128
B	4	146
C	6	132
D	1	146
F	7	140
G	2	131
H	3	145
I	5	133

NOTAS

- 1 - DIMENSÕES EM CENTÍMETRO
- 2 - AS PROFUNDIDADES INDICADAS REPRESENTAM VALORES MÉDIOS OBTIDOS APÓS A INSTALAÇÃO DAS FUNDAÇÕES.
- 3 - AS CAVAS FORAM ABERTAS COM FOLGA DE APROXIMADAMENTE 20cm PARA FACILITAR A INSTALAÇÃO DAS GRELHAS.
- 4 - O REATERRO FOI EXECUTADO EM CAMADAS DE 20cm, POR MEIO DE EQUIPAMENTO MECÂNICO, UTILIZANDO-SE O PRÓPRIO SOLO ESCAVADO

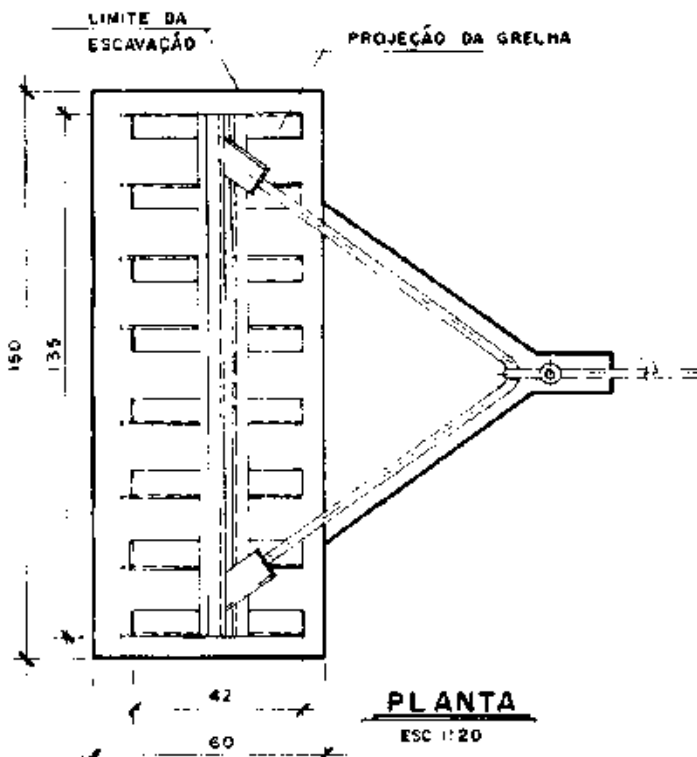
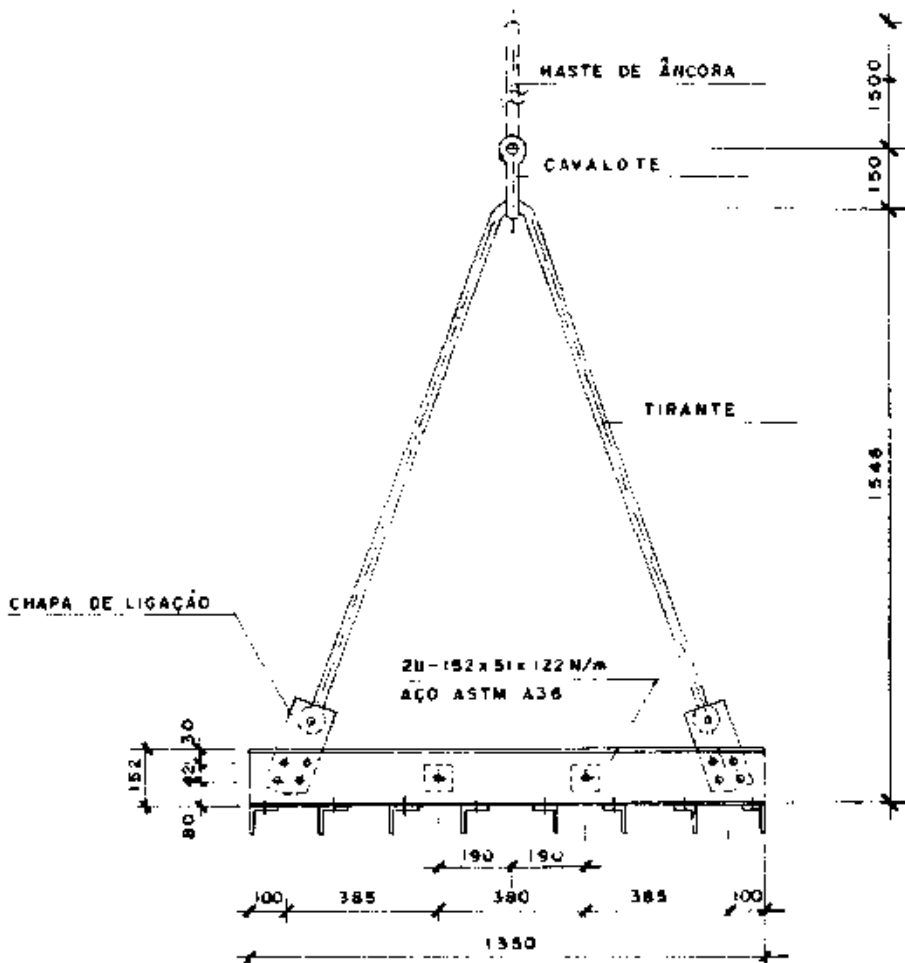
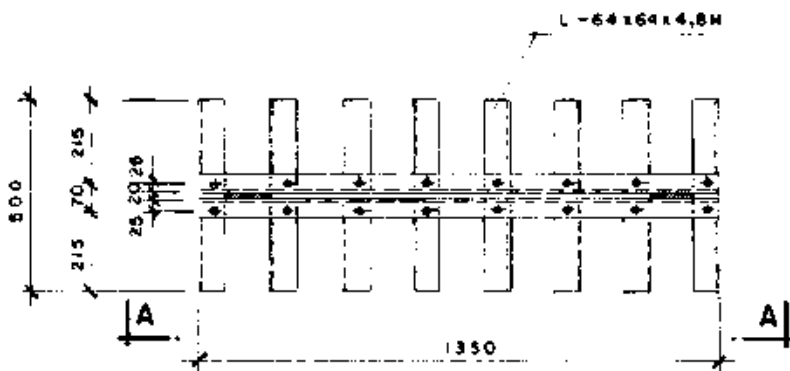


FIG. II.12 - DETALHES CONSTRUTIVOS DAS GRELHAS

**VISTA A-A**

ESC 1:20

**PLANTA**

ESC 1:20

NOTAS

- 1- DIMENSÕES EM MILÍMETRO
- 2- AS GRELHAS FORAM FABRICADAS A PARTIR DE PEÇAS JÁ EXISTENTES.

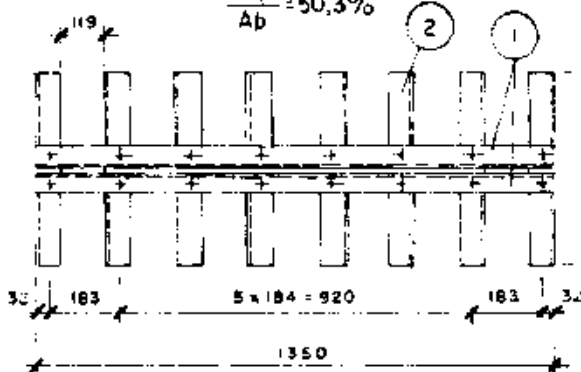
FIG. III.13 - DETALHES ESTRUTURAIS DAS GRELHAS

GRELHA 1

ESC. 1:20

**ELEVAÇÃO**

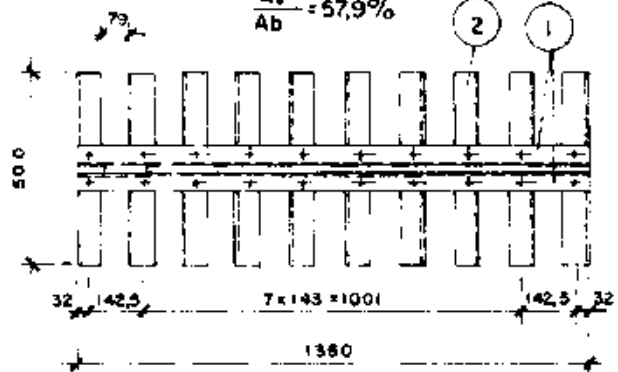
$$\frac{A_l}{A_b} = 50,3\%$$

**PLANTA****GRELHA 3**

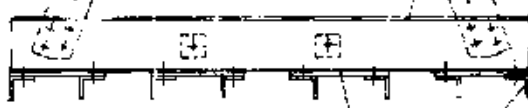
ESC. 1:20

**ELEVAÇÃO**

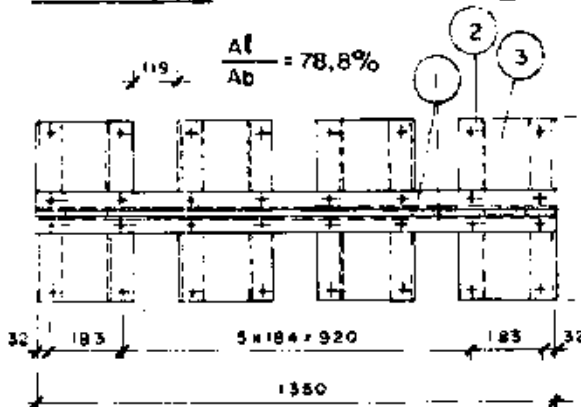
$$\frac{A_l}{A_b} = 57,9\%$$

**PLANTA****GRELHA 2**

ESC. 1:20

**ELEVAÇÃO**

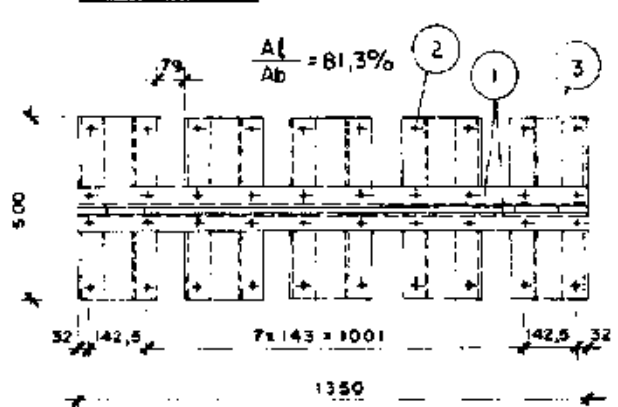
$$\frac{A_l}{A_b} = 78,8\%$$

**PLANTA****GRELHA 4**

ESC. 1:20

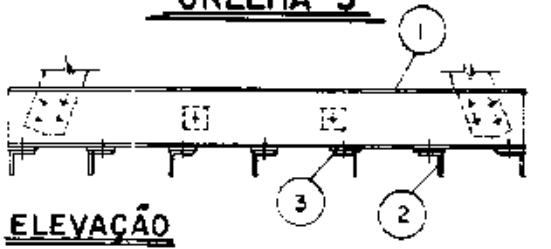
**ELEVAÇÃO**

$$\frac{A_l}{A_b} = 81,3\%$$

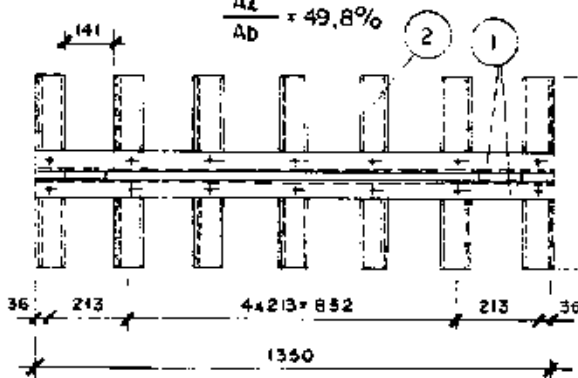
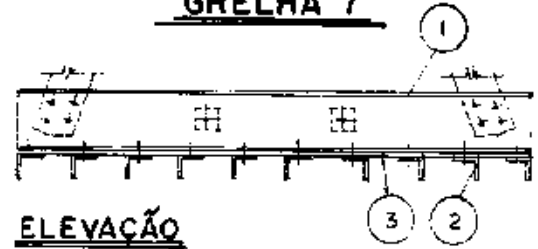
**PLANTA****NOTAS**

- 1 - DIMENSÕES EM MILÍMETRO.
- 2 - TODAS AS PEÇAS SÃO EM AÇO ASTM 436.
- 3 - A DESCRIÇÃO DAS PEÇAS (1), 2, e 3, É APRESENTADA NA TABELA (III 3).

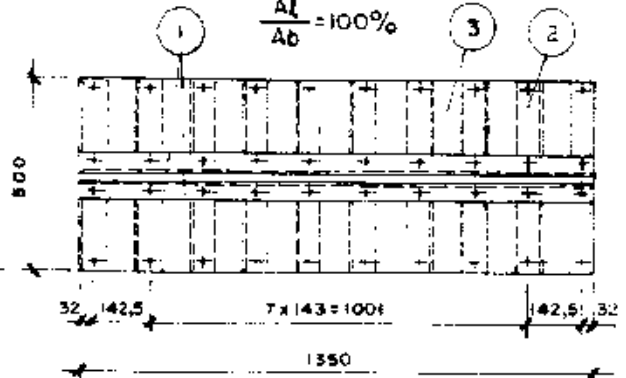
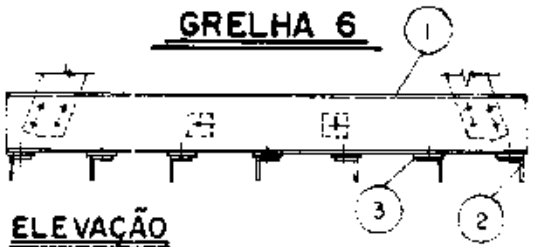
FIG. III.14 a - CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL DAS GRELHAS

GRELHA 5**ELEVAÇÃO**

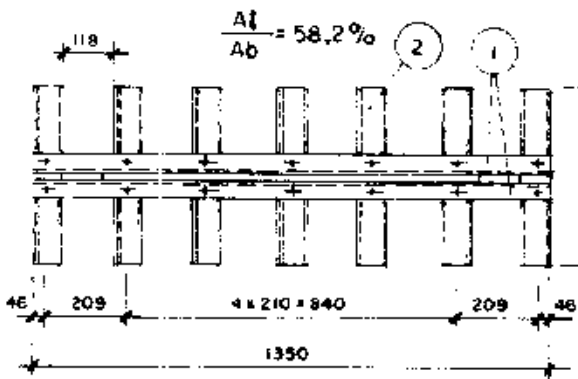
$$\frac{A_1}{A_b} = 49,8\%$$

**PLANTA****GRELHA 7****ELEVAÇÃO**

$$\frac{A_1}{A_b} = 100\%$$

**PLANTA****GRELHA 6****ELEVAÇÃO**

$$\frac{A_1}{A_b} = 58,2\%$$

**PLANTA****NOTAS**

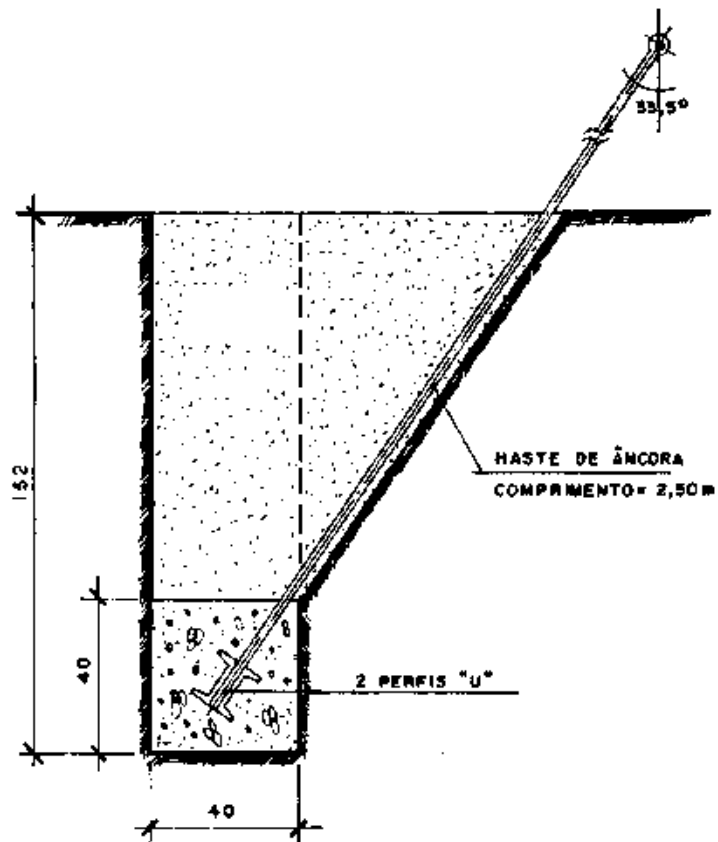
- 1 - DIMENSÕES EM MILÍMETRO
- 2 - TODAS AS PEÇAS SÃO EM AÇO ASTM A36.
- 3 - A DESCRIÇÃO DAS PEÇAS 1, 2 e 3 É APRESENTADA NA TABELA (III 3)

**FIG. III.14b - CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL DAS GRELHAS
(CONTINUAÇÃO)**

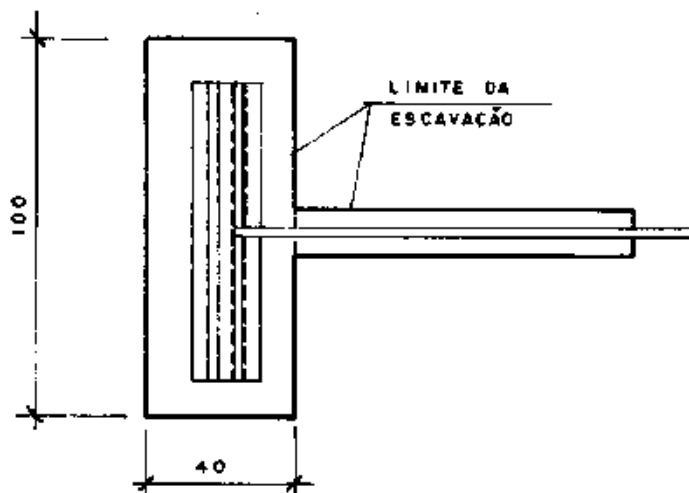
Grelha	Peça	Descrição	Quant.
1	1	U - 152,4 x 50,8 x 122 N/m	2
	2	L - 64 x 64 x 4,8 H	8
2	1	U - 152,4 x 50,8 x 122 N/m	2
	2	L - 64 x 64 x 4,8 H	8
	3	φ - 8 x 248 x 500	4
3	1	U - 152,4 x 50,8 x 122 N/m	2
	2	L - 64 x 64 x 4,8 H	10
4	1	U - 152,4 x 50,8 x 122 N/m	2
	2	L - 64 x 64 x 4,8 N/m	10
	3	φ - 8 x 207 x 500	5
5	1	U - 152,4 x 50,8 x 122 N/m	2
	2	L - 64 x 64 x 4,8 H	7
	3	φ - 8 x 72 x 500	7
6	1	U - 152,4 x 50,8 x 122 N/m	2
	2	L - 64 x 64 x 4,8 H	7
	3	φ - 8 x 92 x 500	7
7	1	U - 152,4 x 50,8 x 122 N/m	2
	2	L - 64 x 64 x 4,8 H	10
	3	φ - 8 x 500 x 1350	1

Tabela III.3 - Descrição das peças constituintes das grelhas

ELEVACÃO
ESC. 1:20



PLANTA
ESC. 1:20



NOTAS

- 1 - DIMENSÕES EM CENTÍMETRO.
- 2 - O BLOCO FOI MOLDADO "IN-SITU", COM CONCRETO ESTRUTURAL COM TRAÇO PARA $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$. AS PAREDES DA ESCAVAÇÃO SERVIRAM DE FORMA PARA A CONCRETAGEM

FIG. III.15 - CARACTERÍSTICAS DO BLOCO DE CONCRETO

III.4 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Neste item são apresentadas as características mais importantes dos equipamentos. Outros detalhes não são aqui descritos por fugirem ao escopo deste trabalho.

III.4.1 Sistema de Reação

As fundações eram tracionadas por meio de um conjunto composto de duas vigas metálicas, dois apoios e um macaco - figs. (III.16) e (III.17), com capacidade para aplicar cargas de até 600 kN, segundo qualquer ângulo de inclinação com a vertical. A base do macaco era fixada nas vigas por meio de parafusos, o que permitia o seu deslocamento, dando ao conjunto uma grande flexibilidade.

O macaco era de curso interno, o que significa que a carga aplicada pela bomba era transmitida integralmente à fundação. Seu curso de 35cm permitia o desenvolvimento de grandes deslocamentos necessários a uma observação completa do fenômeno de ruptura.

Quanto aos apoios das vigas, havia a preocupação de distanciá-los, de modo a evitar a interferência de pressões provenientes de suas fundações na região onde se processava a ruptura da fundação testada. Cumpre mencionar que o conjunto em questão se destinava também a testes com fundações de maiores dimensões.

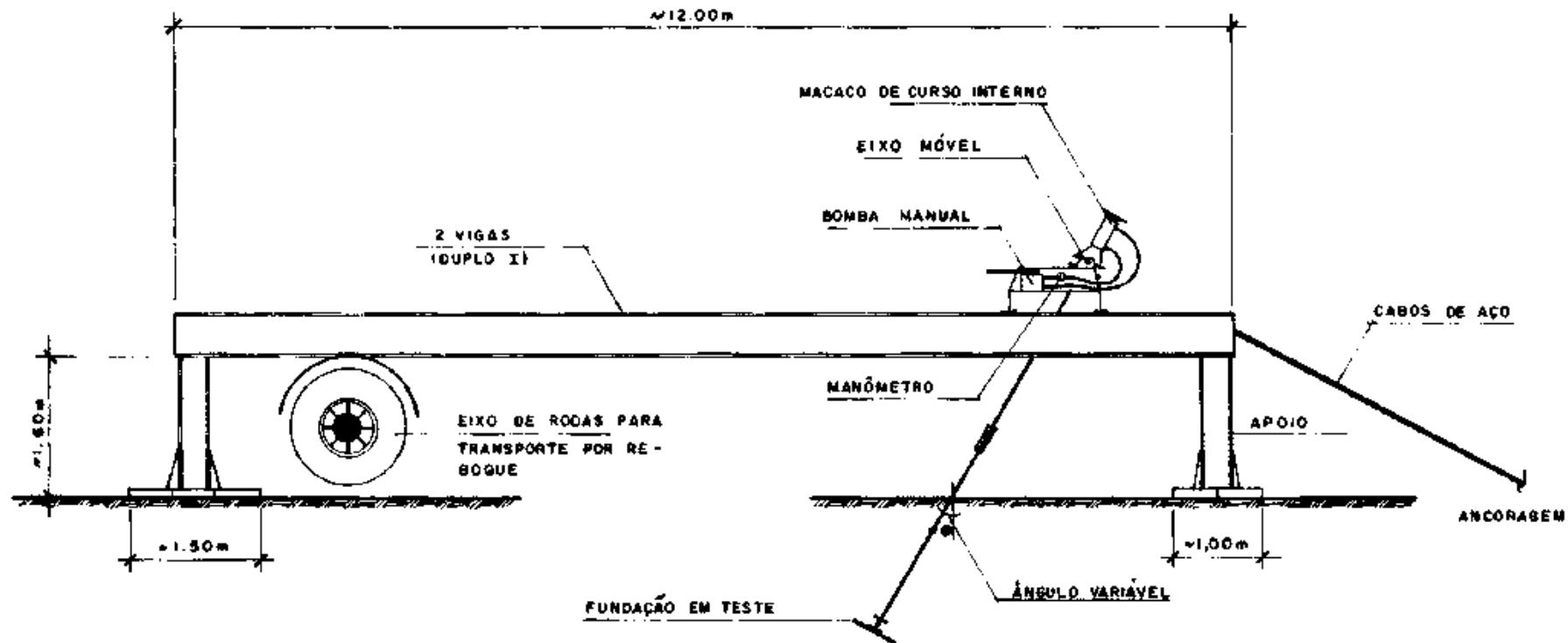


FIG. III.16 - ESQUEMATIZAÇÃO DO EQUIPAMENTO DE REAÇÃO

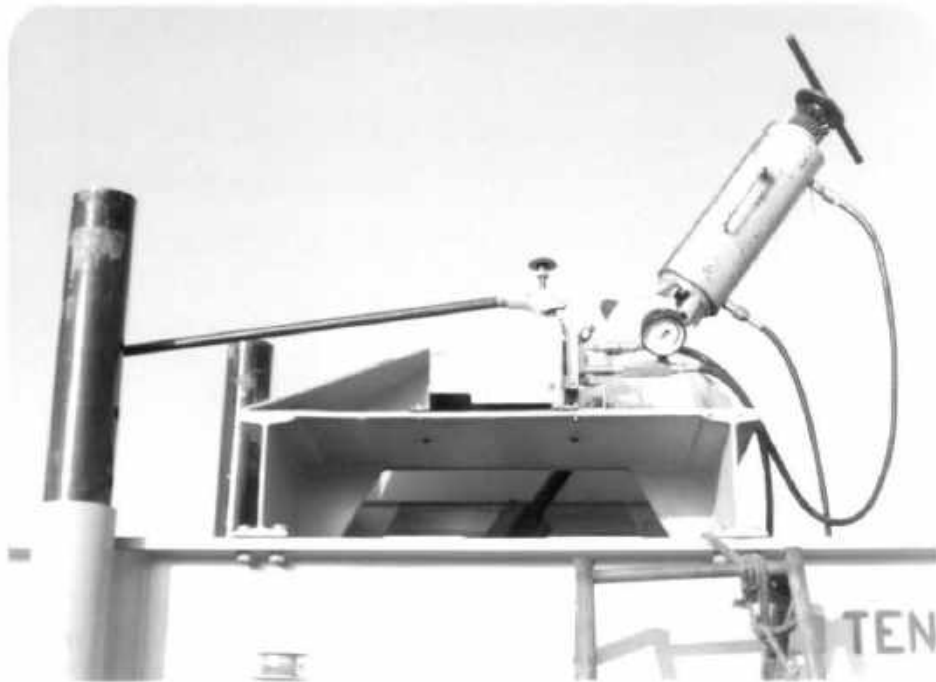


Fig.III.17 - Conjunto macaco-bomba

III.4.2 Sistemas de Medição de Deslocamentos

Os dois sistemas utilizados na leitura dos deslocamentos estão ilustrados nas figs.(III.18) e (III.19) e tinham as seguintes características:

i) Extensômetros (dois aparelhos)

- tinham um curso de 10cm e divisões de 0,01mm e se destinavam a fornecer leituras mais precisas, particularmente dos deslocamentos correspondentes aos estágios iniciais, que eram, conforme esperado, muito pequenos; o emprego de dois aparelhos visava uma maior confiabilidade nas leituras;
- eram instalados paralelamente à direção do arrancamento, fixados numa viga metálica de 3,2m de comprimento e apoiados em placas de vidro solidárias à haste da fundação; os apoios da viga ficavam fora da região de influência da fundação em teste.

ii) Régua Milimetrada

- era fixada ao longo da haste da fundação e compreendia um sistema auxiliar; um fio metálico, passando pela haste no sentido transversal e fixado em piquetes, servia de referencial para a leitura;
- a régua tinha sensibilidade inferior à dos extensômetros e se destinava a indicar a ordem de grandeza dos deslocamentos, particularmente quando se ultrapassava o limite de leitura dos extensômetros.

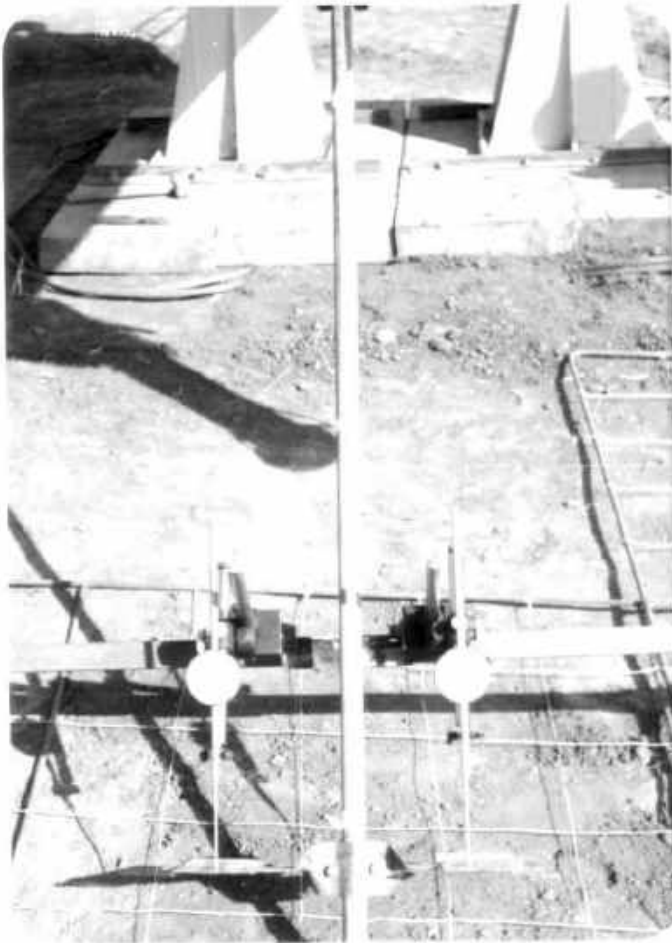


Fig.III.18 - Sistemas para medição dos deslocamentos



Fig.III.19 - Detalhe de um dos extensômetros

III.4.3 Observação das Trincas Ocasionadas pela Ruptura do Terreno

Os testes eram divididos em duas fases. Na primeira, aplicavam-se três ciclos de carregamento e em seguida a fundação era conduzida à ruptura. Na segunda fase, eram abertas duas cavas junto à fundação, para observação de trincas, e então se procedia ao arrancamento da fundação, até o limite de deslocamento permitido.

i) Trincas Superficiais

As trincas superficiais eram observadas até o final da primeira fase. Para facilitar o seu registro, foi confeccionada uma malha de fios metálicos, com abertura de 20cm e disposta segundo um quadrado de 3m de lado - fig. (III.20).

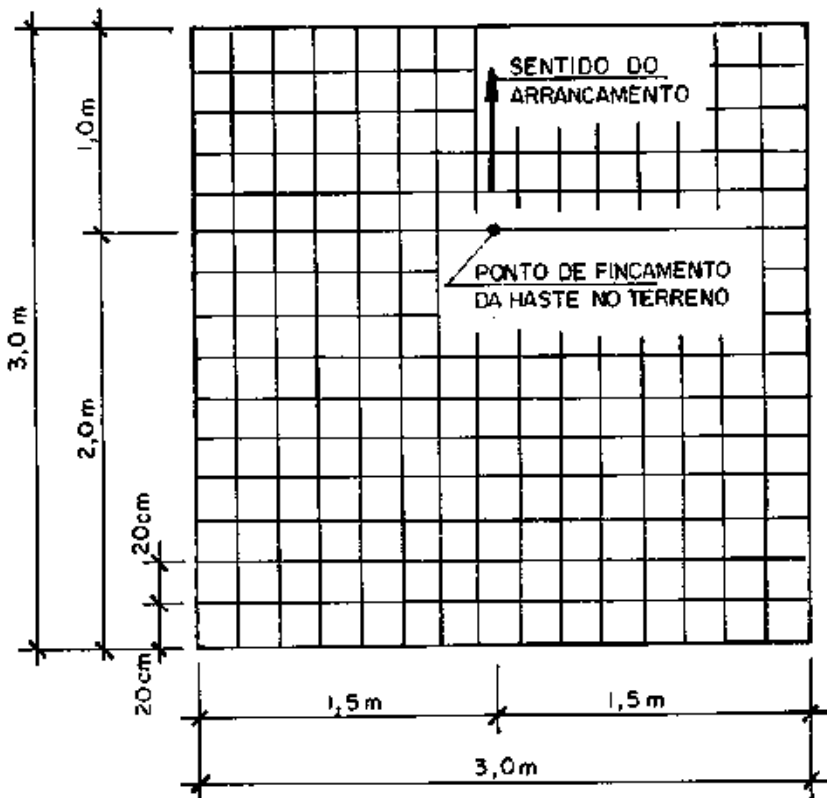


Fig.III.20 - Malha para registro das trincas superficiais

ii) Trincas em Profundidade

O registro das trincas em profundidade (desenvolvidas no interior do terreno) era efetuado na segunda fase do teste, através das cavas abertas de acordo com o esquema da fig.(III.21). Vale notar que antes de se tracionar a fundação pela segunda vez, estas trincas já haviam sido definidas.

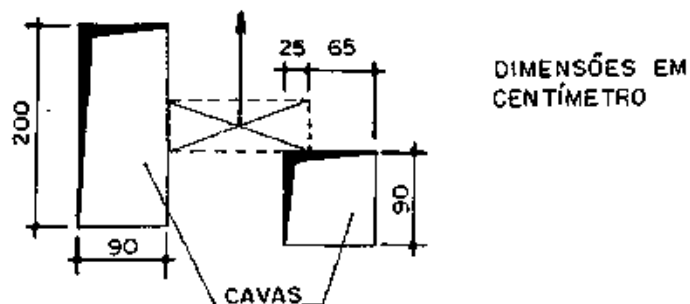


Fig.III.21-Cavas para Observação das trincas em profundidade

III.5 PROCEDIMENTO ADOTADO NOS TESTES

A execução dos testes obedecia ao seguinte procedimento:

- 1º ajuste do equipamento
- 2º aplicação de três ciclos de carregamento
- 3º carregamento até a ruptura
- 4º traçado do diagrama de trincas superficiais
- 5º descarregamento
- 6º abertura das cavas
- 7º arrancamento e observação das trincas em profundidade

III.5.1 Ajuste do Equipamento

O ajuste das peças das grelhas e do equipamento era feito por meio de tração da haste do macaco, para o que se movia manualmente uma cruzeta no topo do macaco.

III.5.2 Aplicação dos Ciclos de Carregamento

A fase inicial do teste compreendia a aplicação de três ciclos de carga e descarga, que tinham por finalidade a simulação do processo dinâmico de solicitações. Cada ciclo compreendia cinco estágios, na seguinte sequência: 20, 40, 60, 40 e 20 kN.

Cada estágio era mantido por 1 min, quando então se efetuava a leitura do deslocamento. Entre os estágios a velocidade de carregamento era 30 kN/min e a de descarregamento 100 kN/min.

III.5.3 Carregamento até a Ruptura

Após a aplicação dos ciclos, a fundação era tracionada até a ruptura, aplicando-se estágios de 20 kN, a uma velocidade de 30 kN/min. Cada estágio era mantido por 1 min, o que conferia à fundação um carregamento praticamente contínuo.

A ruptura caracterizava-se quando, para uma determi

nada carga, os deslocamentos não mais se estabilizavam, o que na prática se traduzia pelo acionamento contínuo do macaco. Este critério definia, portanto, a resistência última da fundação.

Antes de descarregar a fundação, procedia-se ao registro das trincas superficiais. No descarregamento adotavam-se decréscimos de 40 kN, a uma velocidade de 100 kN/min.

III.5.4 Observação das trincas em Profundidade

A abertura das cavas objetivava a observação da forma de ruptura, visando uma interpretação mais realista do comportamento das ancoragens.

O carregamento neste fase era contínuo, a uma velocidade de 30 kN/min. Conforme o andamento da prova interrompia-se o carregamento (uma ou mais vezes), para que se registrassem as trincas, por meio de fotografias e medidas diretas no interior das cavas.

A fundação era tracionada até o limite do curso do macaco, quando então se observava a região, na superfície do terreno, que correspondia à massa de solo que ficava solidária à base.

O teste era concluído com o descarregamento da fundação.

CAPÍTULO IV

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

IV.1 INTRODUÇÃO

As provas de carga foram realizadas durante as duas primeiras semanas do mês de maio de 1983. Cada teste durou, em média, um dia, incluindo o tempo necessário à instalação dos e quipamentos. O teste propriamente dito transcorria em cerca de 20 min (1ª fase) e 45 min (2ª fase).

Cumprе mencionar que as fundações foram instaladas anteriormente a esta data, tendo decorrido um intervalo de 10 a 20 dias entre a instalação e a execução dos testes.

Todos os dados são apresentados na forma de tabelas, gráficos e diagramas, a seguir comentados.

IV.2 RELAÇÕES CARGA-DESLOCAMENTO

Nas figs.(IV.6) a (IV.14) são apresentados os valores de carga e deslocamento nas duas fases de cada teste. As cargas indicadas representam os valores corrigidos em função da tabela de aferição do manômetro.

Os gráficos carga-deslocamento constam nas figs.(IV.15) a (IV.23). Os deslocamentos que aí figuram correspondem aos valores médios obtidos nos extensômetros, utilizando-se as leituras correspondentes à régua milimetrada apenas nos casos em que os deslocamentos ultrapassaram o limite dos extensômetros (100mm). Os gráficos dos ciclos de carregamento são apresentados, em escala ampliada, nas figs.(IV.24) a (IV.32).

IV.3 DIAGRAMAS DE TRINCAS SUPERFICIAIS

As trincas superficiais estão esquematizadas nas figs. (IV.33) a (IV.41), nas quais se indicam os valores de carga a

partir dos quais as trincas eram notadas. Estão também representados os limites da região de intumescimento do solo, levantados ao final da segunda fase do teste, quando esta região era bem visível.

IV.4 DIAGRAMAS DE TRINCAS EM PROFUNDIDADE

As trincas em profundidade estão esquematizadas nas figs. (IV.42) a (IV.50), onde constam duas vistas. Em cada escavação foram observadas trincas e fissuras em várias profundidades, sendo a superfície de ruptura formada, em geral, pelas trincas mais importantes, o que se evidenciava apenas na fase final do arrancamento.

A seguir está esquematizada a forma de ruptura típica observada, onde constam os elementos acima referidos. Na sequência de fotos em seguida estão ilustradas as formas de ruptura de alguns testes, tendo-se selecionado as fotografias mais representativas.

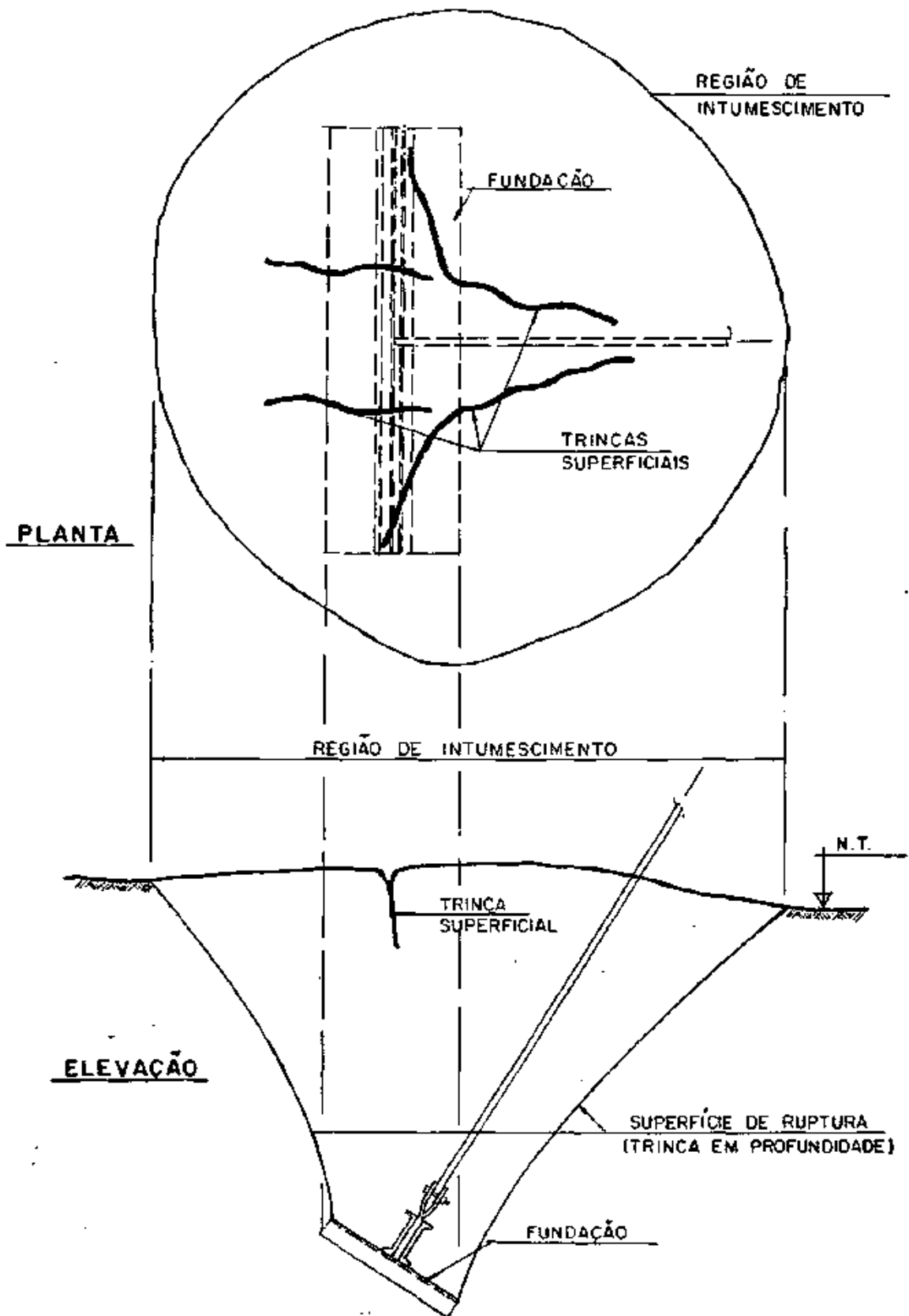


Fig.IV.1 - Forma de ruptura típica

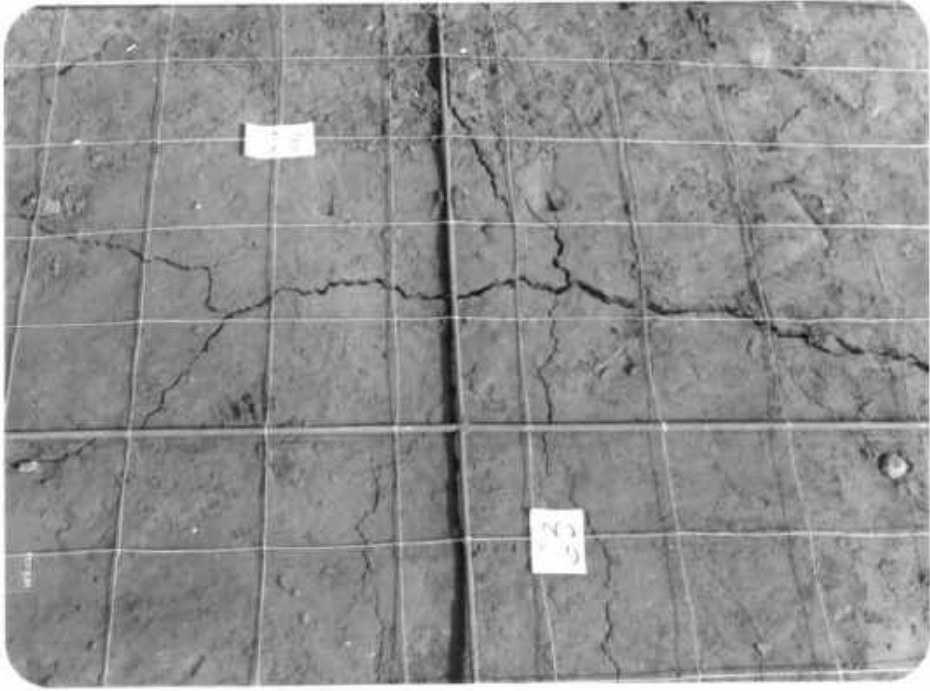


Fig.IV.2-a - Trincas superficiais (fundação H)



Fig.IV.2-b - idem

Fig.

IV.2-b

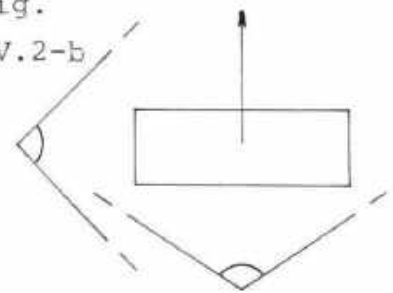


Fig.IV.2-a

Posição das fotos

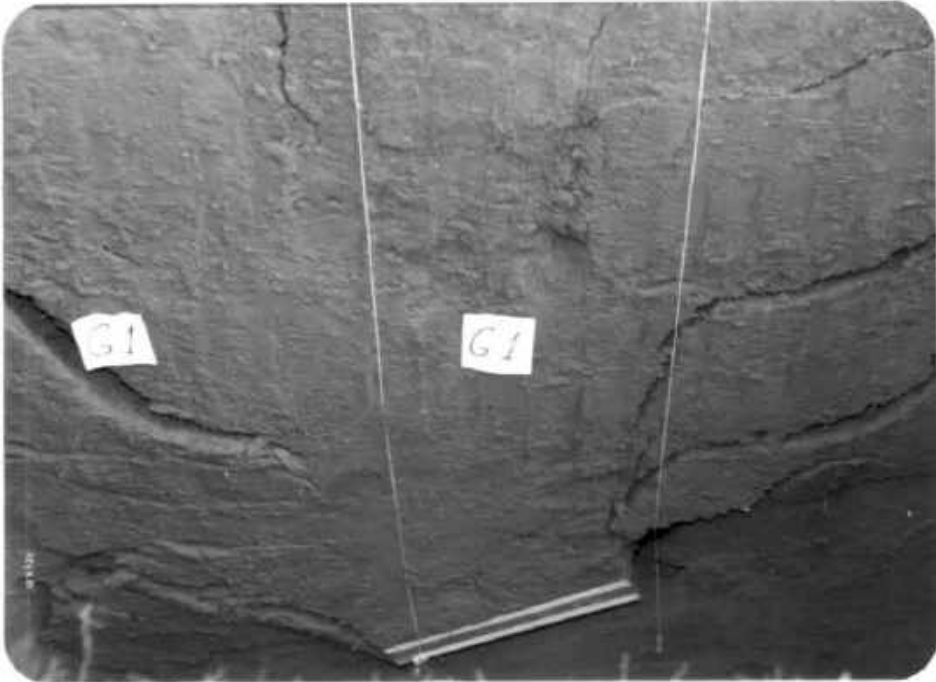


Fig.IV.3-a - Trincas em profundidade (fund. D)

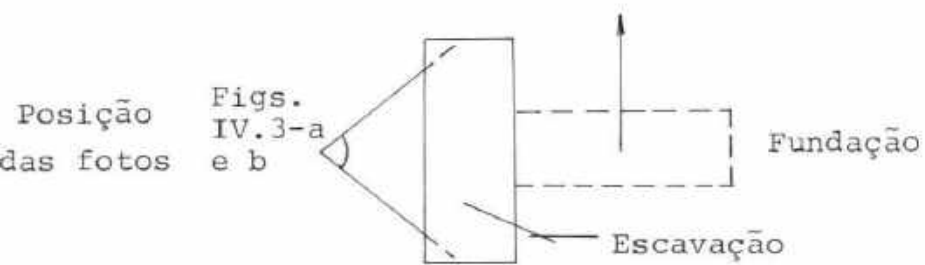
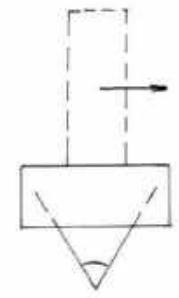


Fig. IV.3-b



Fig.IV.4 - Desenvolvimento do processo de ruptura na fundação F



Posição
das fotos



Fig.IV.5 - Intumescimento ocasionado pela ruptura (fundação H)

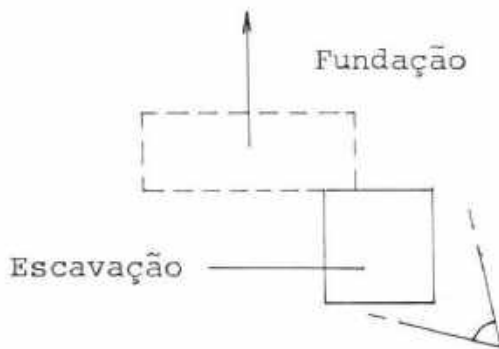


Fig.IV.5

Posição da Foto

FUNDAÇÃO A

ESTÁGIO		CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS (mm)			
			EXTENSÔ- METRO 1 - E1 -	EXTENSÔ- METRO 2 - E2 -	$E = \frac{E1+E2}{2}$	RÉGUA - R -
1º CICLO	1.1	21	0,05	0,03	0,04	0,0
	1.2	42	1,11	1,06	1,09	0,5
	1.3	63	4,83	4,68	4,75	0,5
	1.4	42	4,90	4,77	4,84	0,5
2º CICLO	2.1	21	4,19	4,13	4,16	0,5
	2.2	42	4,41	4,32	4,37	0,5
	2.3	63	5,18	5,03	5,11	0,5
	2.4	42	5,15	5,00	5,08	0,5
3º CICLO	3.1	21	4,40	4,34	4,37	0,5
	3.2	42	4,71	4,59	4,65	0,5
	3.3	63	5,42	5,26	5,34	0,5
	3.4	42	5,42	5,27	5,35	0,5
CARRÉGAMENTO	1	21	4,51	4,44	4,48	0,5
	2	42	4,80	4,68	4,74	0,5
	3	63	5,60	5,43	5,52	0,5
	4	81	10,40	10,14	10,27	1,0
	5	100	27,13	26,74	26,94	18,0
	6	109	54,74	54,34	54,54	45,5
	7	100	88,79	88,69	88,74	76,5
	8	100	89,03	88,93	88,98	77,0
DESCARRÉGAMENTO	9	63	89,03	88,93	88,98	77,0
	10	21	82,21	82,24	82,23	77,0
	11	0	51,19	51,29	51,24	62,5
	12	0	50,39	50,91	50,85	62,5
ARRANCAMENTO	1	21	0,46	0,52	0,49	6,00
	2	42	10,78	10,98	10,88	10,00
	3	63	28,90	29,32	29,11	14,00
	4	72	49,60	50,36	49,98	33,00

FIG. IV. 6 - QUADRO DE RESULTADOS - FUNDAÇÃO A

FUNDAÇÃO B

ESTÁGIO		CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS (mm)			
			EXTENSÔ- METRO 1 - E1 -	EXTENSÔ- METRO 2 - E2 -	$E = \frac{E1 + E2}{2}$	RÉGUA - R -
1º CICLO	1.1	21	0,00	0,00	0,00	0,0
	1.2	42	1,51	1,62	1,57	0,5
	1.3	63	4,93	4,87	4,90	1,0
	1.4	42	4,98	4,92	4,95	1,0
2º CICLO	2.1	21	4,52	4,44	4,48	1,0
	2.2	42	4,58	4,51	4,55	1,0
	2.3	63	5,35	5,25	5,30	1,5
	2.4	42	5,41	5,29	5,35	1,5
3º CICLO	3.1	0	3,15	3,24	3,20	2,0
	3.2	21	3,68	3,65	3,67	2,0
	3.3	42	4,75	4,66	4,71	3,0
	3.4	63	5,76	5,66	5,71	3,0
	3.5	42	5,76	5,65	5,71	3,0
CARREGAMENTO	1	21	5,37	5,27	5,32	3,0
	2	42	5,43	5,33	5,38	3,0
	3	63	5,92	5,81	5,87	3,5
	4	81	9,65	9,45	9,55	5,0
	5	100	16,29	15,93	16,11	11,0
	6	118	24,95	24,37	24,66	19,5
	7	136	36,30	35,44	35,87	32,5
	8	145	44,97	43,92	44,45	42,0
	9	154	53,69	52,51	53,10	51,0
	10	163	75,65	74,23	74,94	74,5
	11	163	92,25	90,77	91,51	91,0
DESCARREGAMENTO	12	136	-	-	-	92,0
	13	100	-	-	-	92,0
	14	63	-	-	-	91,5
	15	21	-	-	-	84,0
	16	0	-	-	-	68,5
ARRANCAMENTO	1	21	0,04	0,04	0,04	0,0
	2	42	3,20	3,28	3,29	3,0
	3	63	8,78	9,14	8,96	8,0
	4	81	17,12	17,74	17,43	16,0
	5	100	27,79	28,50	28,15	27,0

FIG. IV. 7 - QUADRO DE RESULTADOS - FUNDAÇÃO B

FUNDAÇÃO C

ESTÁGIO	CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS (mm)				
		EXTENSÔ- METRO 1 - E1 -	EXTENSÔ- METRO 2 - E2 -	$E = \frac{E1+E2}{2}$	RÉGUA - R -	
1º CICLO	1.1	21	0,01	0,00	0,01	0,0
	1.2	42	0,16	0,23	0,20	0,0
	1.3	63	5,16	5,40	5,28	3,0
	1.4	42	5,19	5,36	5,28	3,0
2º CICLO	2.1	21	4,42	4,02	4,22	3,0
	2.2	42	4,60	4,48	4,54	3,5
	2.3	63	5,78	5,96	5,87	5,0
	2.4	42	5,77	5,87	5,82	5,0
3º CICLO	3.1	21	4,99	4,57	4,78	5,0
	3.2	42	5,18	5,01	5,10	5,0
	3.3	63	6,17	6,30	6,24	5,0
	3.4	42	6,13	6,21	6,17	5,0
CARREGAMENTO	1	21	5,32	4,84	5,08	5,0
	2	42	5,54	5,37	5,46	5,0
	3	63	6,39	6,49	6,44	5,5
	4	81	14,73	14,85	14,79	10,0
	5	91	22,54	22,59	22,57	18,0
	6	100	35,71	35,67	35,69	33,0
	7	109	51,53	51,39	51,46	45,0
	8	118	75,43	75,18	75,31	67,5
	9	118	100,28	100,04	100,16	93,5
	10	118	-	-	-	112,0
DESCARREGAMENTO	11	100	-	-	-	112,0
	12	63	-	-	-	112,0
	13	21	-	-	-	111,5
	14	0	-	-	-	99,5
ARRANCAMENTO	1	0	0,00	0,00	0,00	0,0
	2	21	0,21	0,23	0,22	0,0
	3	42	9,46	9,58	9,52	4,0
	4	63	24,89	25,33	25,11	19,0
	5	72	54,69	55,01	54,85	48,0
	6	72	-	-	-	98,0

FIG. IV.8 - QUADRO DE RESULTADOS - FUNDAÇÃO C

FUNDAÇÃO D

ESTÁGIO		CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS (mm)			
			EXTENSÃO - METRO 1 - E1 -	EXTENSÃO - METRO 2 - E2 -	$E = \frac{E1 + E2}{2}$	RÉGUA - R -
1º CICLO	1.1	21	0,00	0,00	0,00	0,0
	1.2	42	0,18	0,00	0,09	0,0
	1.3	63	3,14	2,26	2,70	0,0
	1.4	42	3,15	2,31	2,73	0,0
2º CICLO	2.1	21	1,94	1,96	1,95	0,0
	2.2	42	2,50	2,01	2,26	0,0
	2.3	63	3,77	2,82	3,30	0,0
	2.4	42	3,72	2,84	3,28	0,0
3º CICLO	3.1	21	2,34	2,40	2,37	0,0
	3.2	42	3,16	2,54	2,85	0,0
	3.3	63	4,07	3,12	3,60	0,0
	3.4	42	4,00	3,12	3,56	0,0
CARREGAMENTO	1	21	2,94	2,76	2,85	0,0
	2	42	3,35	2,80	3,08	0,0
	3	63	4,25	3,27	3,76	0,0
	4	81	7,98	6,69	7,34	0,0
	5	100	14,07	12,52	13,30	2,0
	6	118	23,63	21,79	22,71	10,0
	7	136	40,48	38,28	39,38	26,0
	8	145	52,41	50,07	51,24	38,0
	9	154	78,62	75,99	77,31	64,0
	10	154	88,10	85,34	86,72	74,0
DESCARREGAMENTO	11	100	88,23	85,47	86,85	74,0
	12	63	85,12	82,61	83,87	74,0
	13	21	71,01	69,18	70,10	72,0
	14	0	59,84	59,15	59,50	63,0
ARRANCAMENTO	1	21	0,63	0,39	0,51	0,0
	2	42	1,96	1,52	1,74	2,0
	3	63	7,83	6,96	7,40	3,0
	4	81	15,54	14,55	15,05	7,0
	5	100	24,61	23,67	24,14	15,5
	6	109	42,39	41,66	42,03	34,0
	7	109	43,27	42,48	42,88	43,0

FIG. IV.9 - QUADRO DE RESULTADOS - FUNDAÇÃO D

FUNDAÇÃO E

ESTÁGIO		CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS (mm)			
			EXTENSÃO - METRO 1 - E1 -	EXTENSÃO - METRO 2 - E2 -	$E = \frac{E1 + E2}{2}$	RÉGUA - R -
1º CICLO	1.1	21	0,00	0,00	0,00	0,0
	1.2	42	0,00	0,00	0,00	0,0
	1.3	63	0,39	0,41	0,40	0,0
	1.4	42	0,39	0,35	0,37	0,0
2º CICLO	2.1	21	0,11	0,14	0,13	0,0
	2.2	42	0,16	0,17	0,17	0,0
	2.3	63	0,64	0,61	0,63	0,0
	2.4	42	0,67	0,64	0,66	0,0
3º CICLO	3.1	21	0,18	0,29	0,24	0,0
	3.2	42	0,19	0,29	0,24	0,0
	3.3	63	0,86	0,88	0,87	0,0
	3.4	42	0,83	0,86	0,85	0,0
CARREGAMENTO	1	21	0,25	0,40	0,33	0,0
	2	42	0,32	0,45	0,39	0,0
	3	63	1,09	1,13	1,11	0,0
	4	81	8,69	8,67	8,68	8,0
	5	100	31,92	31,89	31,91	31,0
	6	109	53,59	53,64	53,62	52,0
	7	113	98,29	98,49	98,39	96,5
	8	113	-	-	-	106,0
DESCARREGAMENTO	9	100	-	-	-	106,0
	10	60	-	-	-	106,0
	11	21	-	-	-	101,0
	12	0	-	-	-	89,0
ARRANCAMENTO	1	21	0,00	0,00	0,00	0,0
	2	42	1,82	1,66	1,64	0,0
	3	63	15,03	14,70	14,68	10,5
	4	72	41,91	41,55	41,53	37,0

FIG. IV.10 - QUADRO DE RESULTADOS - FUNDAÇÃO E

FUNDAÇÃO F

ESTÁGIO		CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS (mm)			
			EXTENSÃO - METRO 1 - E1 -	EXTENSÃO - METRO 2 - E2 -	$E = \frac{E1 + E2}{2}$	RÉGUA - R -
1º CICLO	1.1	21	0,00	0,00	0,00	0,0
	1.2	42	0,21	0,17	0,19	1,0
	1.3	63	1,65	1,66	1,66	1,5
	1.4	42	1,65	1,66	1,66	1,5
2º CICLO	2.1	21	1,01	1,04	1,03	1,0
	2.2	42	1,21	1,23	1,22	1,0
	2.3	63	1,80	1,81	1,81	2,0
	2.4	42	1,82	1,82	1,82	2,0
3º CICLO	3.1	21	1,15	1,18	1,17	2,0
	3.2	42	1,36	1,37	1,37	2,0
	3.3	63	2,03	2,04	2,04	2,0
	3.4	42	1,99	2,01	2,00	2,0
CARREGAMENTO	1	21	1,26	1,35	1,31	1,5
	2	42	1,48	1,56	1,52	1,5
	3	63	2,11	2,12	2,12	2,0
	4	81	4,42	4,52	4,47	4,0
	5	100	8,89	9,15	9,02	7,0
	6	118	15,35	15,77	15,56	14,0
	7	136	25,68	26,37	26,03	23,5
	8	154	39,23	40,22	39,73	38,0
	9	163	49,81	49,98	49,90	48,0
	10	172	65,39	66,90	66,15	63,0
	11	182	97,81	99,88	98,85	96,0
DESCARREGAMENTO	12	168	-	-	-	157,0
	13	136	-	-	-	157,0
	14	100	-	-	-	162,0
	15	63	-	-	-	162,0
	16	21	-	-	-	135,0
	17	00	-	-	-	123,0
ARRANCAMENTO	1	21	0,20	0,40	0,30	0,0
	2	42	0,33	0,20	0,27	0,0
	3	63	4,65	4,20	4,43	3,0
	4	81	10,50	10,42	10,46	9,0
	5	100	19,25	18,64	18,95	16,0
	6	118	31,39	30,83	31,11	28,5
	7	136	51,65	51,20	51,93	48,5

FIG. IV. 11 - QUADRO DE RESULTADOS - FUNDAÇÃO F

FUNDAÇÃO G

ESTÁGIO		CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS (mm)			
			EXTENSÔ- METRO 1 - E1 -	EXTENSÔ- METRO 2 - E2 -	$E = \frac{E1 + E2}{2}$	RÉGUA - R -
1º CICLO	1.1	21	0,40	0,94	0,67	0,0
	1.2	42	3,20	3,23	3,22	3,0
	1.3	63	7,32	6,94	7,13	6,5
	1.4	42	7,33	6,97	7,15	6,5
2º CICLO	2.1	21	6,32	6,34	6,33	6,0
	2.2	42	6,68	6,53	6,61	6,0
	2.3	63	7,75	7,38	7,57	7,0
	2.4	42	7,78	7,43	7,61	7,0
3º CICLO	3.1	21	6,74	6,77	6,77	7,0
	3.2	42	7,12	6,98	7,05	7,0
	3.3	63	8,20	7,84	8,02	7,5
	3.4	42	8,22	7,86	8,04	7,5
CARREGAMENTO	1	21	7,22	7,21	7,22	7,0
	2	42	7,46	7,33	7,40	7,0
	3	63	8,42	8,07	8,25	7,5
	4	81	12,62	11,98	12,30	11,0
	5	100	21,10	20,03	20,57	19,0
	6	118	35,78	34,09	34,94	34,0
	7	136	68,24	65,64	66,94	65,0
	8	145	99,29	96,19	97,74	97,0
DESCARREGAMENTO	9	136	-	-	-	165,0
	10	100	-	-	-	165,0
	11	63	-	-	-	161,0
	12	21	-	-	-	146,0
	13	0	-	-	-	131,0
ARRANCAMENTO	1	21	2,40	1,88	2,14	0,0
	2	42	6,25	4,00	5,13	1,5
	3	63	13,62	11,01	12,32	9,0
	4	81	27,02	24,20	25,61	23,0
	5	100	46,95	44,80	45,88	42,5

FIG. IV. 12 - QUADRO DE RESULTADOS - FUNDAÇÃO G

FUNDAÇÃO H

ESTÁGIO	CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS (mm)				
		EXTENSÃO - METRO 1 - E1 -	EXTENSÃO - METRO 2 - E2 -	$E = \frac{E1 + E2}{2}$	RÉGUA - R -	
1º CICLO	1.1	21	0,06	0,03	0,05	0,0
	1.2	42	0,43	0,28	0,36	0,0
	1.3	63	2,45	3,12	2,79	0,0
	1.4	42	2,49	3,15	2,82	0,5
2º CICLO	2.1	21	1,83	2,68	2,26	0,5
	2.2	42	2,01	2,76	2,39	1,0
	2.3	63	2,79	3,42	3,11	1,5
	2.4	42	2,82	3,44	3,13	1,5
3º CICLO	3.1	21	2,07	2,87	2,47	1,5
	3.2	42	2,28	3,06	2,67	1,5
	3.3	63	2,90	3,49	3,20	1,5
	3.4	42	2,93	3,52	3,23	1,5
CARREGAMENTO	1	21	2,18	2,95	2,57	1,5
	2	42	2,42	3,10	2,76	2,0
	3	63	3,03	3,60	3,32	2,0
	4	81	5,26	5,77	5,52	3,0
	5	100	9,38	9,78	9,58	5,5
	6	118	15,27	15,36	15,32	12,5
	7	136	24,11	24,29	24,20	23,0
	8	154	35,27	35,37	35,32	32,5
	9	163	43,75	43,78	43,77	40,0
	10	172	55,22	55,20	55,21	52,0
	11	182	72,58	72,57	72,58	70,0
	12	191	100,67	100,67	100,67	99,0
DESCARREGAMENTO	13	154	-	-	-	151,5
	14	136	-	-	-	151,5
	15	100	-	-	-	151,0
	16	63	-	-	-	147,0
	17	21	-	-	-	126,0
	18	0	-	-	-	116,0
ARRANCAMENTO	1	21	0,07	0,01	0,04	0,0
	2	42	4,23	3,57	3,90	0,0
	3	63	13,78	12,78	13,28	15,0
	4	81	17,48	16,48	16,98	19,0
	5	100	29,91	28,97	29,44	30,0
	6	118	48,73	48,20	48,47	54,0

FIG. IV. 13 - QUADRO DE RESULTADOS - FUNDAÇÃO H

FUNDAÇÃO I

ESTÁGIO	CARGA (kN)	DESLOCAMENTOS (mm)				
		EXTENSÔ-METRO 1 - E1 -	EXTENSÔ-METRO 2 - E2 -	$E = \frac{E1 + E2}{2}$	RÉGUA - R -	
1º CICLO	1.1	21	0,31	0,05	0,18	0,0
	1.2	42	3,70	2,88	3,29	0,5
	1.3	63	7,58	6,66	7,12	2,0
	1.4	42	7,61	6,69	7,15	2,0
2º CICLO	2.1	21	6,71	6,62	6,67	2,0
	2.2	42	7,06	6,37	6,72	2,5
	2.3	63	8,17	7,28	7,73	3,0
	2.4	42	8,19	7,32	7,76	3,0
3º CICLO	3.1	21	7,19	6,75	6,97	3,0
	3.2	42	7,58	6,94	7,26	4,0
	3.3	63	8,51	7,67	8,09	4,5
	3.4	42	8,54	7,71	8,13	4,5
CARREGAMENTO	1	21	7,41	7,03	7,22	5,0
	2	42	7,76	7,17	7,47	5,0
	3	63	8,62	7,83	8,23	5,0
	4	81	11,56	10,71	11,14	5,0
	5	100	19,39	18,51	18,95	7,5
	6	118	32,60	31,68	32,14	20,0
	7	136	55,34	54,32	54,83	44,5
	8	145	78,12	76,95	77,54	63,5
DESCARREGAMENTO	9	136	-	-	-	151,5
	10	100	-	-	-	151,5
	11	63	-	-	-	151,5
	12	21	-	-	-	148,0
	13	0	-	-	-	147,5
ARRANCAMENTO	1	21	0,00	0,00	0,00	0,0
	2	42	1,55	1,56	1,56	0,0
	3	63	11,20	11,40	11,30	4,0
	4	81	23,55	23,84	23,70	16,0
	5	100	57,95	38,60	38,28	30,0

FIG. IV. 14 -- QUADRO DE RESULTADOS - FUNDAÇÃO I

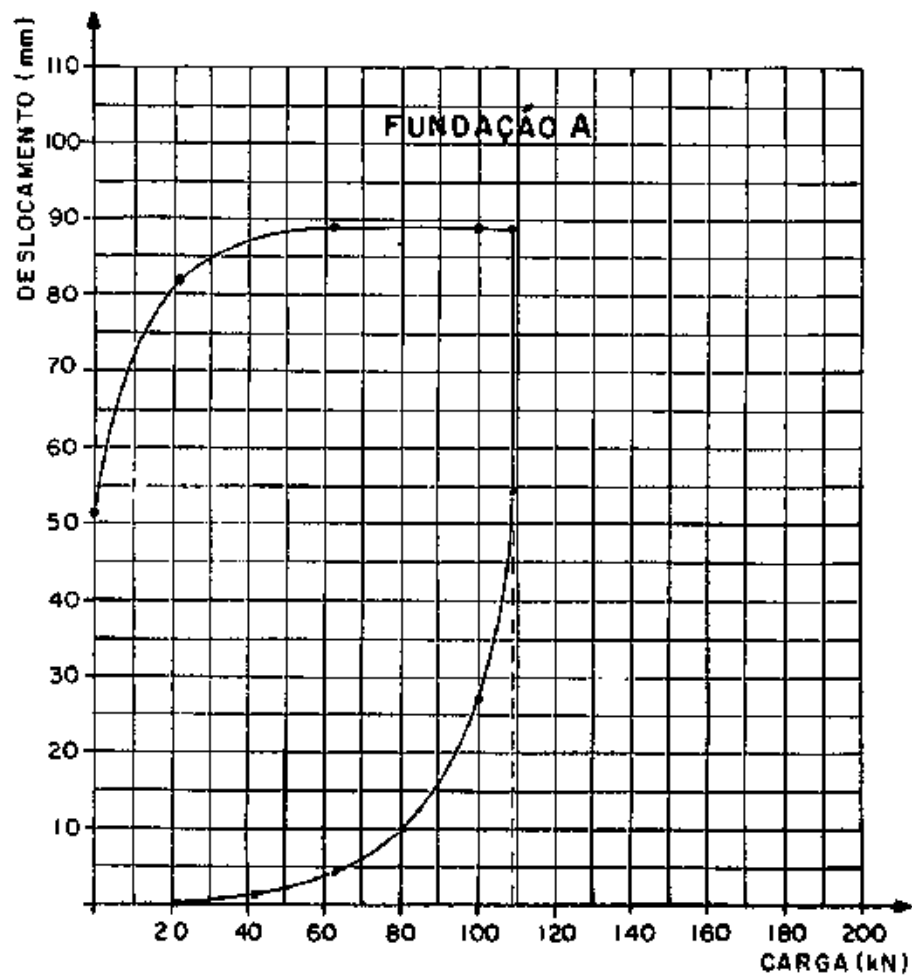


FIG. IV.15 - GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO FUNDAÇÃO A

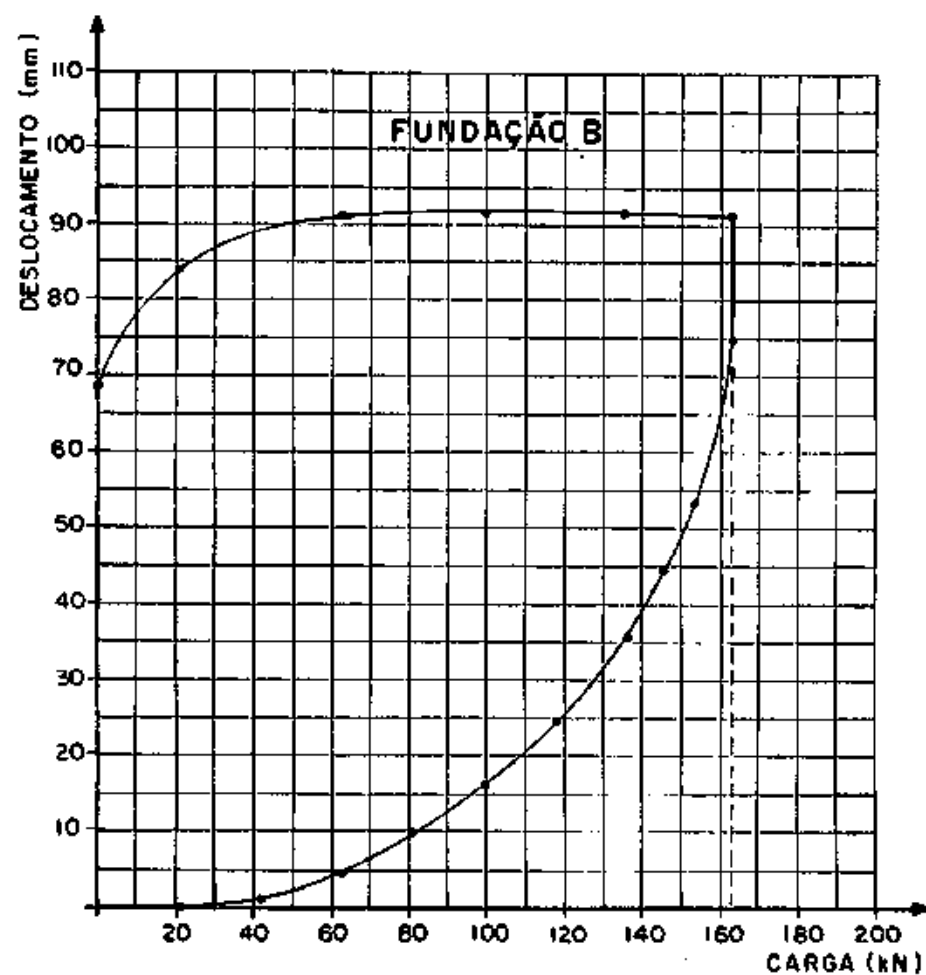


FIG. IV.16 - GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO FUNDAÇÃO B

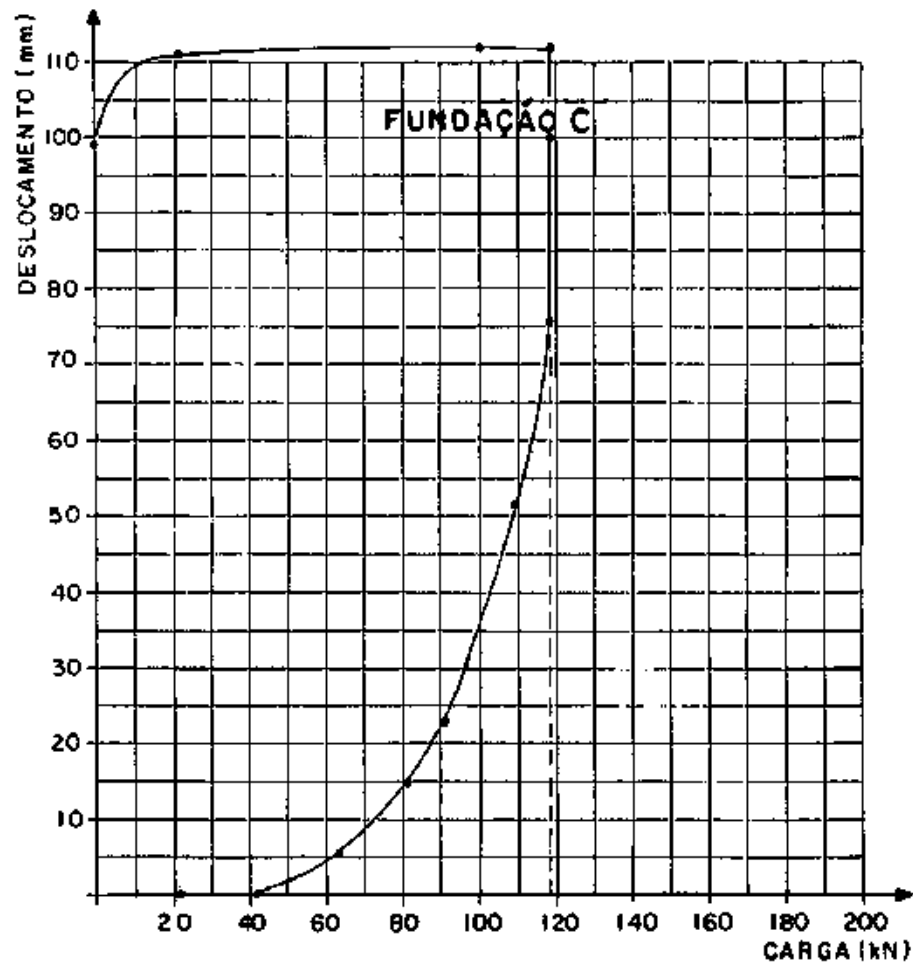


FIG. IV.17 - GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO FUNDAÇÃO C

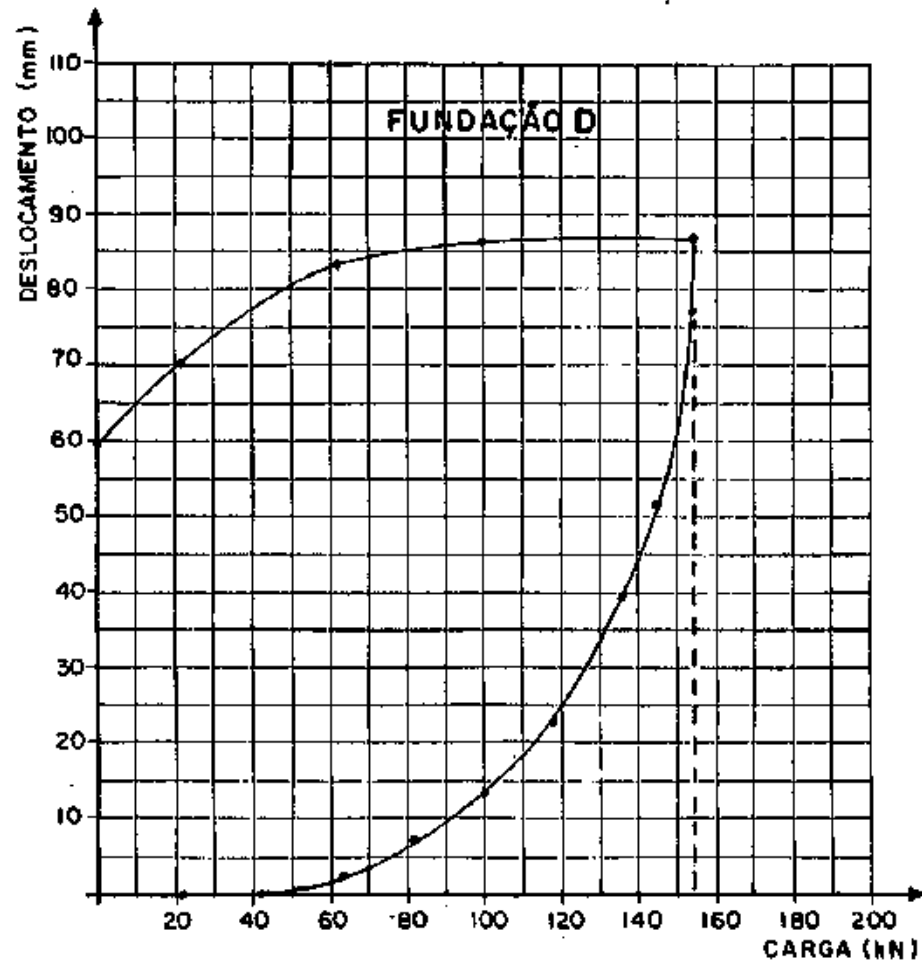


FIG. IV.18 - GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO FUNDAÇÃO D

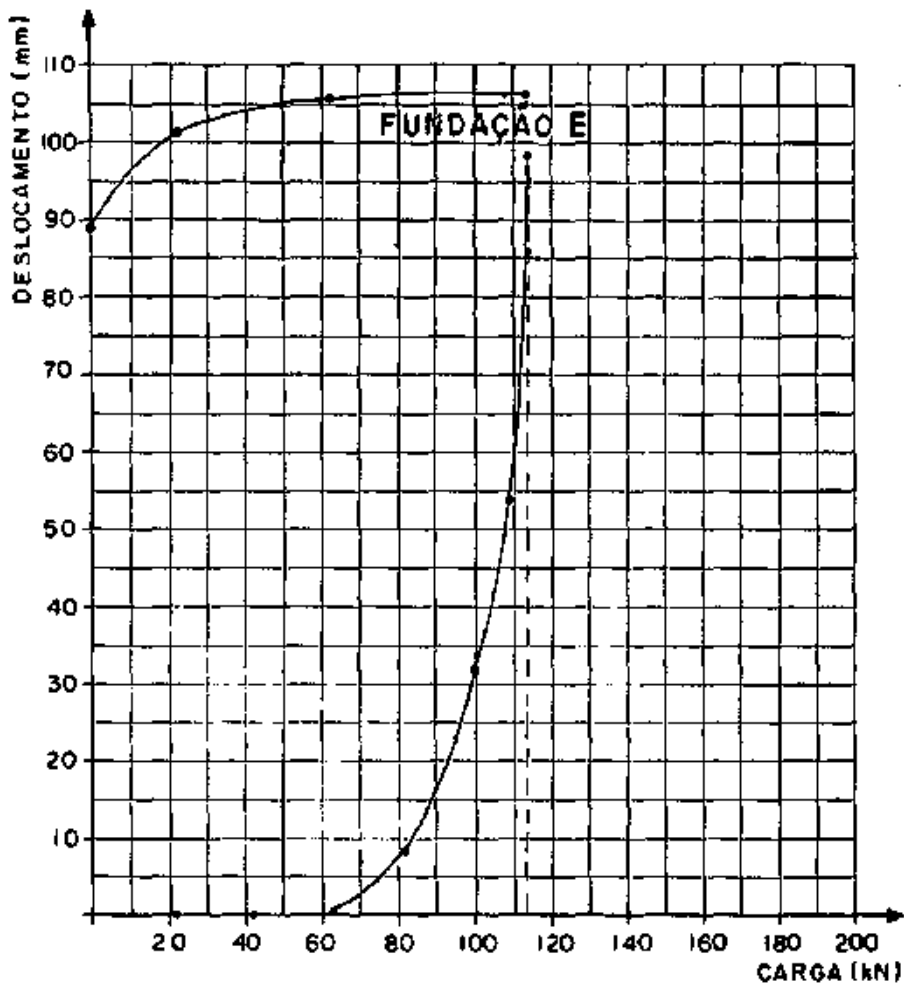


FIG. IV.19 - GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO
FUNDAÇÃO E

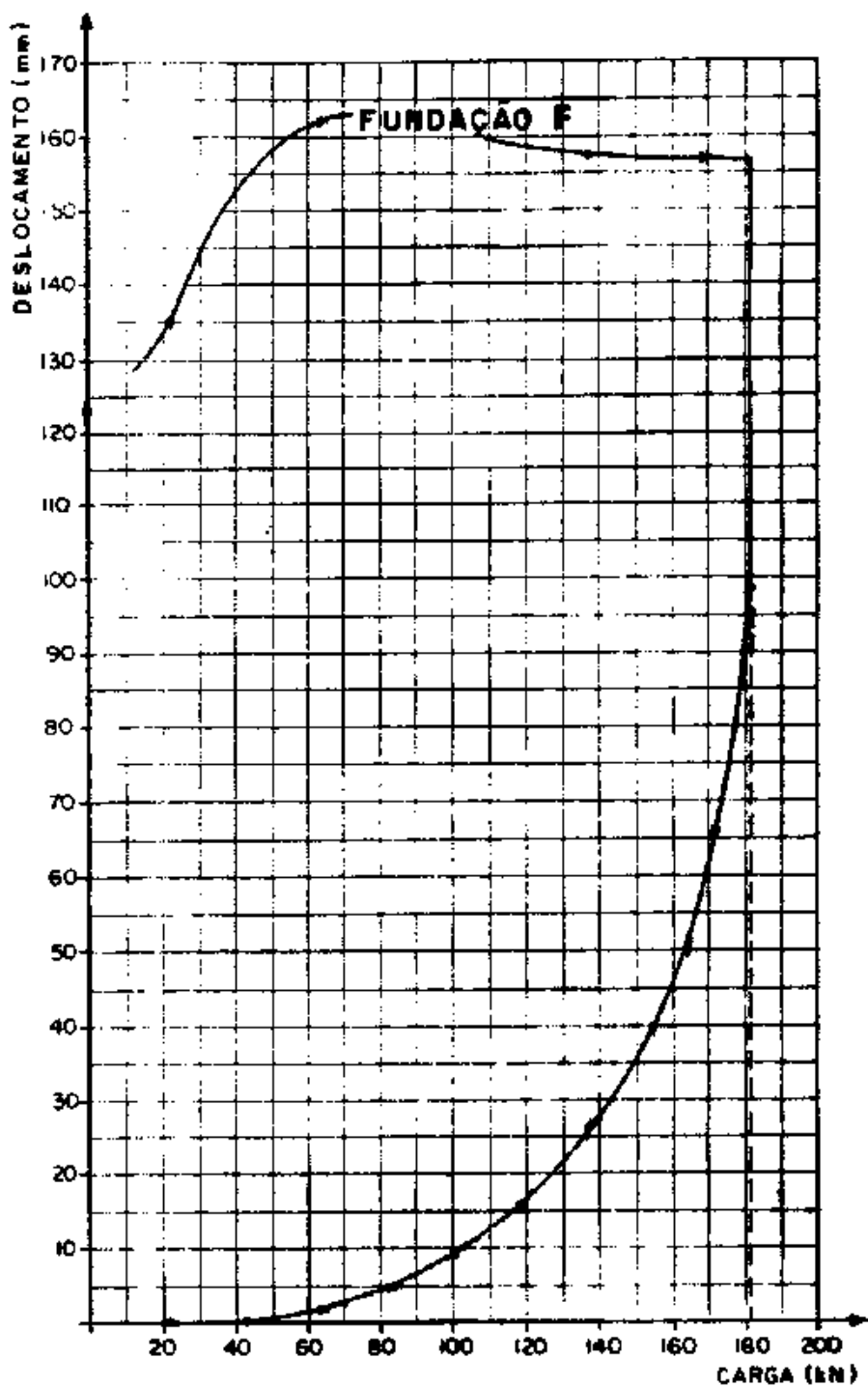


FIG. IV. 20 - GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO
FUNDAÇÃO F

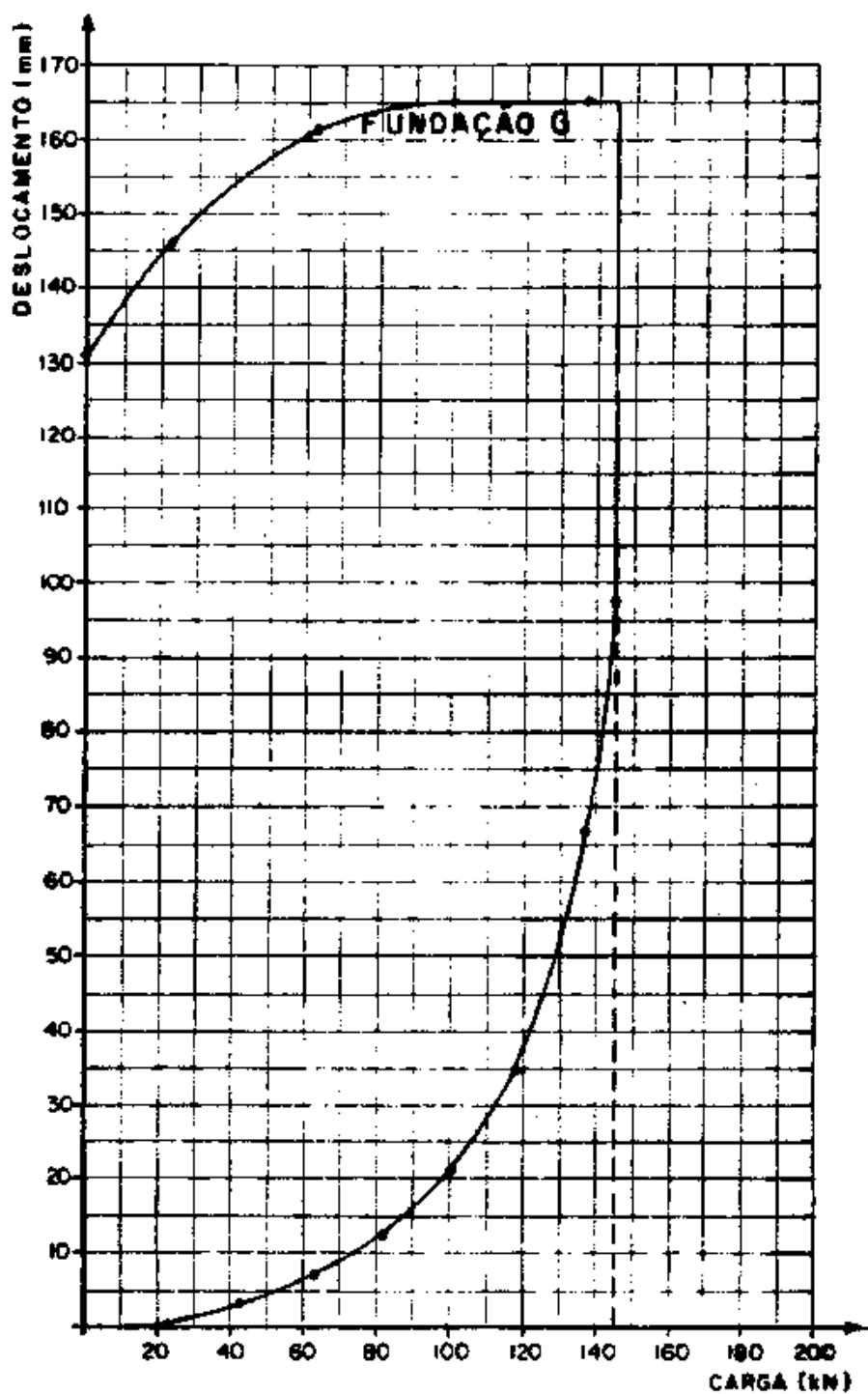


FIG. IV. 21 - GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO
FUNDAÇÃO G

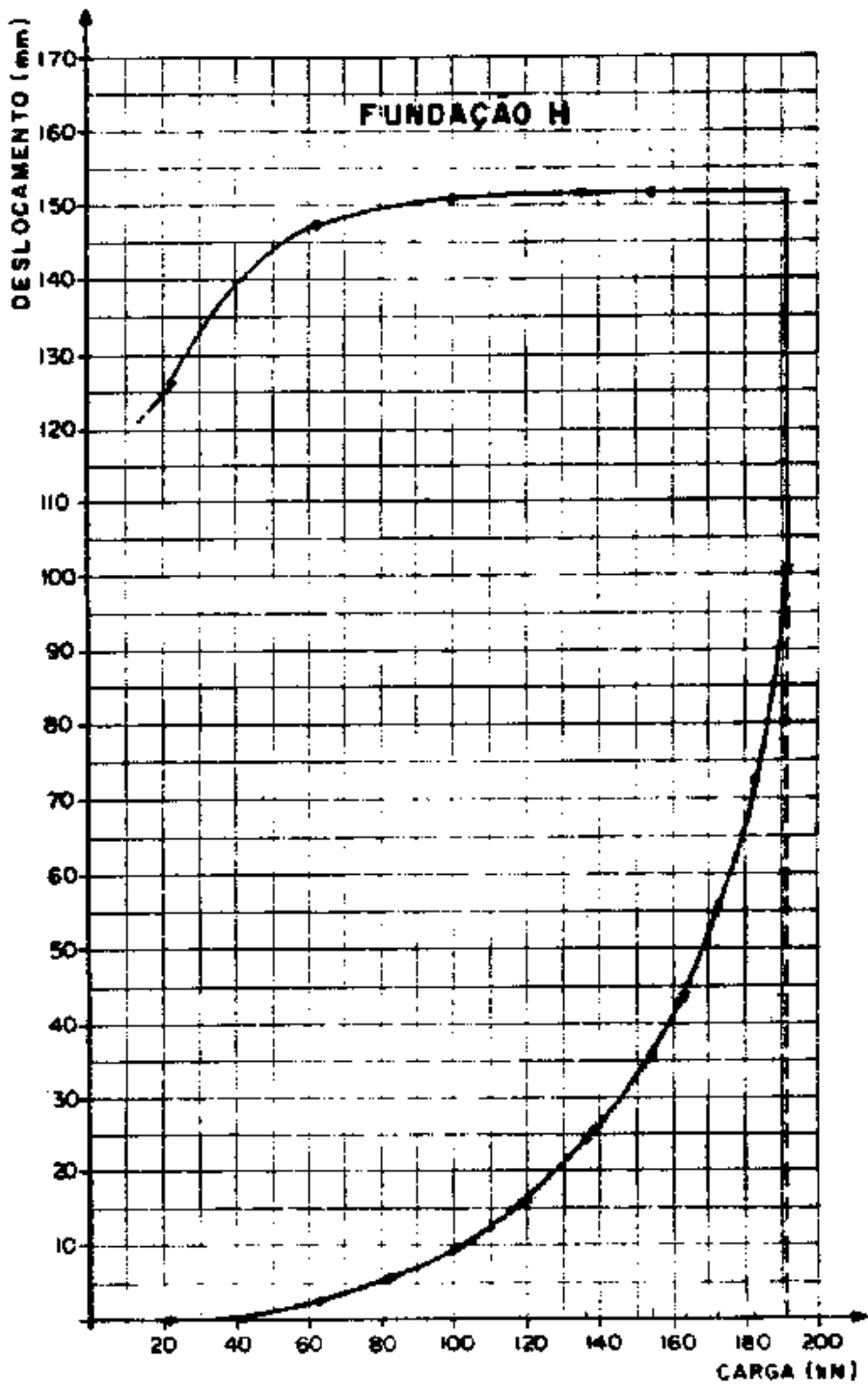


FIG. IV. 22 - GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO
FUNDAÇÃO H

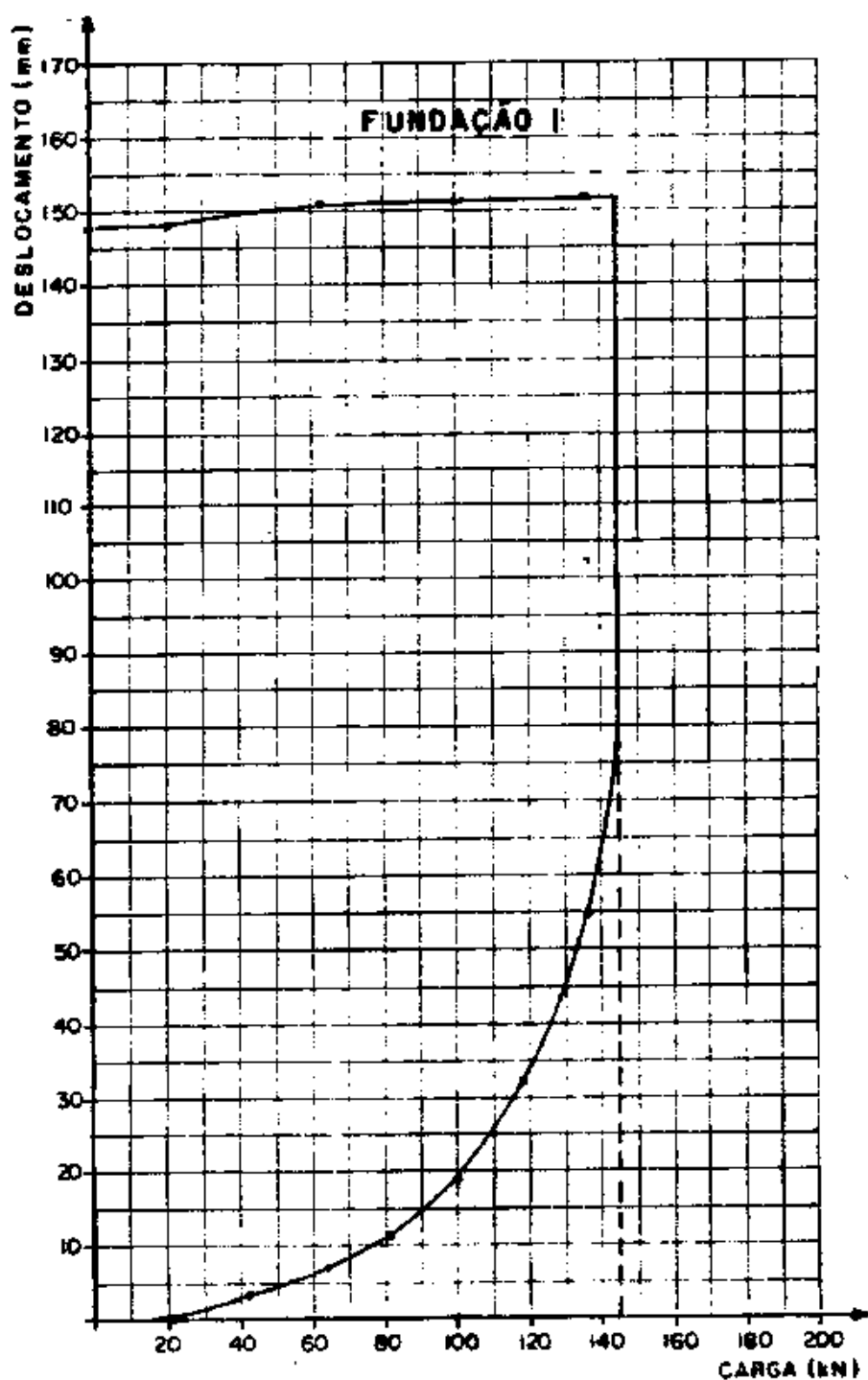


FIG. IV. 23 - GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO FUNDAÇÃO I

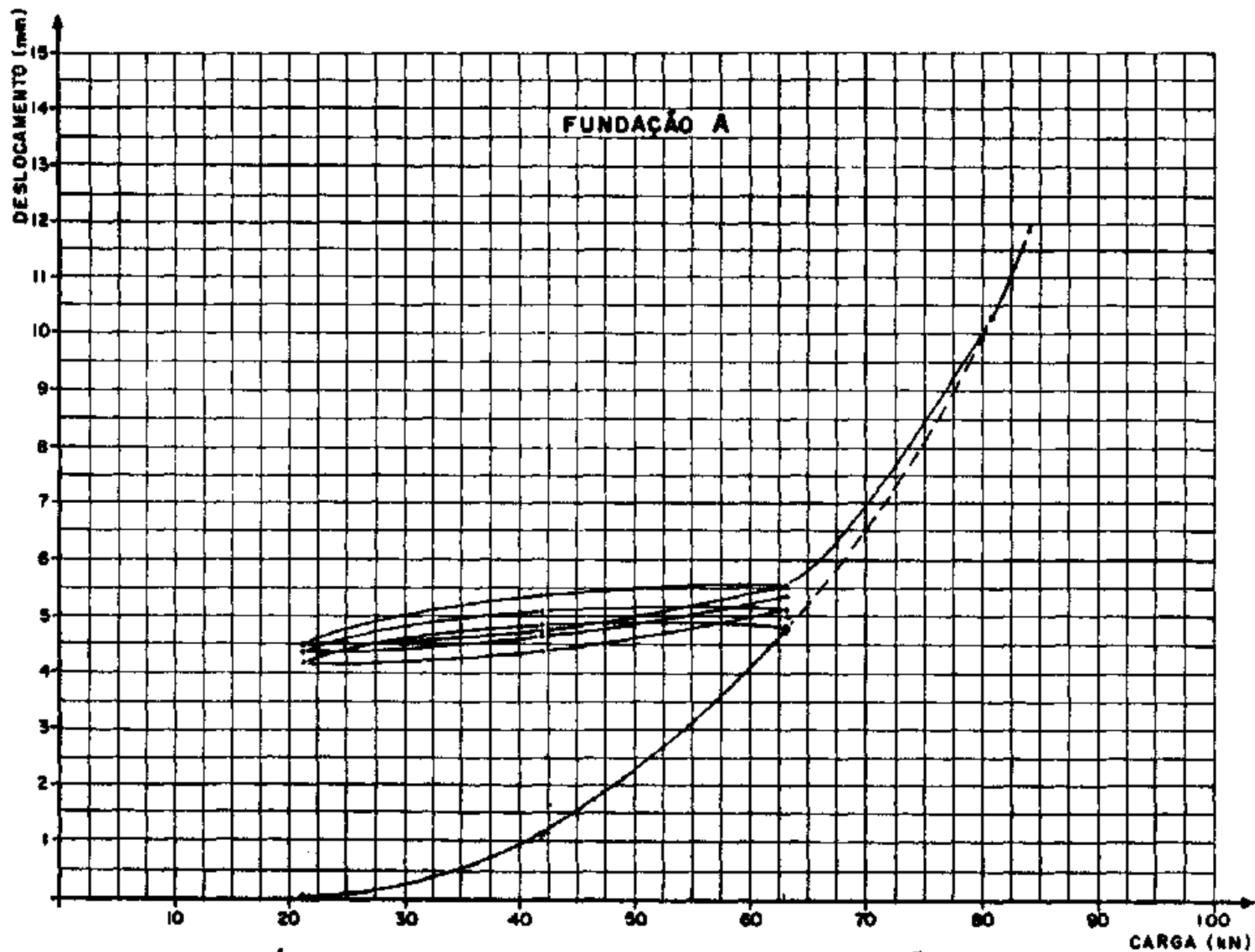


FIG. IV.24 - GRÁFICO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO - FUNDAÇÃO A

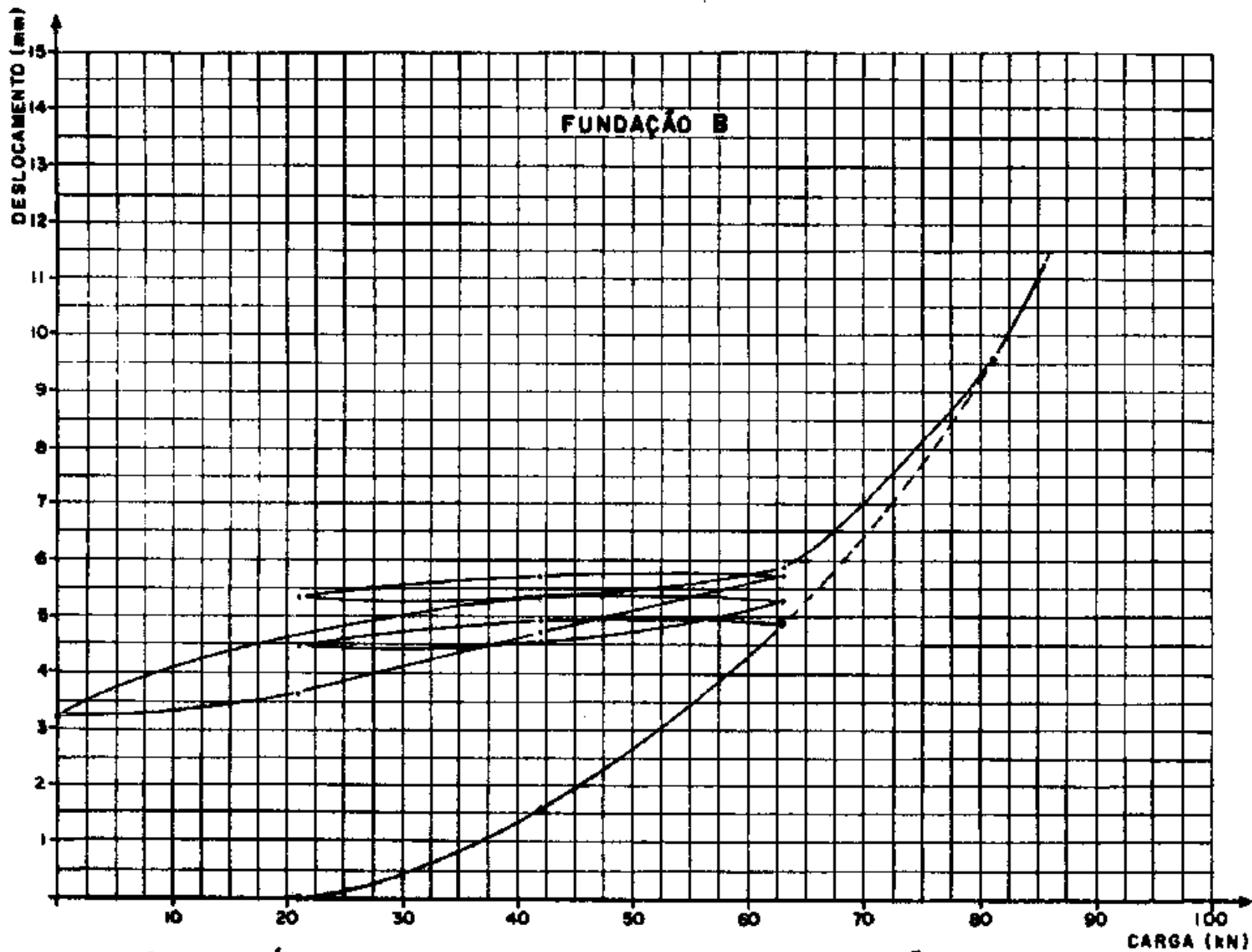


FIG. IV.25 - GRÁFICO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO - FUNDAÇÃO B

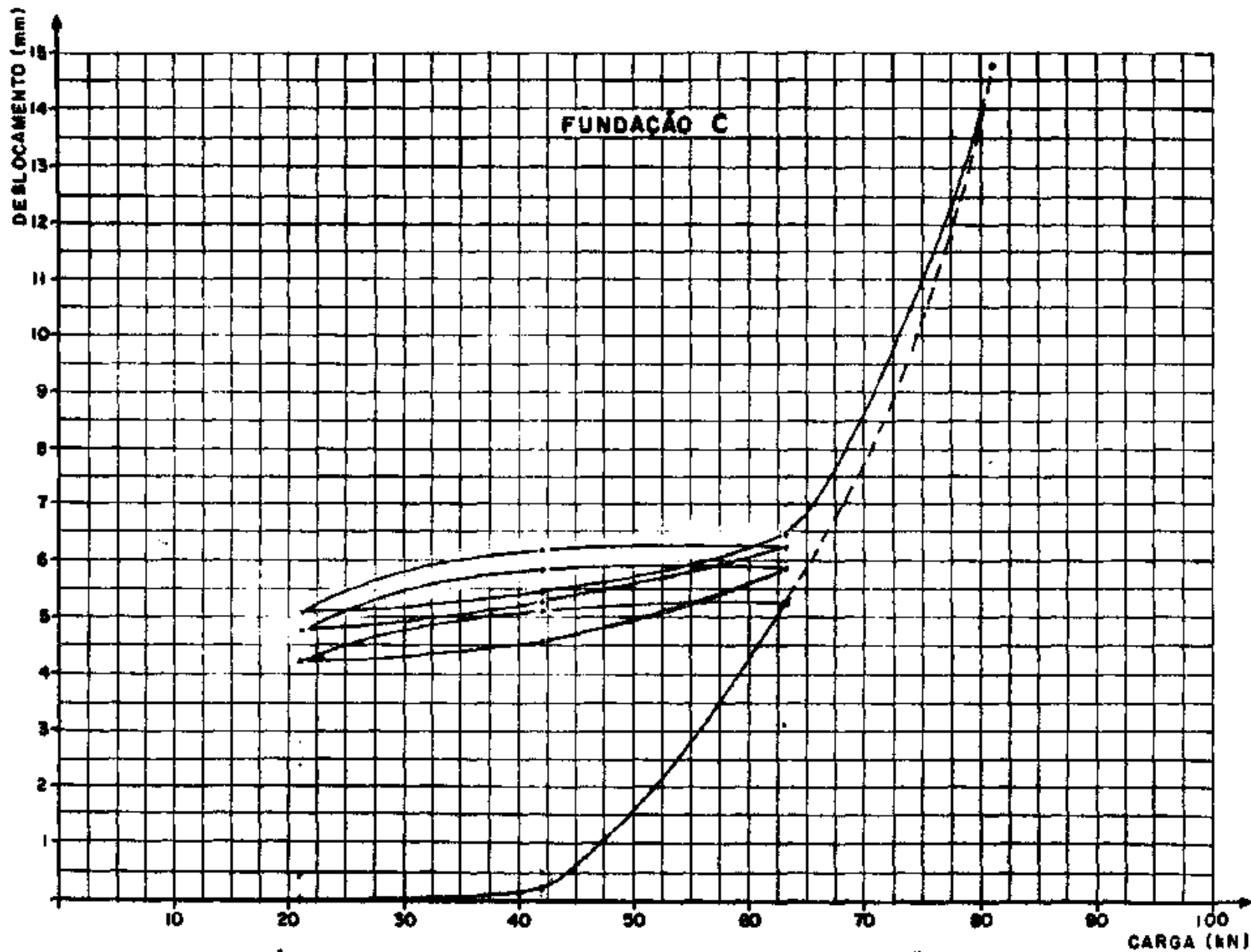


FIG. IV.26 - GRÁFICO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO - FUNDAÇÃO C

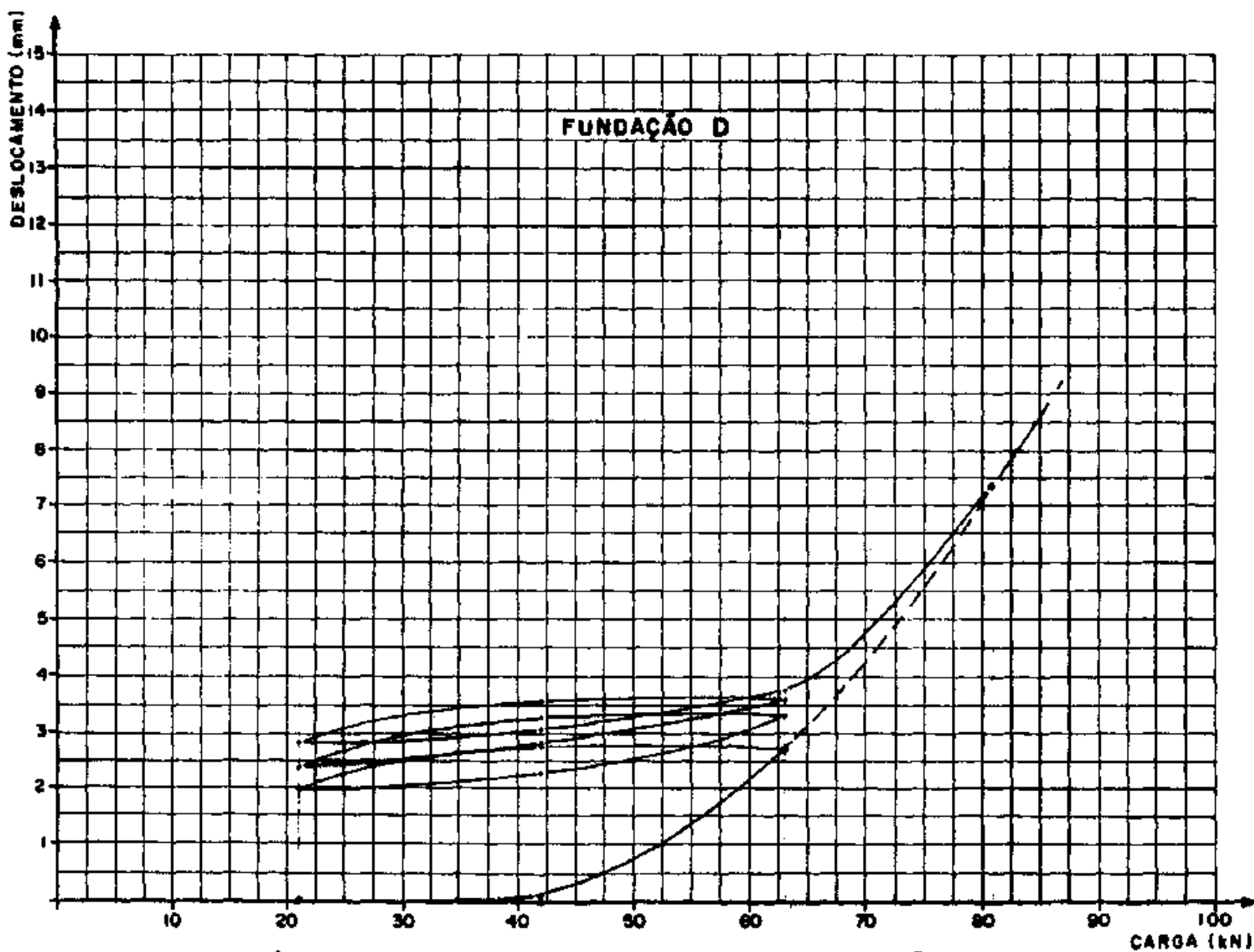


FIG. IV.27 - GRÁFICO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO - FUNDAÇÃO D

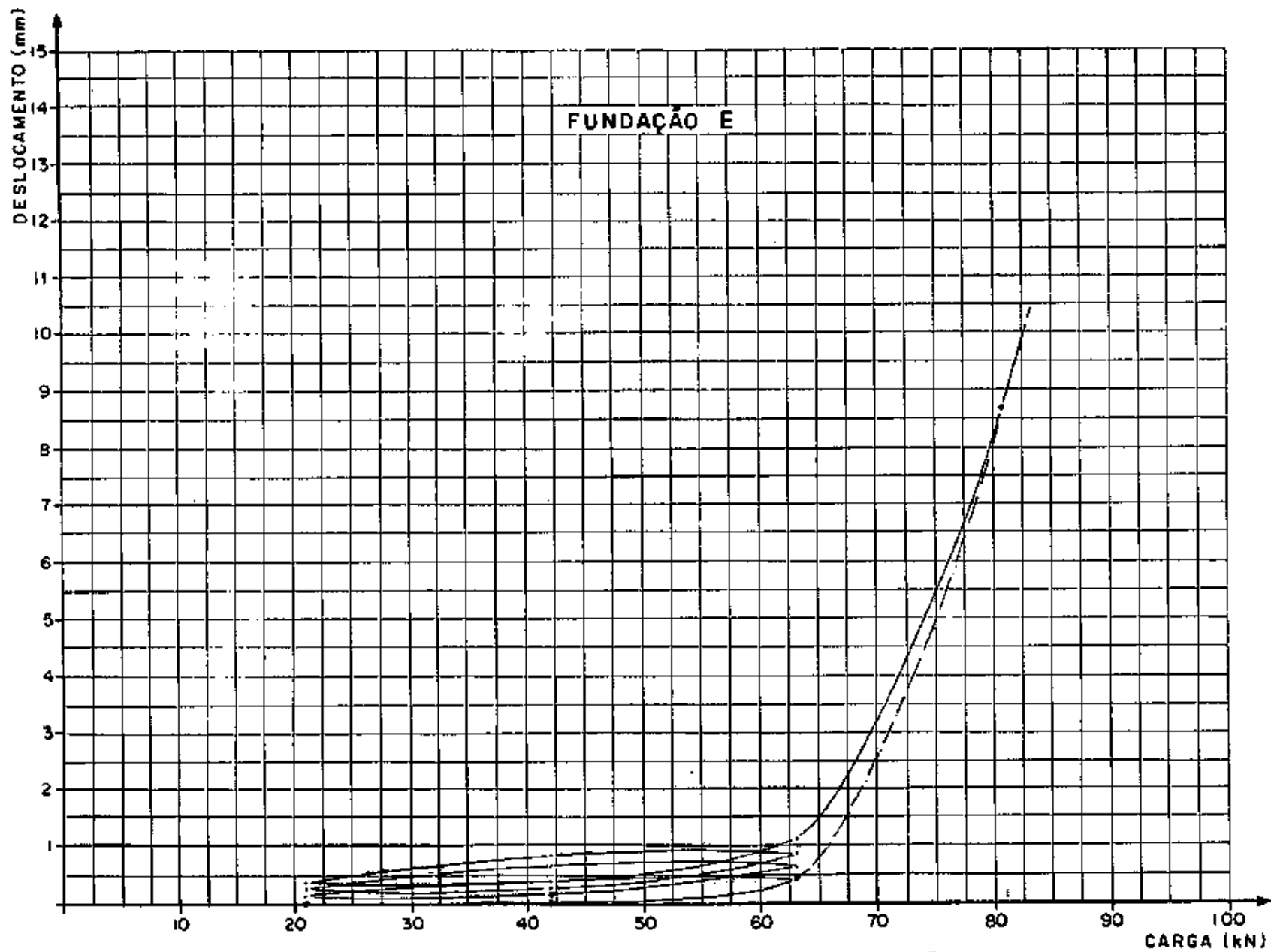


FIG. IV.28 - GRÁFICO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO - FUNDAÇÃO E

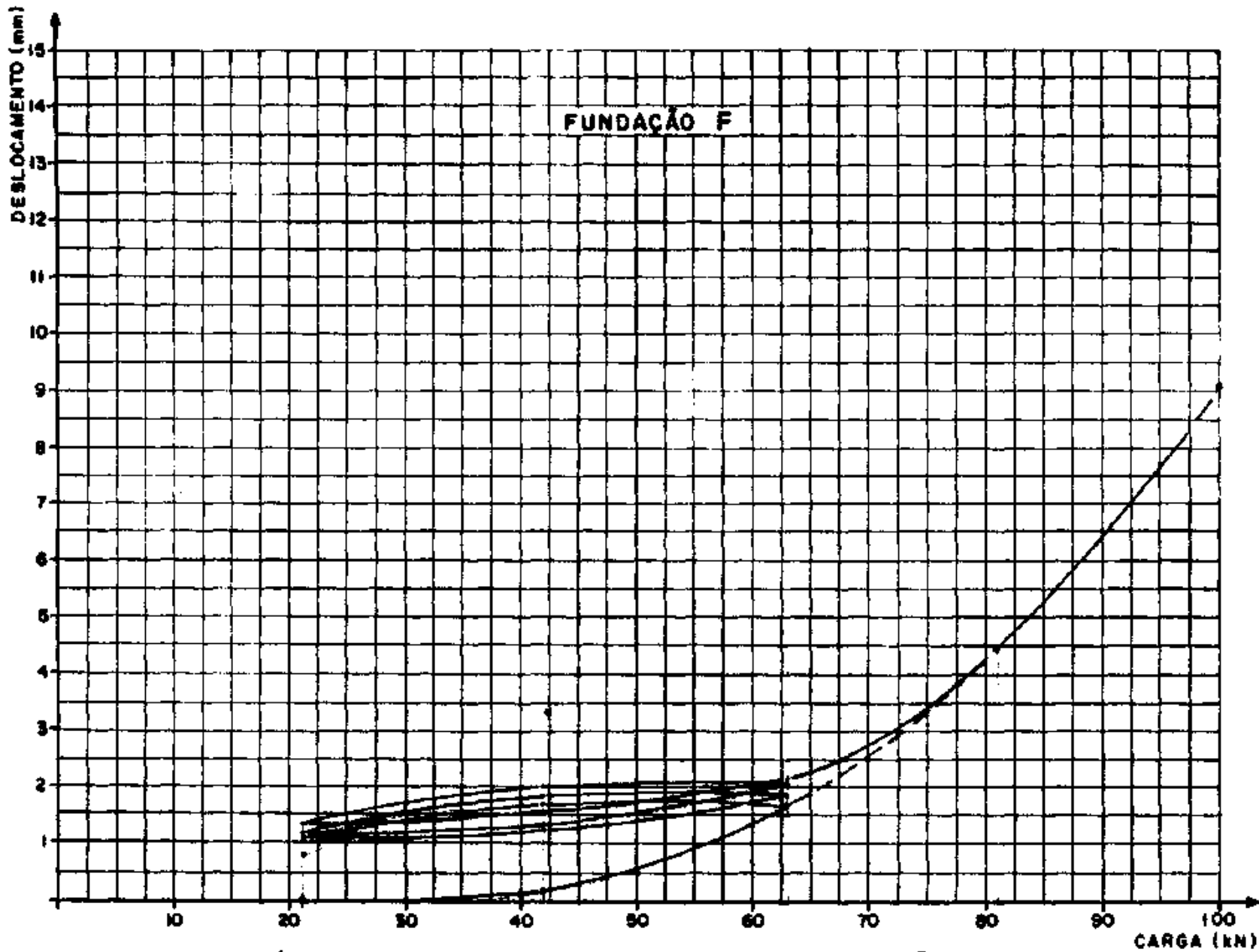


FIG. IV.29 - GRÁFICO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO - FUNDAÇÃO F

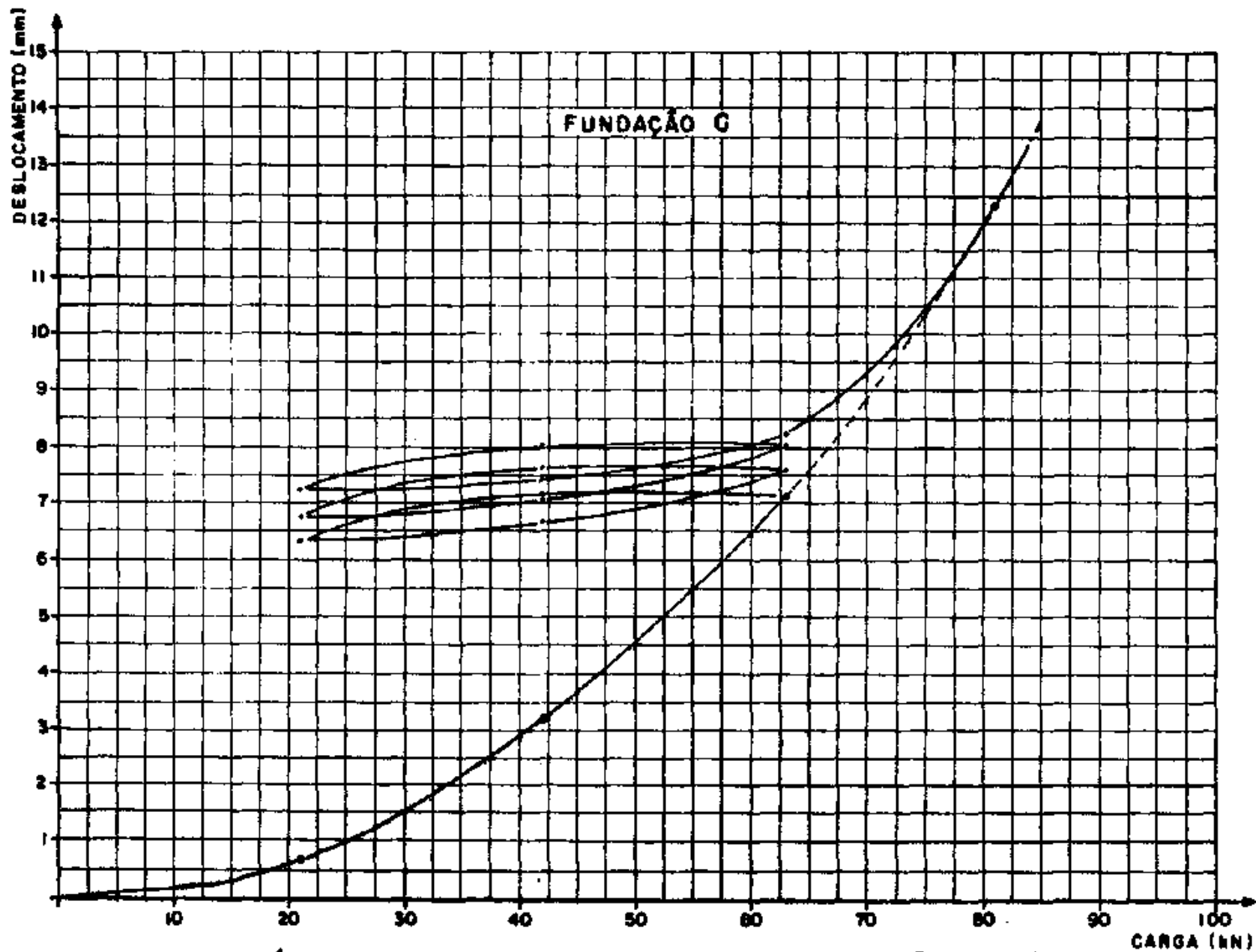


FIG. IV.30 - GRÁFICO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO - FUNDAÇÃO G

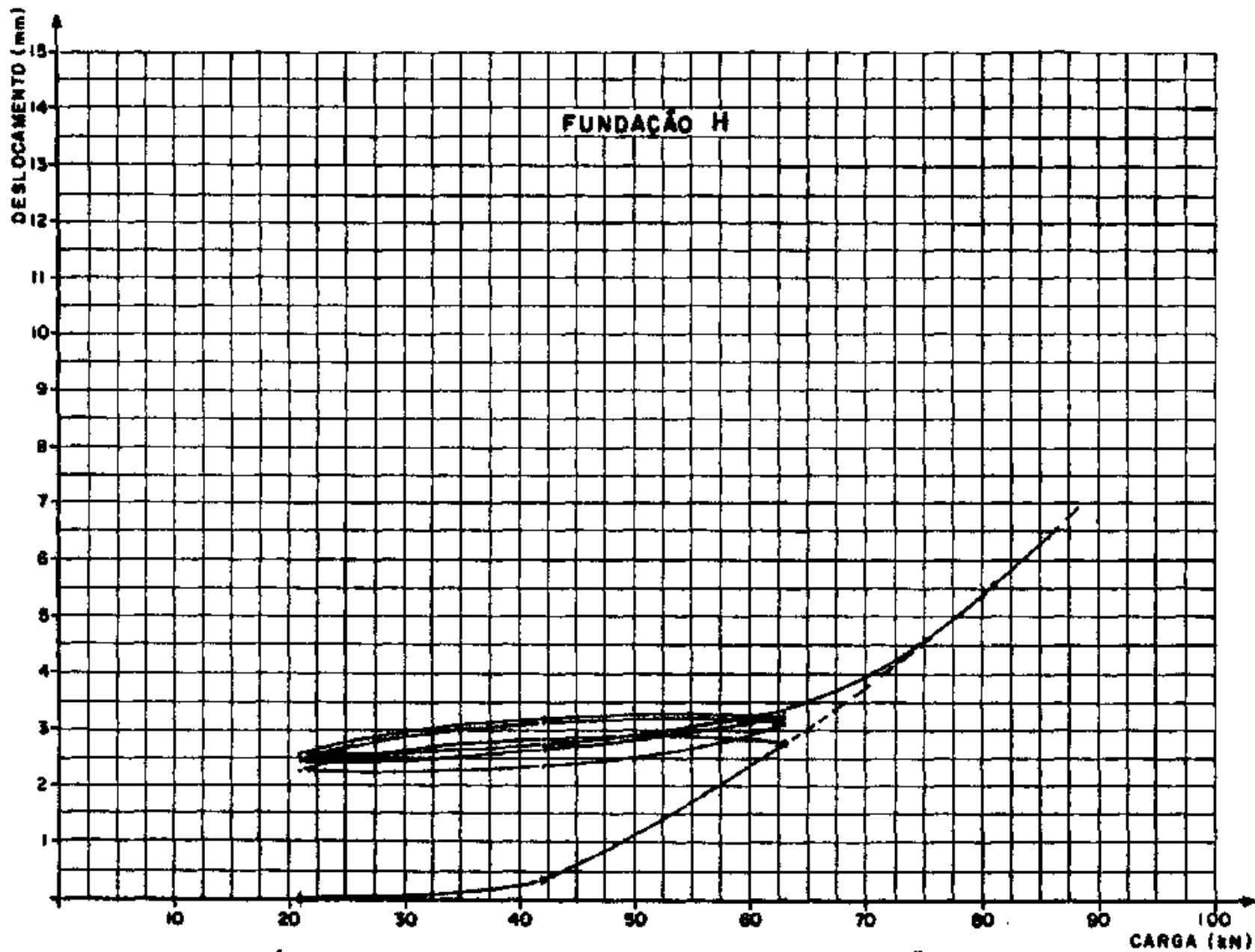


FIG. IV.31 - GRÁFICO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO - FUNDAÇÃO H

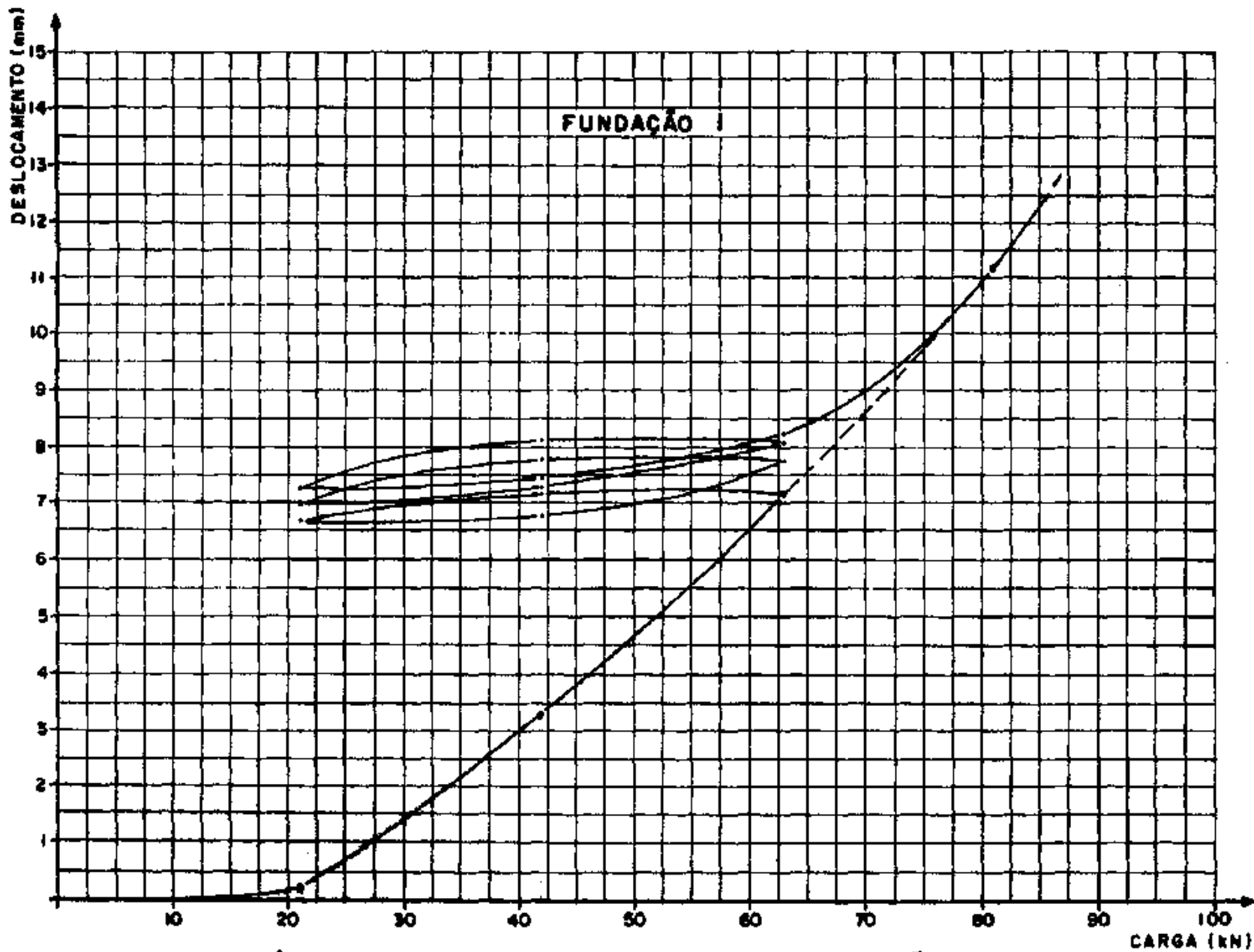
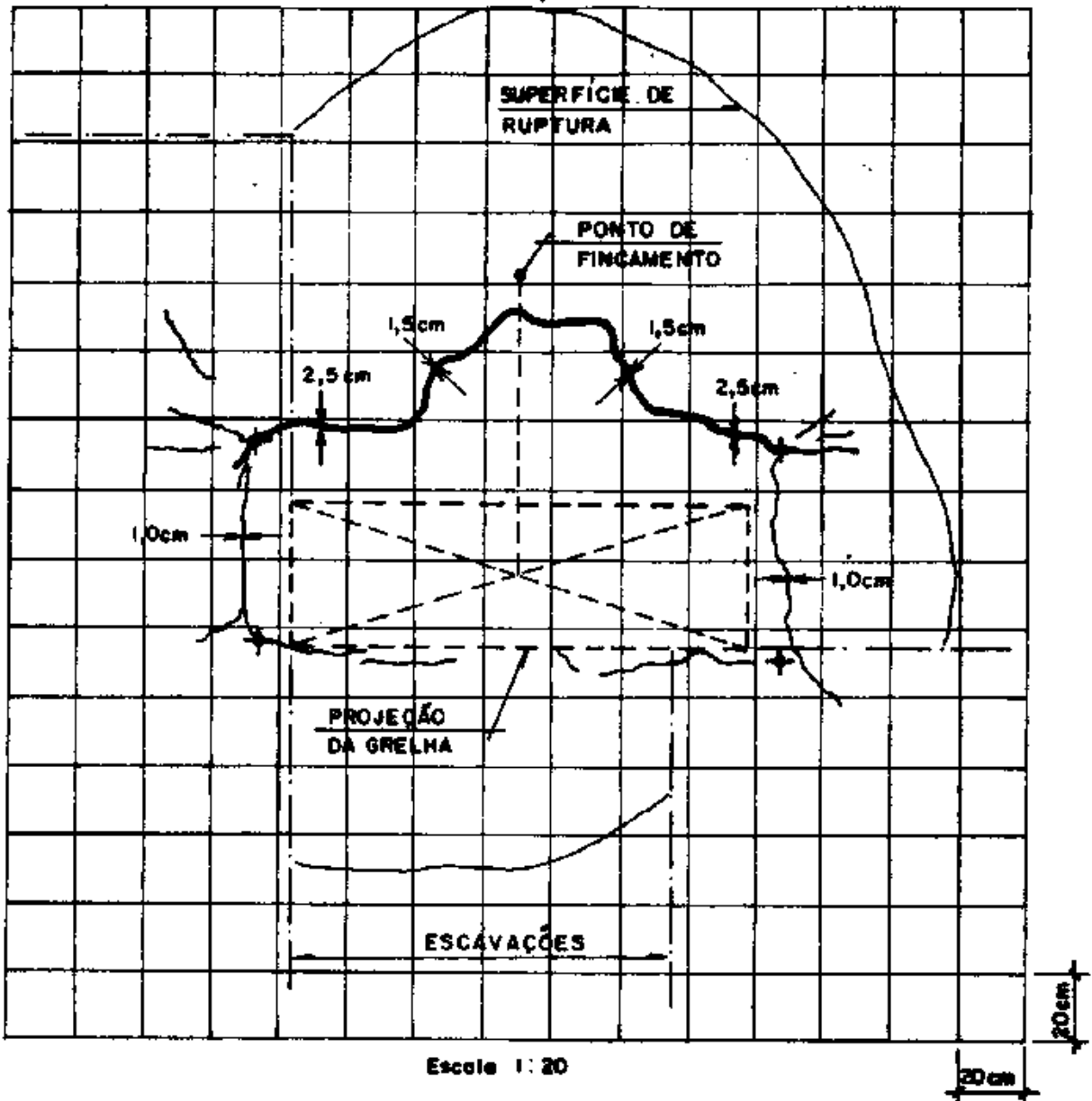


FIG. IV.32 - GRÁFICO DOS CICLOS DE CARREGAMENTO - FUNDAÇÃO I

FUNDAÇÃO A



Escala 1: 20

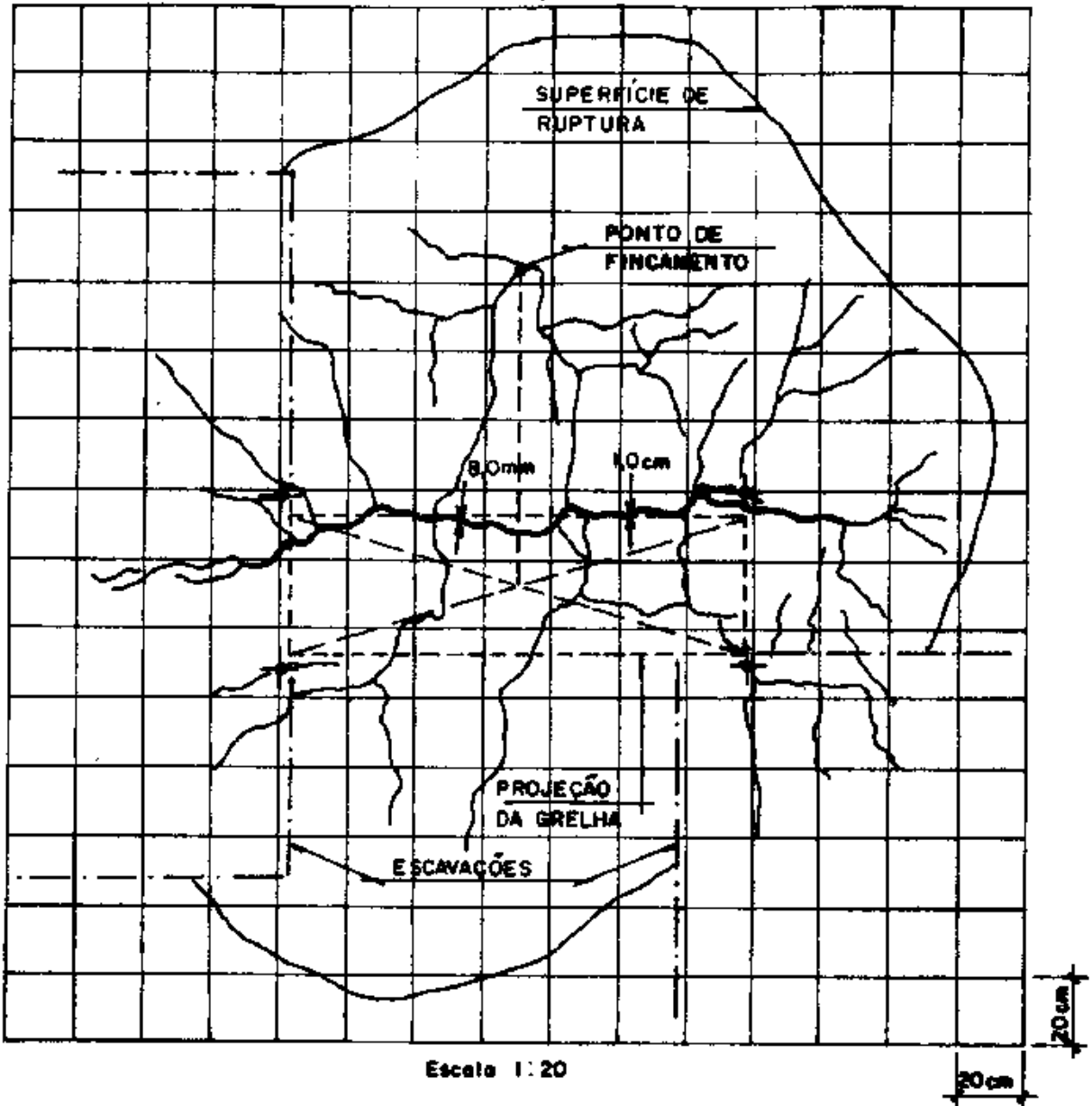
20cm

NOTAS

- 1) CARGA DE RUPTURA : 109 kN
- 2) TRINCAS VISÍVEIS A PARTIR DE 80kN
- 3) DIAGRAMA TRAÇADO PARA A CARGA DE RUPTURA.
- 4) A PROJEÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA FOI OBTIDA NA 2ª FASE DO TESTE
- 5) † - LIMITES DA ESCAVAÇÃO PARA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO

FIG. IV. 33 - DIAGRAMA DE TRINCAS SUPERFICIAIS - FUNDAÇÃO A

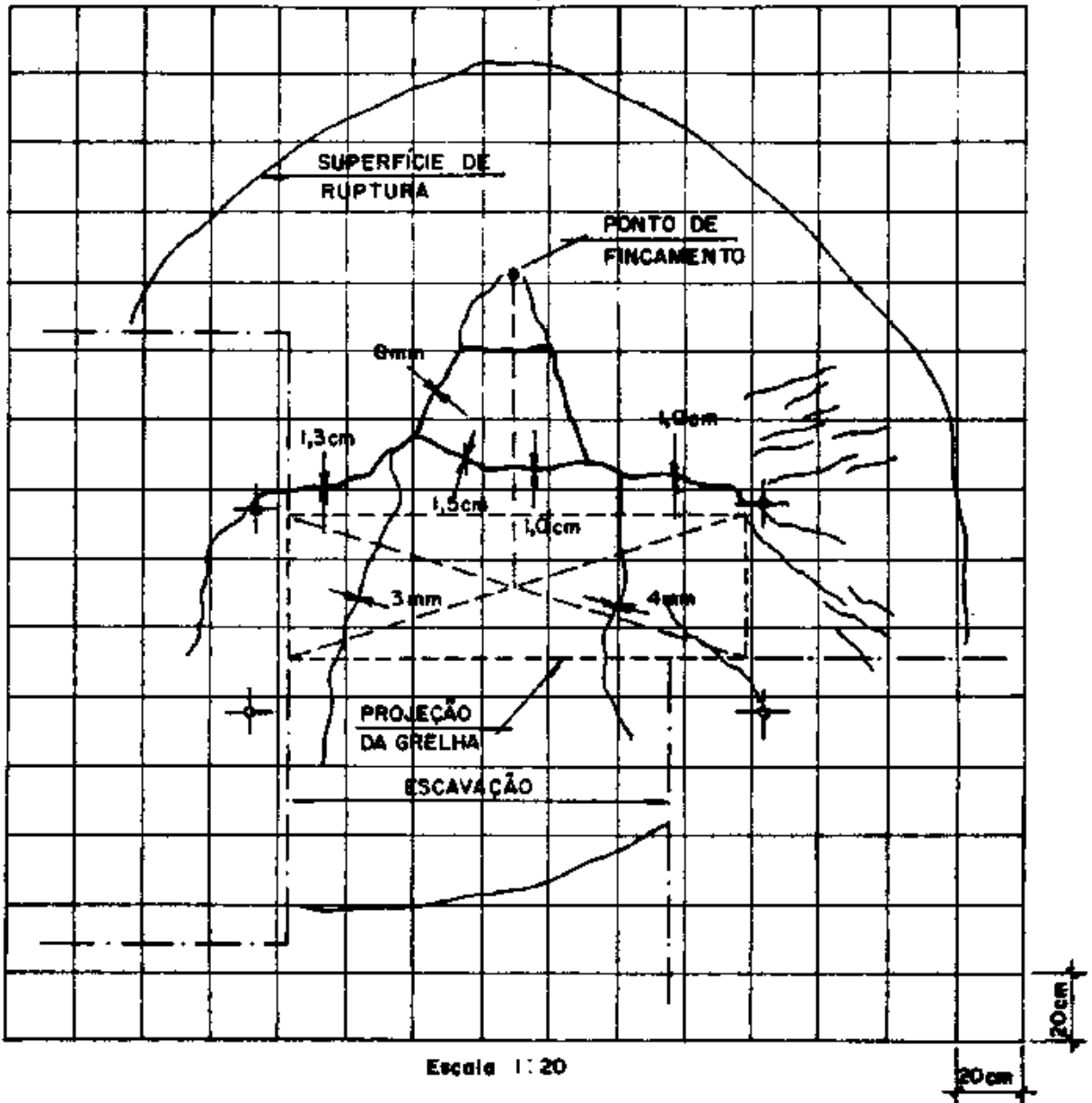
FUNDAÇÃO B

**NOTAS**

- 1) CARGA DE RUPTURA : 163 kN
- 2) TRINCAS VISÍVEIS A PARTIR DE 60kN
- 3) DIAGRAMA TRAÇADO PARA A CARGA DE RUPTURA.
- 4) A PROJEÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA FOI OBTIDA NA 2ª FASE DO TESTE
- 5) + - LIMITES DA ESCAVAÇÃO PARA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO

FIG. IV. 34 - DIAGRAMA DE TRINCAS SUPERFICIAIS - FUNDAÇÃO B

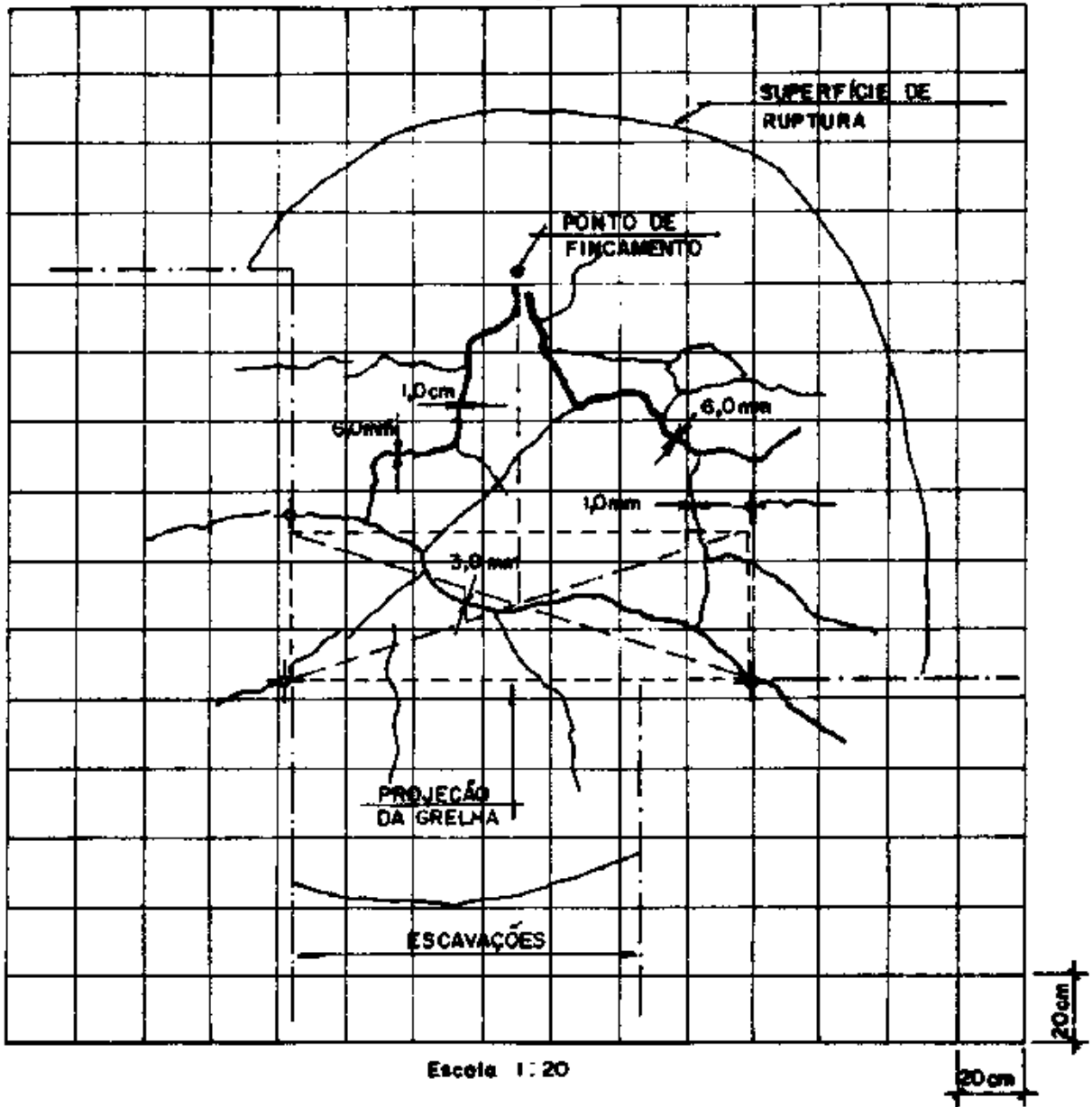
FUNDAÇÃO C

**NOTAS**

- 1) CARGA DE RUPTURA : 118 kN.
- 2) TRINCAS VISÍVEIS A PARTIR DE 80 kN.
- 3) DIAGRAMA TRAÇADO PARA A CARGA DE RUPTURA.
- 4) A PROJEÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA FOI OBTIDA NA 2ª FASE DO TESTE
- 5) † - LIMITES DA ESCAVAÇÃO PARA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO

FIG. IV. 35 - DIAGRAMA DE TRINCAS SUPERFICIAIS - FUNDAÇÃO C

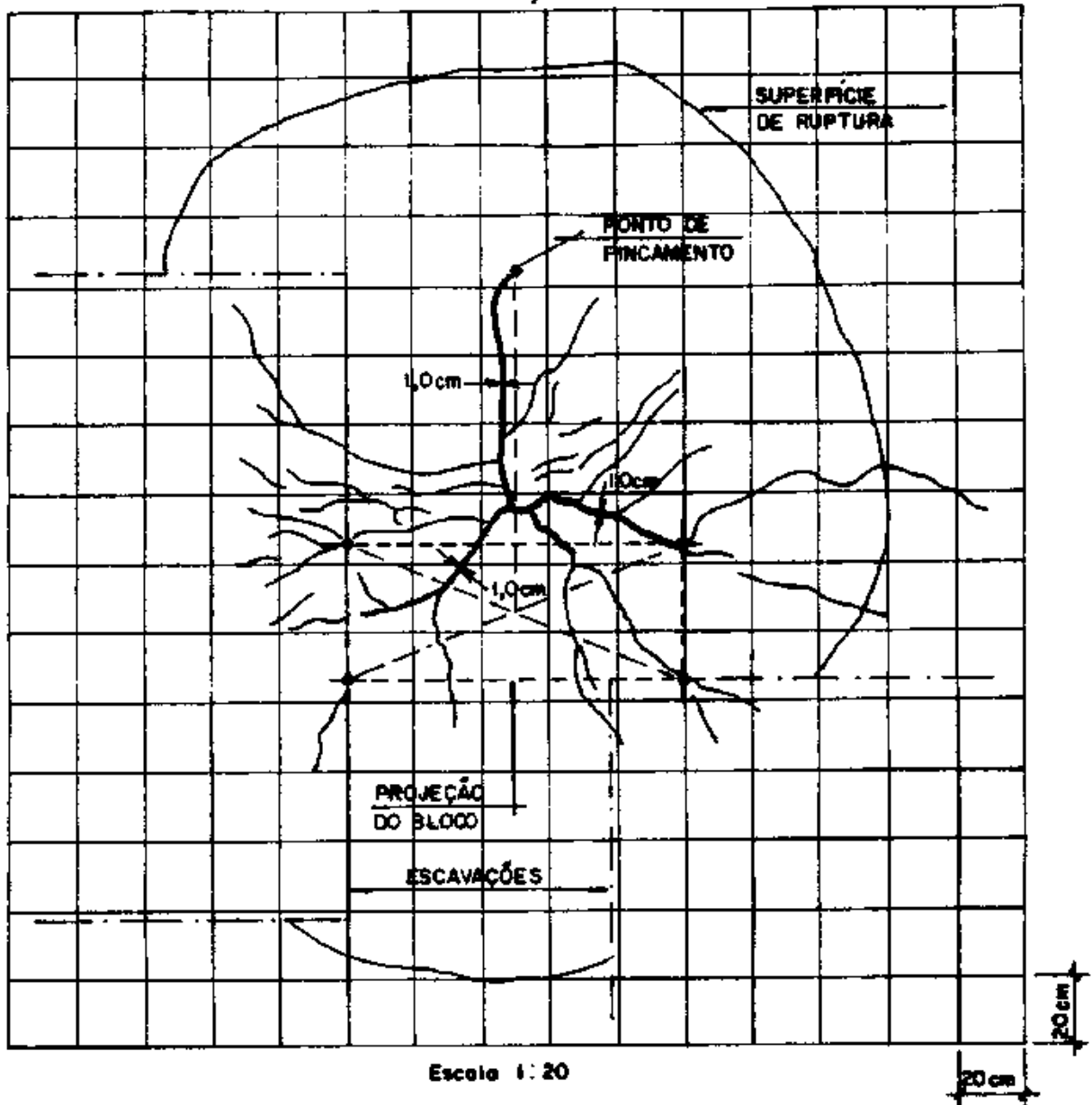
FUNDAÇÃO D

**NOTAS**

- 1) CARGA DE RUPTURA : 154 kN
- 2) TRINCAS VISÍVEIS A PARTIR DE 100 kN
- 3) DIAGRAMA TRAÇADO PARA A CARGA DE RUPTURA.
- 4) A PROJEÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA FOI OBTIDA NA 2ª FASE DO TESTE
- 5) † - LIMITES DA ESCAVAÇÃO PARA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO

FIG. IV. 36 - DIAGRAMA DE TRINCAS SUPERFICIAIS - FUNDAÇÃO D

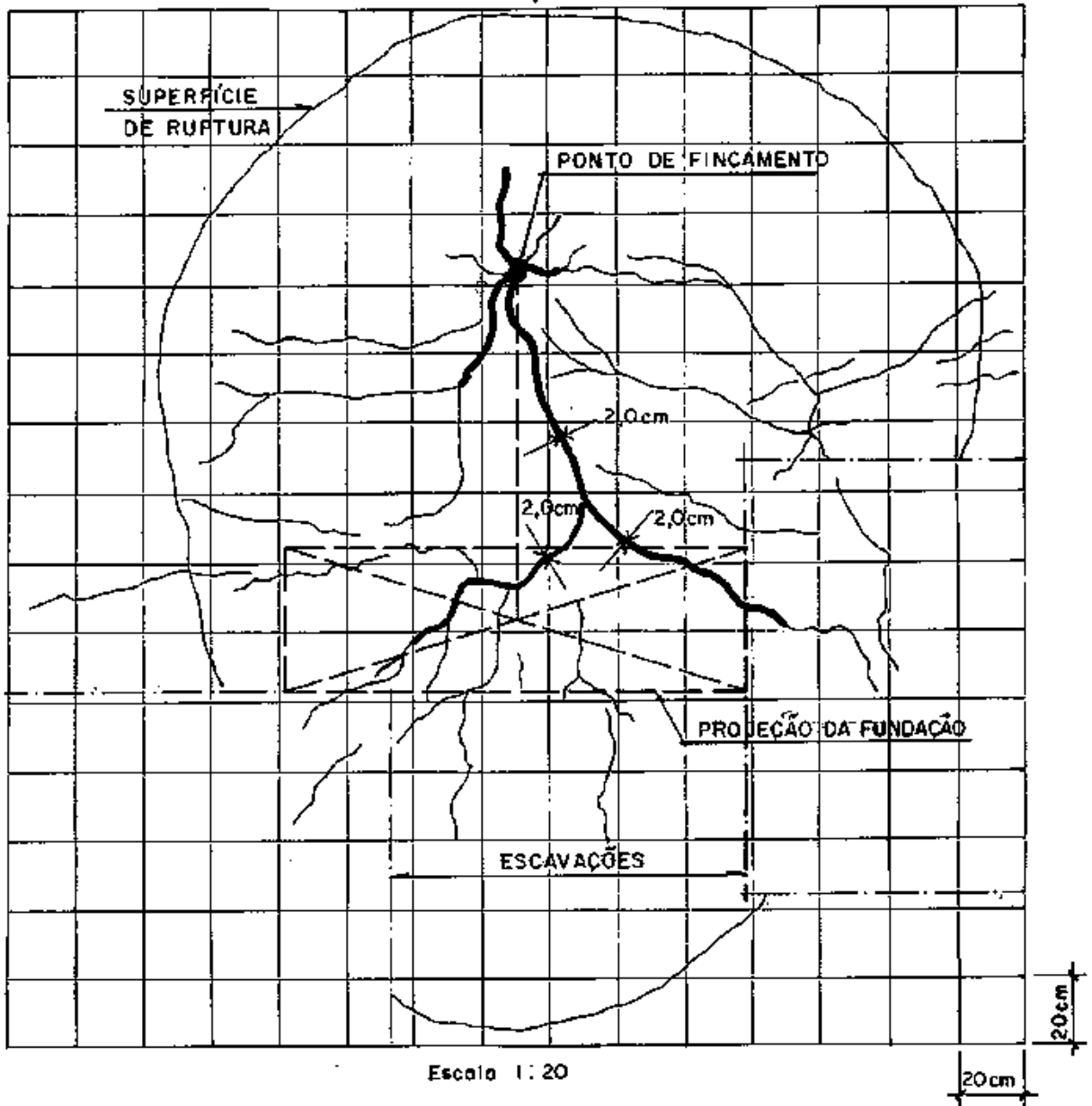
FUNDAÇÃO E

**NOTAS**

- 1) CARGA DE RUPTURA : 113 kN
- 2) TRINCAS VISÍVEIS A PARTIR DE (NÃO ANOTADO)
- 3) DIAGRAMA TRAÇADO PARA A CARGA DE RUPTURA.
- 4) A PROJEÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA FOI OBTIDA NA 2ª FASE DO TESTE
- 5) \oplus - LIMITES DA ESCAVAÇÃO PARA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO

FIG. IV. 37 - DIAGRAMA DE TRINCAS SUPERFICIAIS - FUNDAÇÃO E

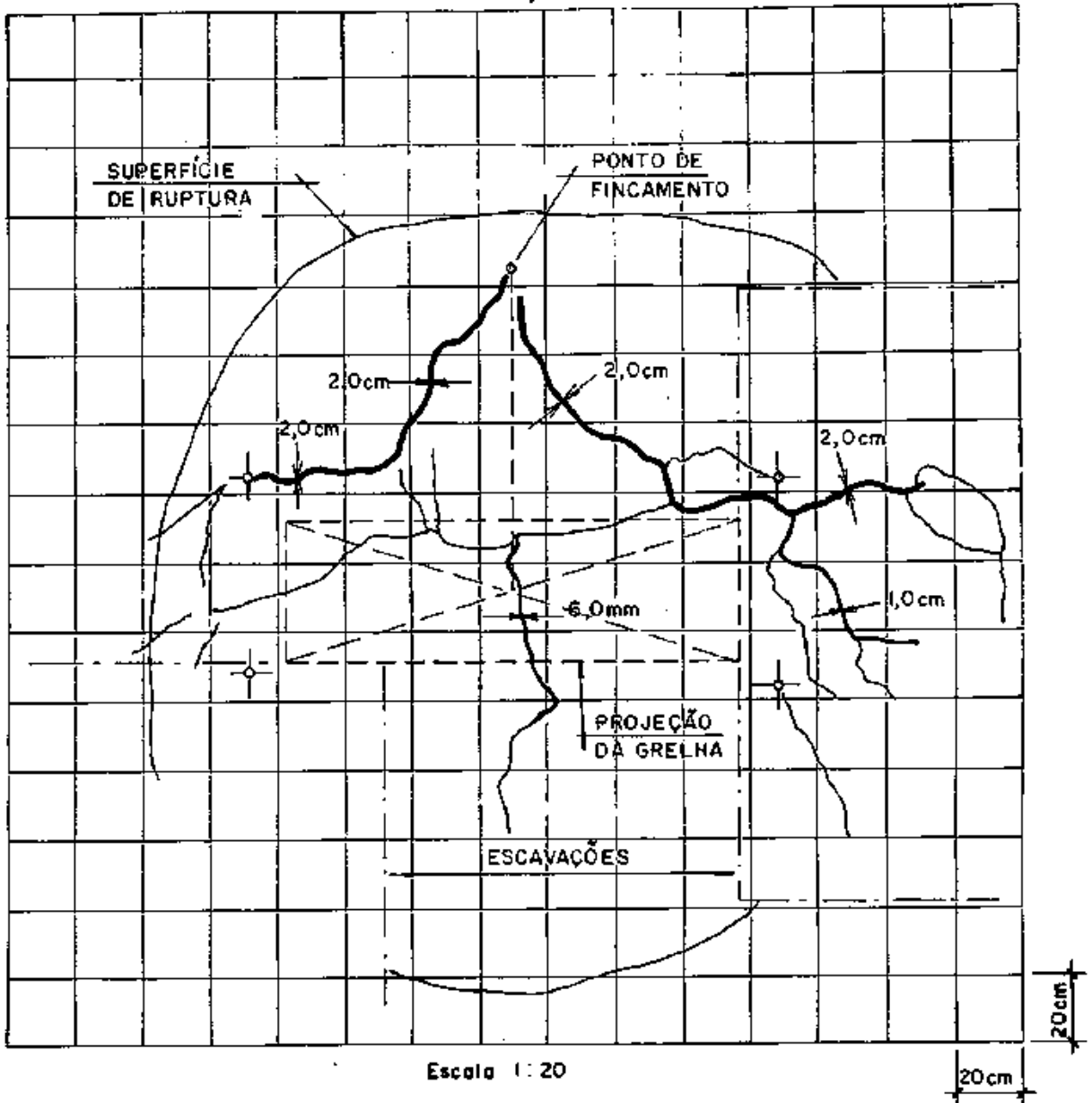
FUNDAÇÃO F

NOTAS

- 1) CARGA DE RUPTURA : 182 kN
- 2) TRINCAS VISÍVEIS A PARTIR DE
- 3) DIAGRAMA TRAÇADO PARA A CARGA DE RUPTURA.
- 4) A PROJEÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA FOI OBTIDA NA 2ª FASE DO TESTE
- 5) † - LIMITES DA ESCAVAÇÃO PARA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO

FIG. IV. 38 - DIAGRAMA DE TRINCAS SUPERFICIAIS - FUNDAÇÃO F

FUNDAÇÃO G



Escala 1:20

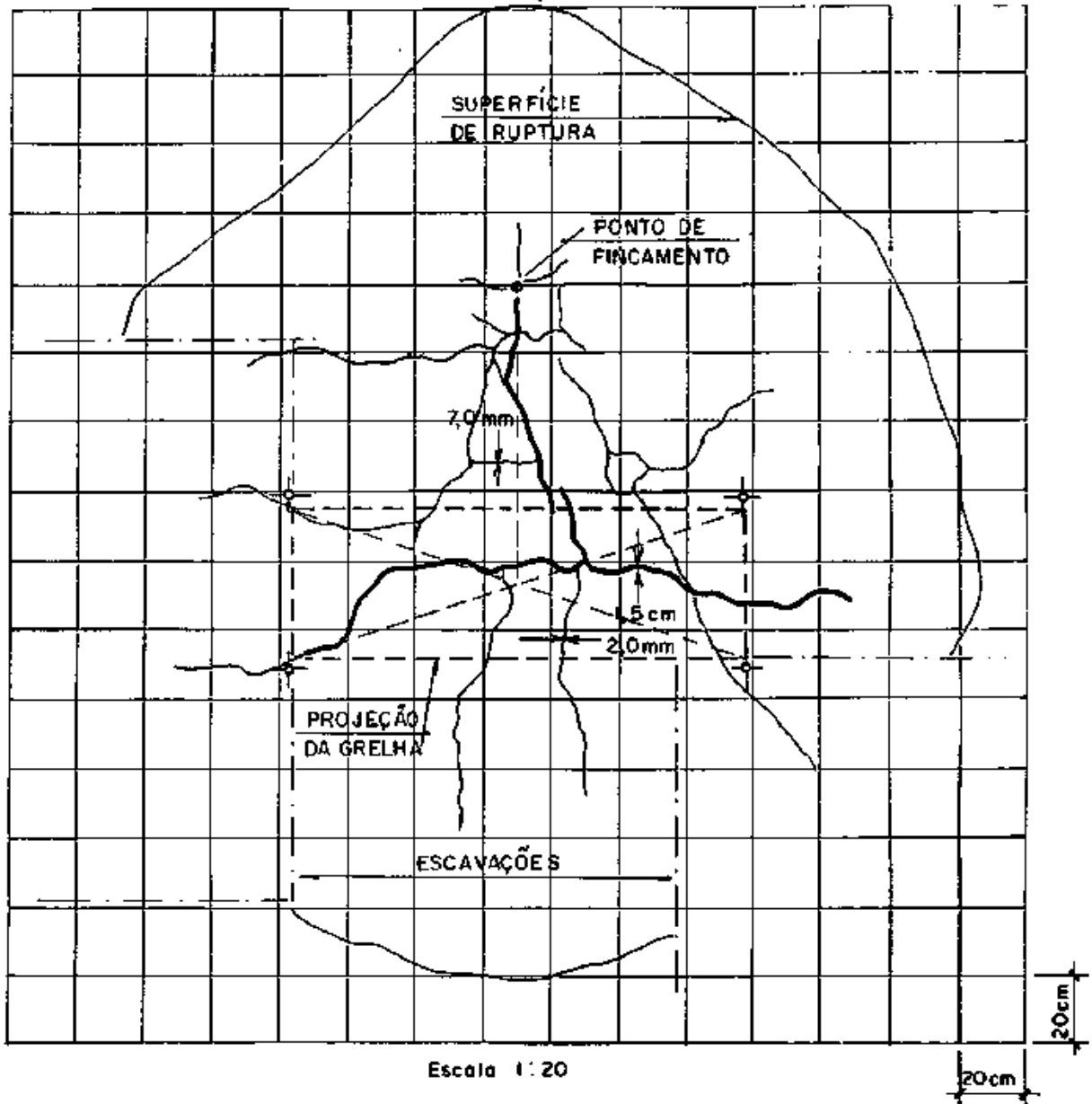
20cm

NOTAS

- 1) CARGA DE RUPTURA : 145kN
- 2) TRINCAS VISÍVEIS A PARTIR DE 100 kN
- 3) DIAGRAMA TRAÇADO PARA A CARGA DE RUPTURA.
- 4) A PROJEÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA FOI OBTIDA NA 2ª FASE DO TESTE
- 5) ϕ - LIMITES DA ESCAVAÇÃO PARA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO

FIG. IV. 39 - DIAGRAMA DE TRINCAS SUPERFICIAIS - FUNDAÇÃO G

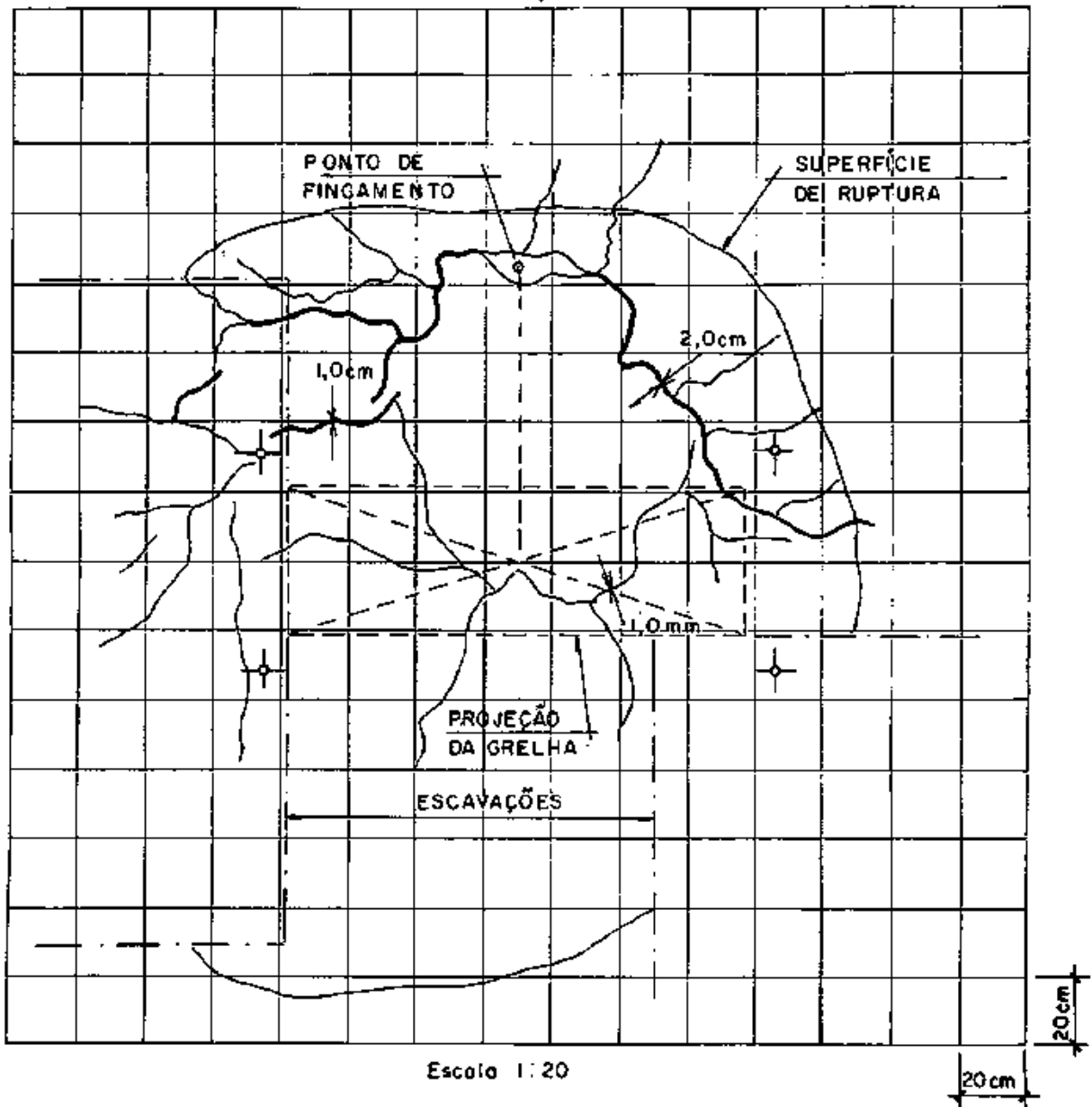
FUNDAÇÃO H

NOTAS

- 1) CARGA DE RUPTURA : 191 kN
- 2) TRINCAS VISÍVEIS A PARTIR DE 140 kN
- 3) DIAGRAMA TRAÇADO PARA A CARGA DE RUPTURA.
- 4) A PROJEÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA FOI OBTIDA NA 2ª FASE DO TESTE
- 5) ✦ - LIMITES DA ESCAVAÇÃO PARA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO

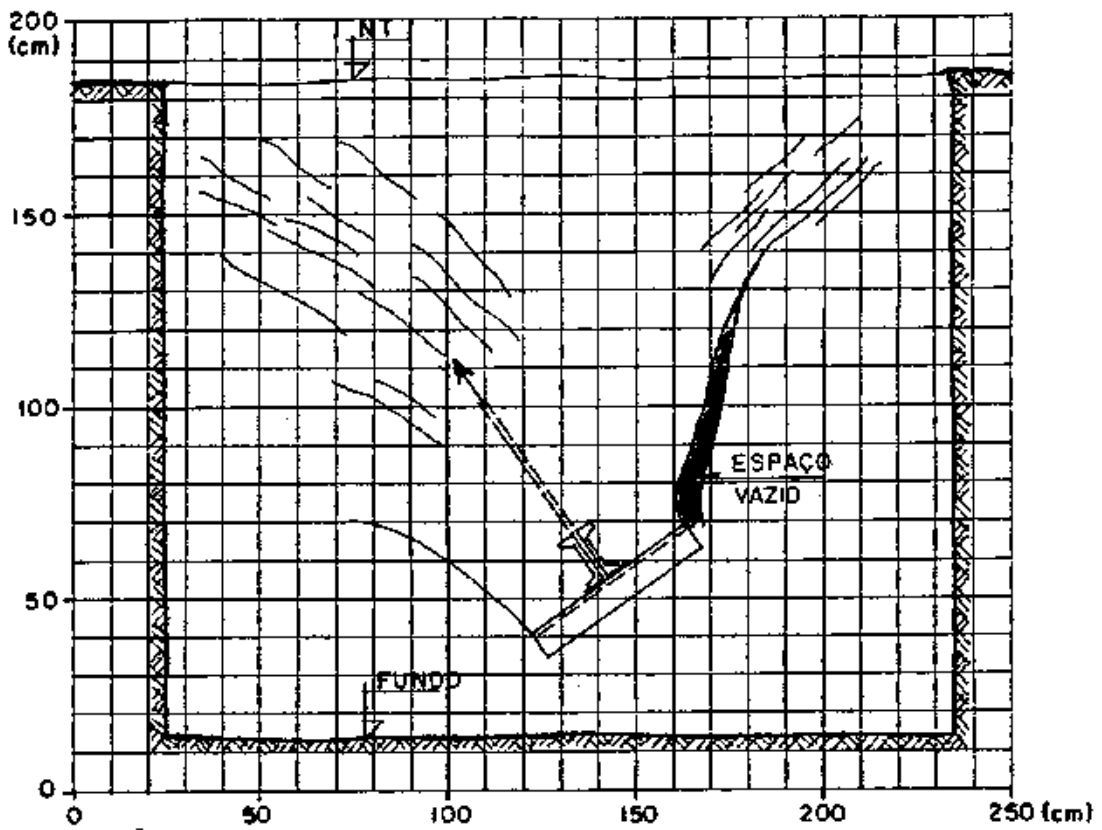
FIG. IV. 40 - DIAGRAMA DE TRINCAS SUPERFICIAIS - FUNDAÇÃO H

FUNDAÇÃO I

NOTAS

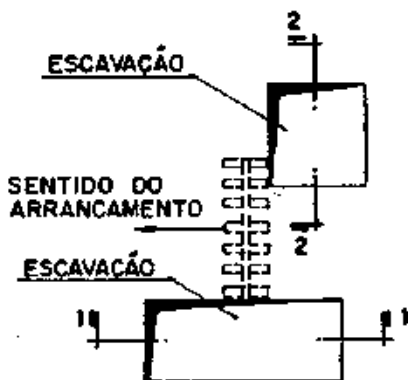
- 1) CARGA DE RUPTURA : 145 kN
- 2) TRINCAS VISÍVEIS A PARTIR DE 100 kN
- 3) DIAGRAMA TRAÇADO PARA A CARGA DE RUPTURA.
- 4) A PROJEÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA FOI OBTIDA NA 2ª FASE DO TESTE
- 5) ✦ - LIMITES DA ESCAVAÇÃO PARA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO

FIG. IV. 41 - DIAGRAMA DE TRINCAS SUPERFICIAIS - FUNDAÇÃO I



VISTA 1-1 (Esc. 1:20)

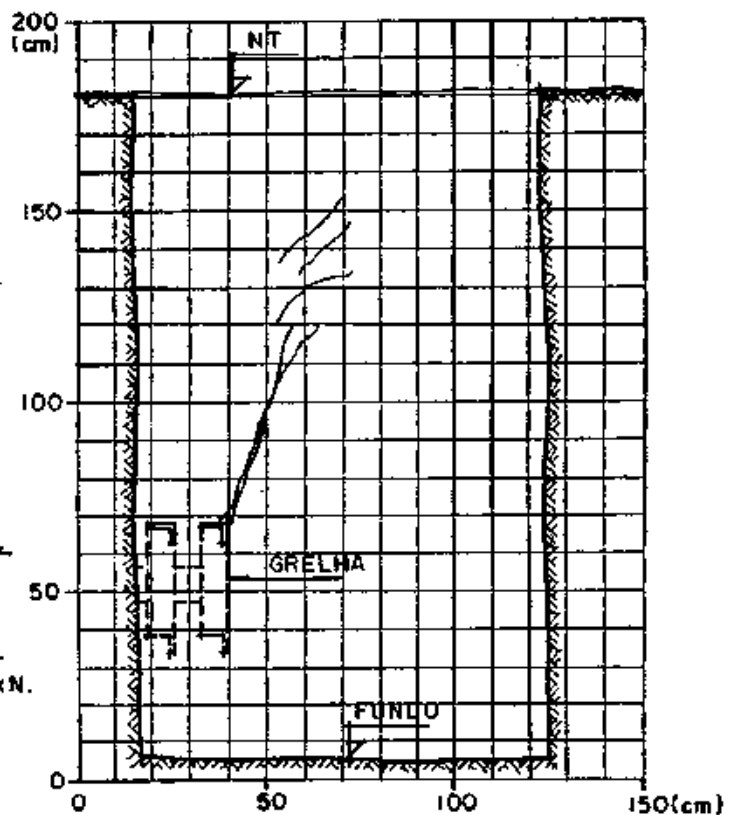
FUNDAÇÃO: A
CARGA DE RUPTURA: 109 kN



ESQUEMA DAS ESCAVACÕES

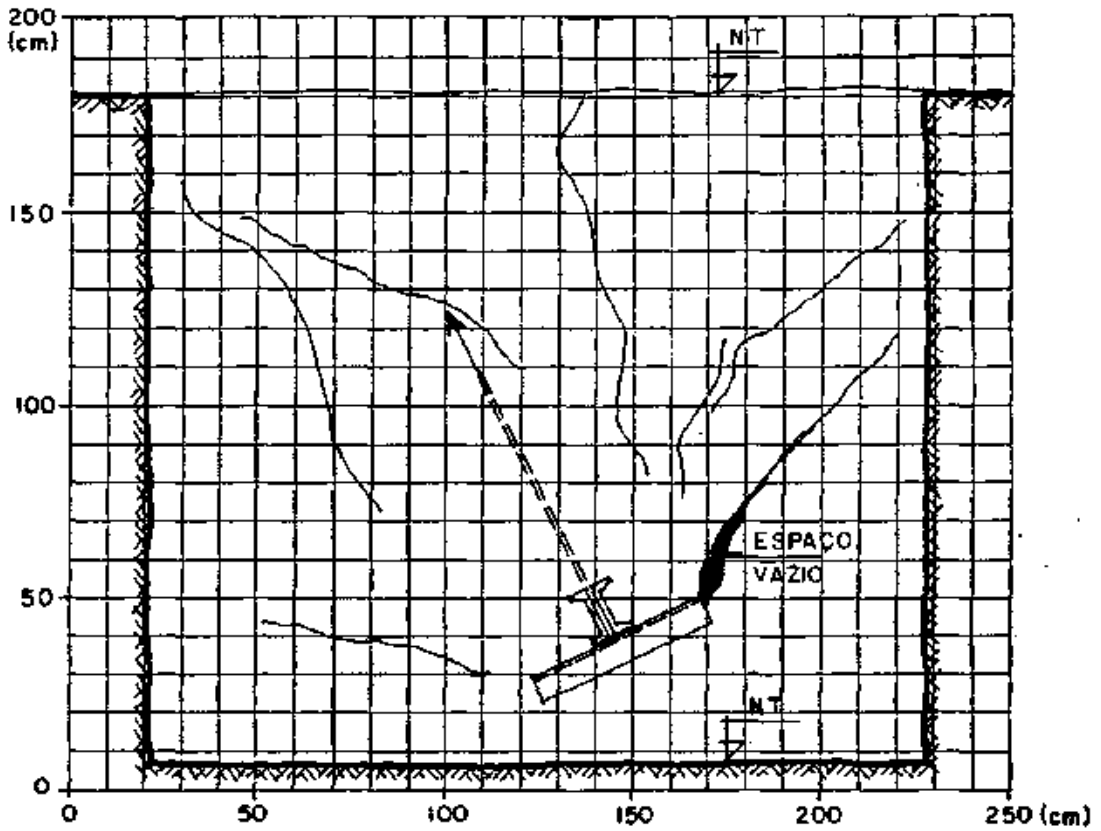
NOTA

- AS TRINCAS FORAM REGISTRA-
DAS PARA UMA CARGA DE 100 kN.



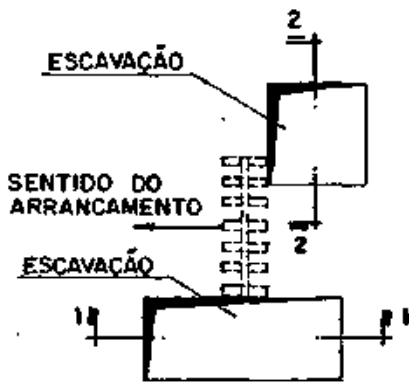
VISTA 2-2 (Esc. 1:20)

FIG. IV. 42 - TRINCAS EM PROFUNDIDADE - FUNDAÇÃO A



VISTA 1-1 (Esc. 1:20)

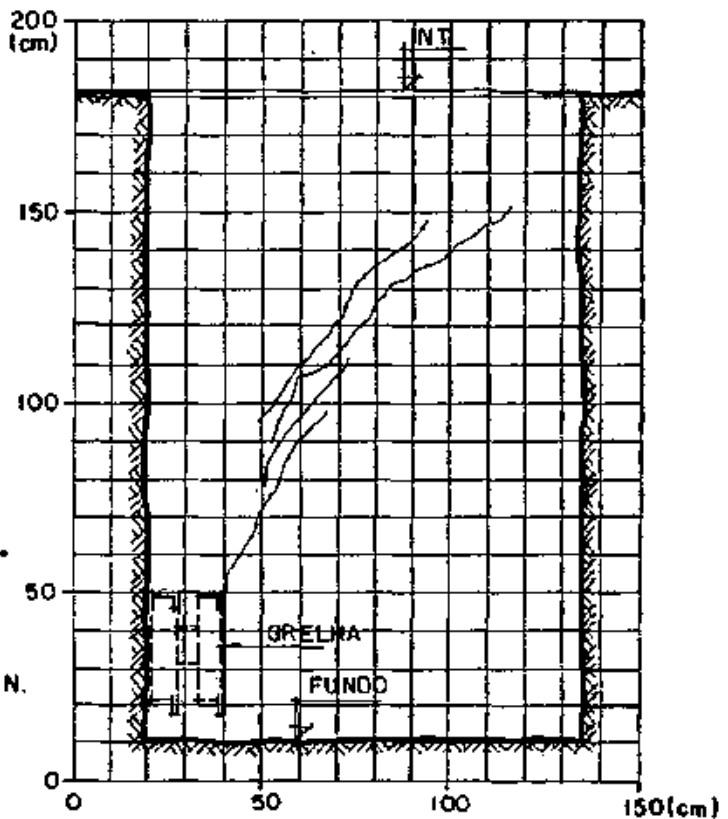
FUNDAÇÃO: B
CARGA DE RUPTURA: 163 kN



ESQUEMA DAS ESCAVAÇÕES

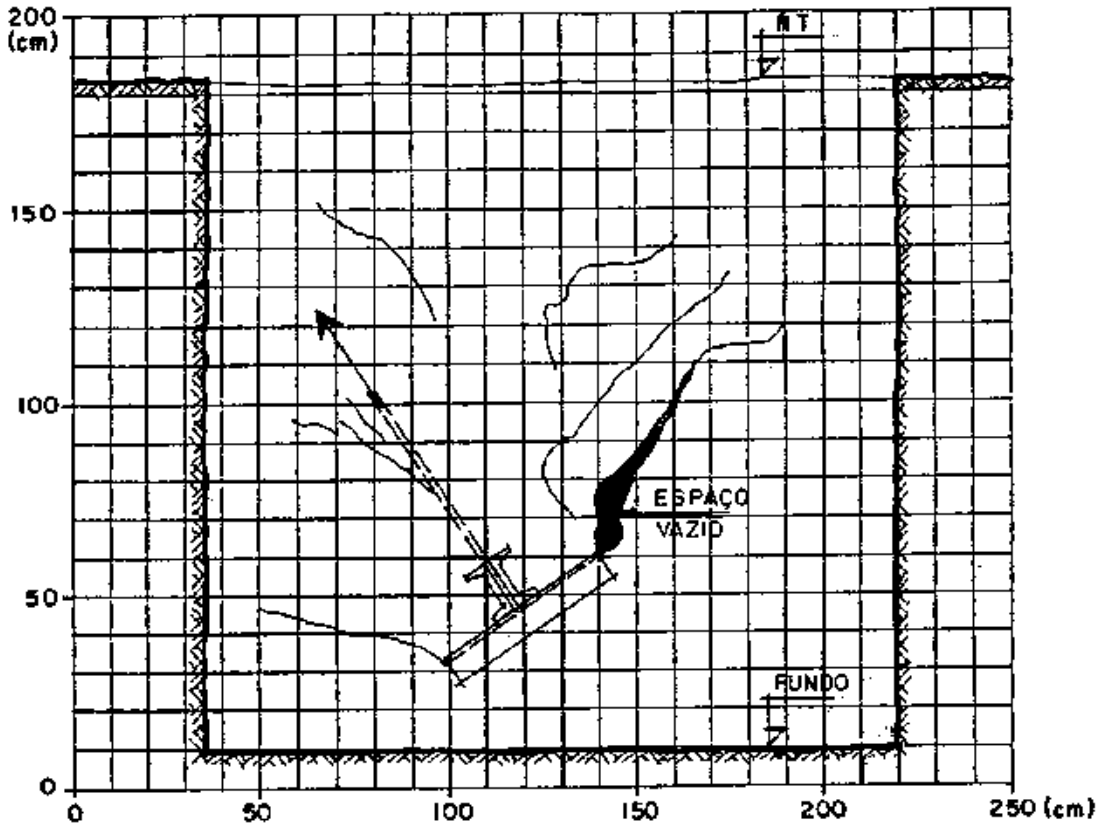
NOTA

- AS TRINCAS FORAM REGISTRADAS PARA UMA CARGA DE 100 kN.



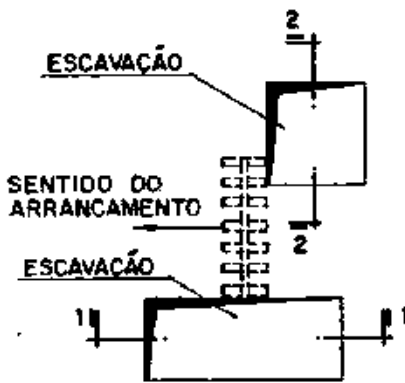
VISTA 2-2 (Esc. 1:20)

FIG. IV. 43. - TRINCAS EM PROFUNDIDADE - FUNDAÇÃO B



VISTA 1-1 (Esc. 1:20)

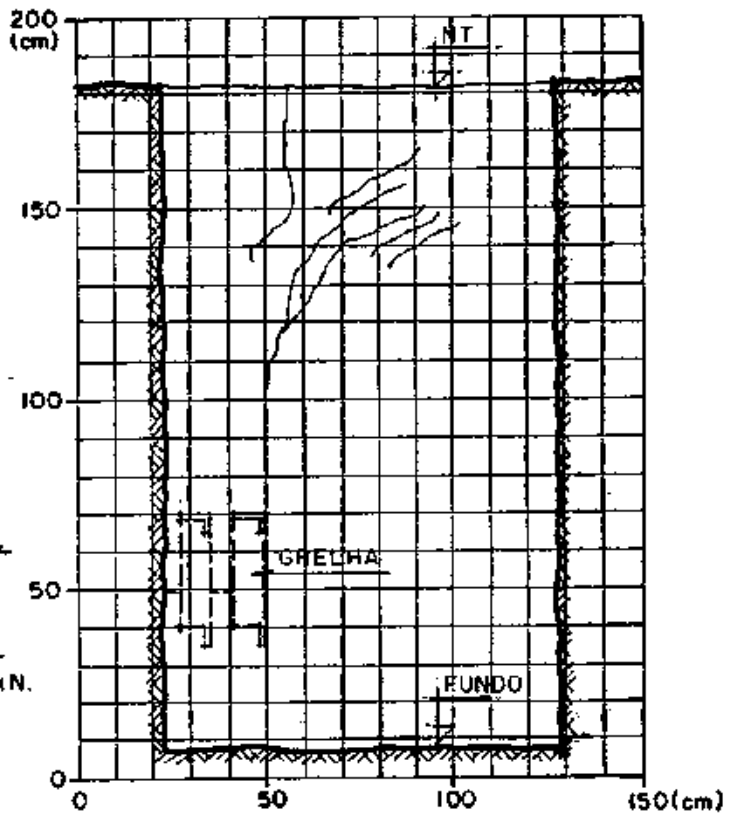
FUNDAÇÃO: C
CARGA DE RUPTURA: 118 kN



ESQUEMA DAS ESCAVAÇÕES

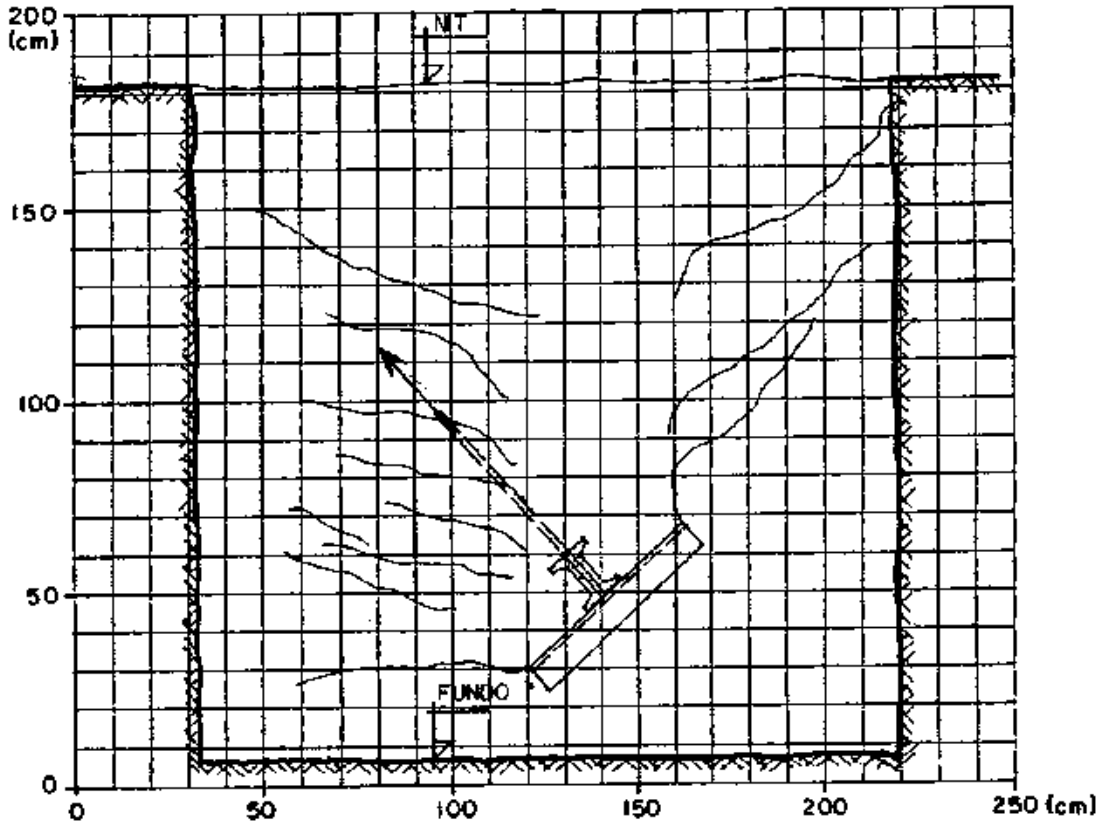
NOTA

- AS TRINCAS FORAM REGISTRADAS PARA UMA CARGA DE 70 kN.



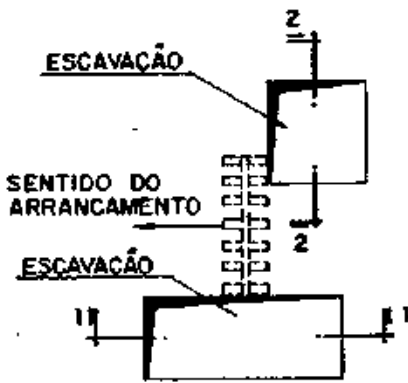
VISTA 2-2 (Esc. 1:20)

FIG. IV. 44 - TRINCAS EM PROFUNDIDADE - FUNDAÇÃO C



VISTA 1-1 (Esc. 1:20)

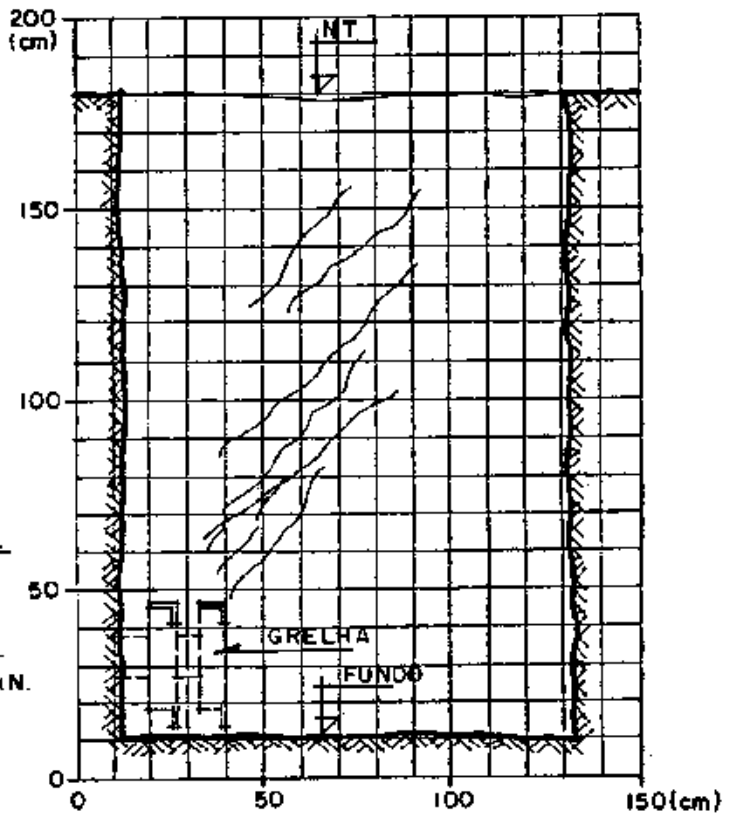
FUNDAÇÃO: D
CARGA DE RUPTURA: 154 kN



ESQUEMA DAS ESCAVAÇÕES

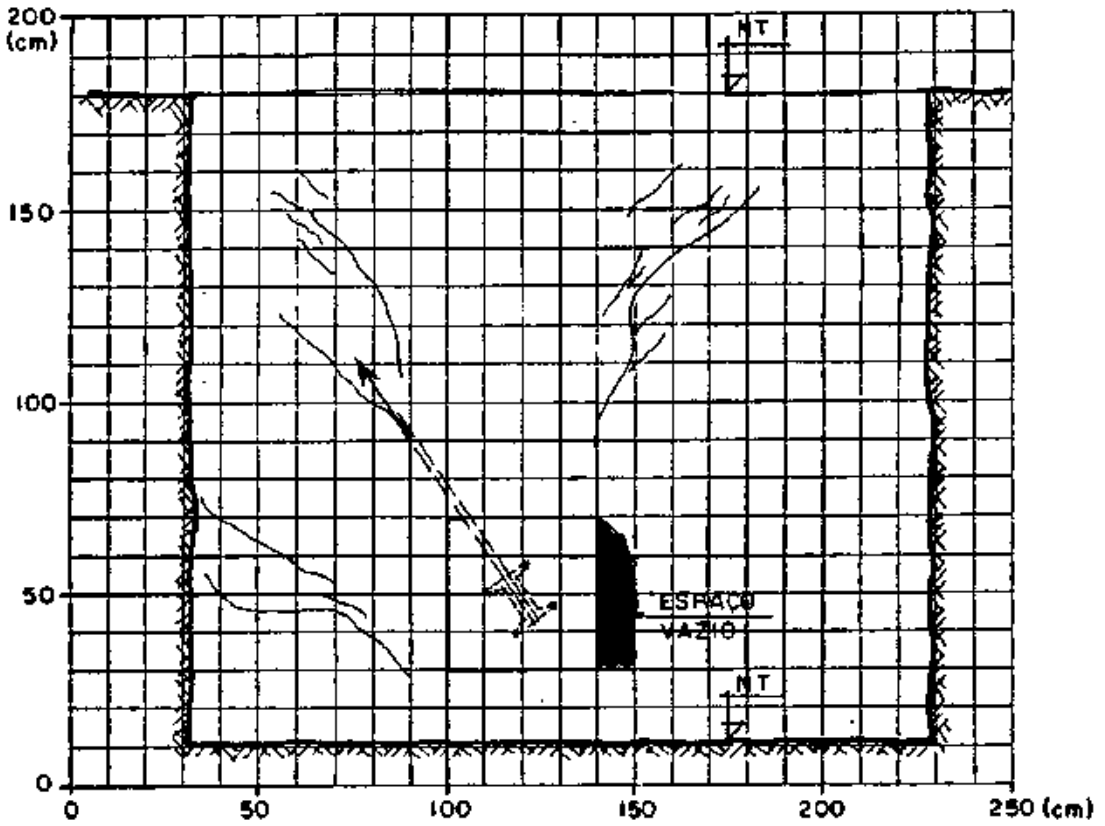
NOTA

- AS TRINCAS FORAM REGISTADAS PARA UMA CARGA DE 110 kN.



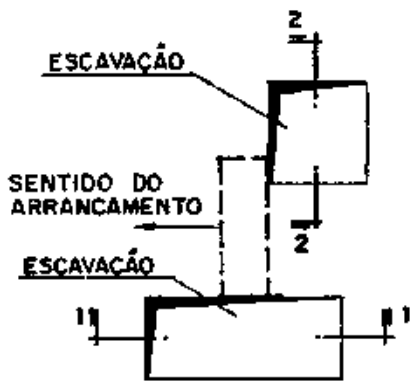
VISTA 2-2 (Esc. 1:20)

FIG. IV. 45 - TRINCAS EM PROFUNDIDADE - FUNDAÇÃO D



VISTA 1-1 (Esc. 1:20)

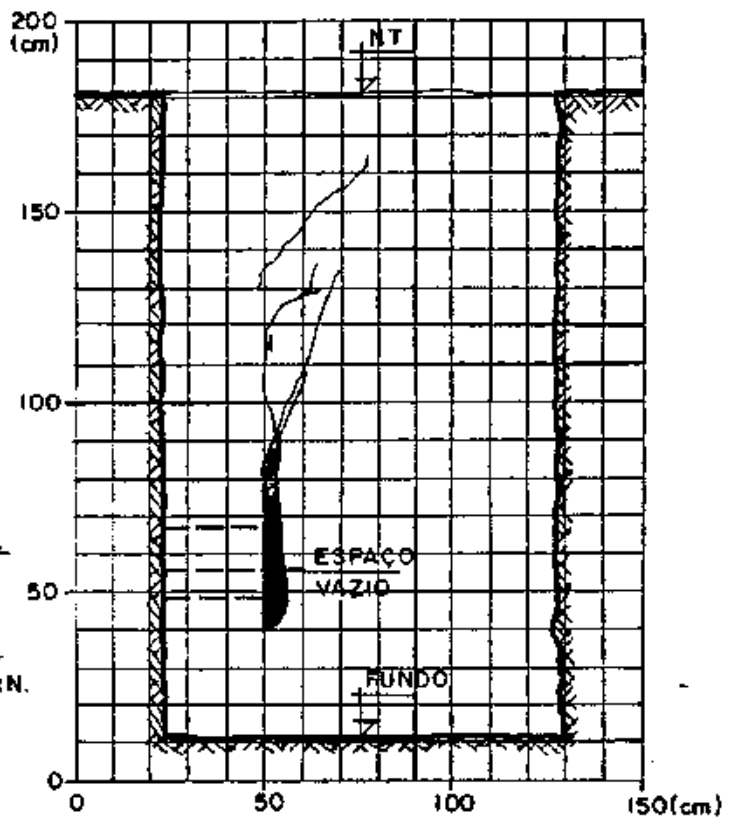
FUNDAÇÃO: E
CARGA DE RUPTURA: 113 kN



ESQUEMA DAS ESCAVAÇÕES

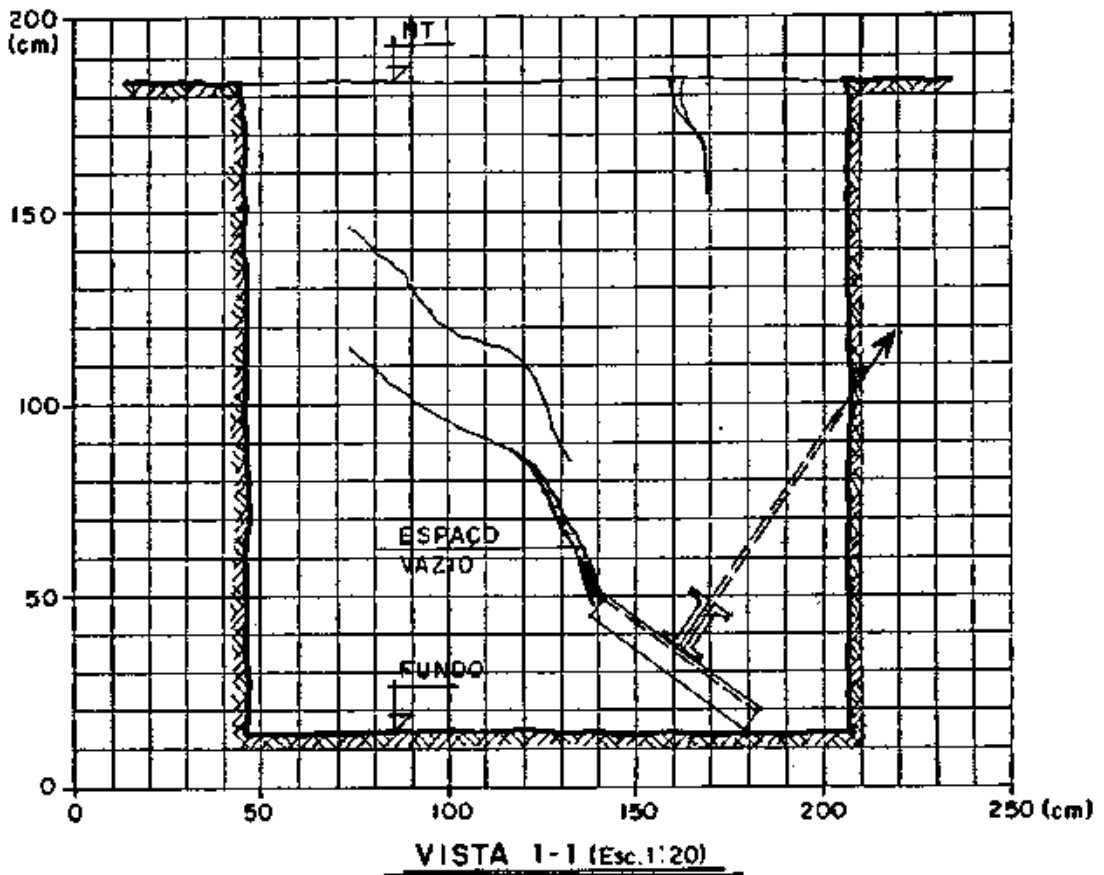
NOTA

- AS TRINCAS FORAM REGISTRADAS PARA UMA CARGA DE 70 kN.

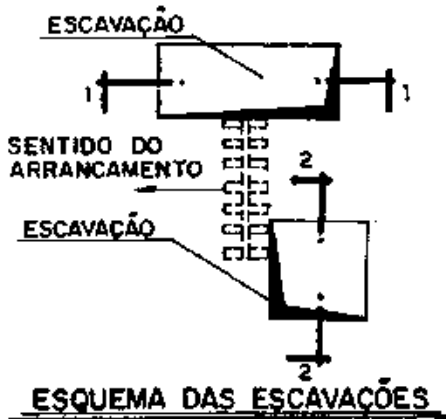


VISTA 2-2 (Esc. 1:20)

FIG. IV. 46 - TRINCAS EM PROFUNDIDADE - FUNDAÇÃO E



FUNDAÇÃO: F
CARGA DE RUPTURA: 182 kN



NOTA

- AS TRINCAS FORAM REGISTRADAS PARA UMA CARGA DE — kN. (NÃO ANOTADO)

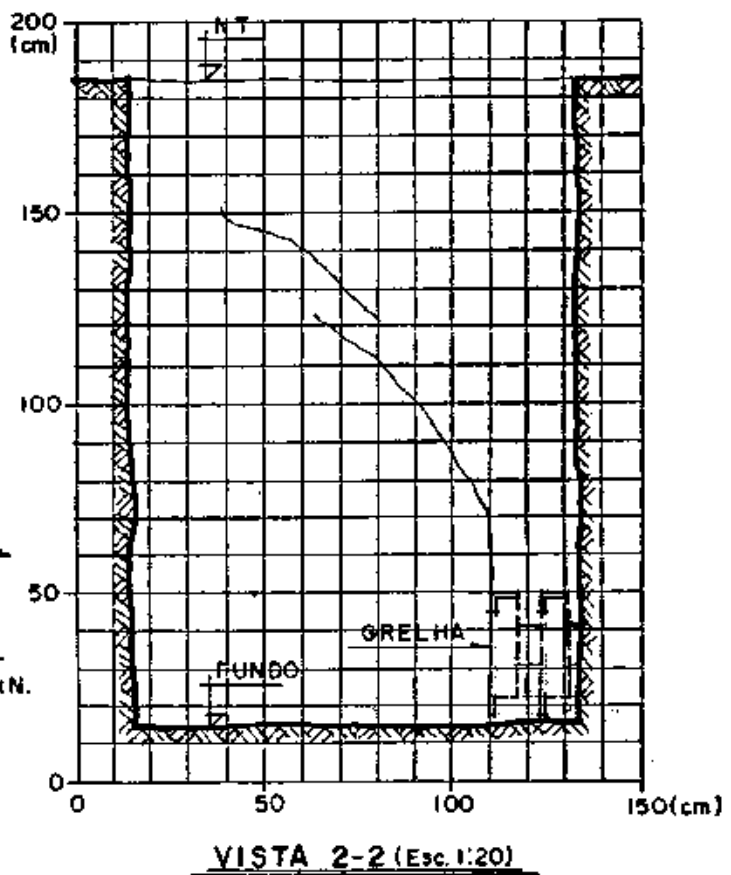
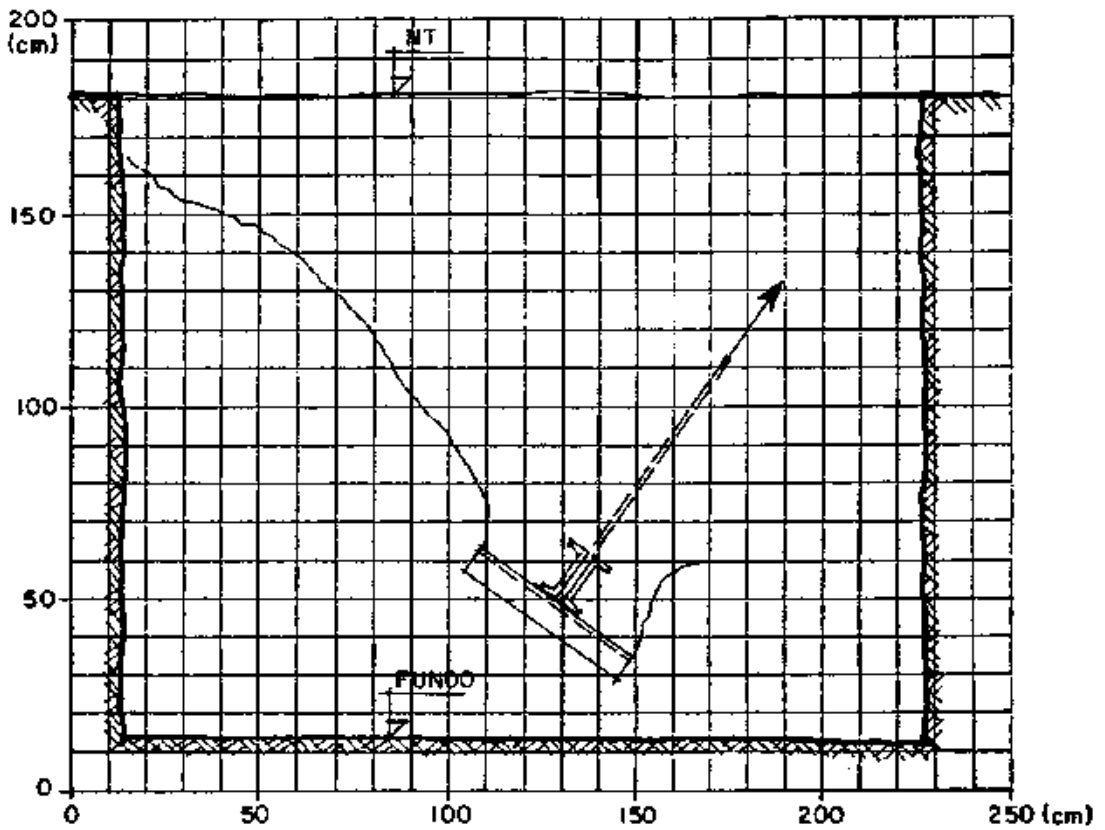
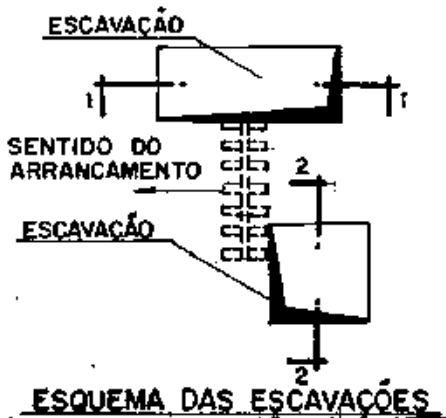


FIG. IV. 47 - TRINCAS EM PROFUNDIDADE - FUNDAÇÃO F

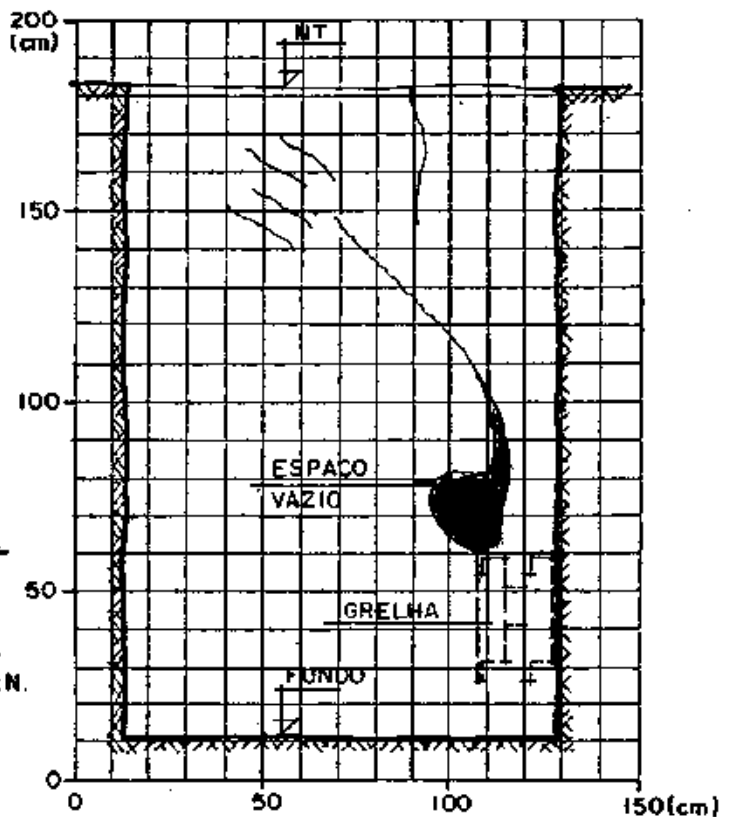


VISTA 1-1 (Esc. 1:20)

FUNDAÇÃO: G
CARGA DE RUPTURA: 145 kN

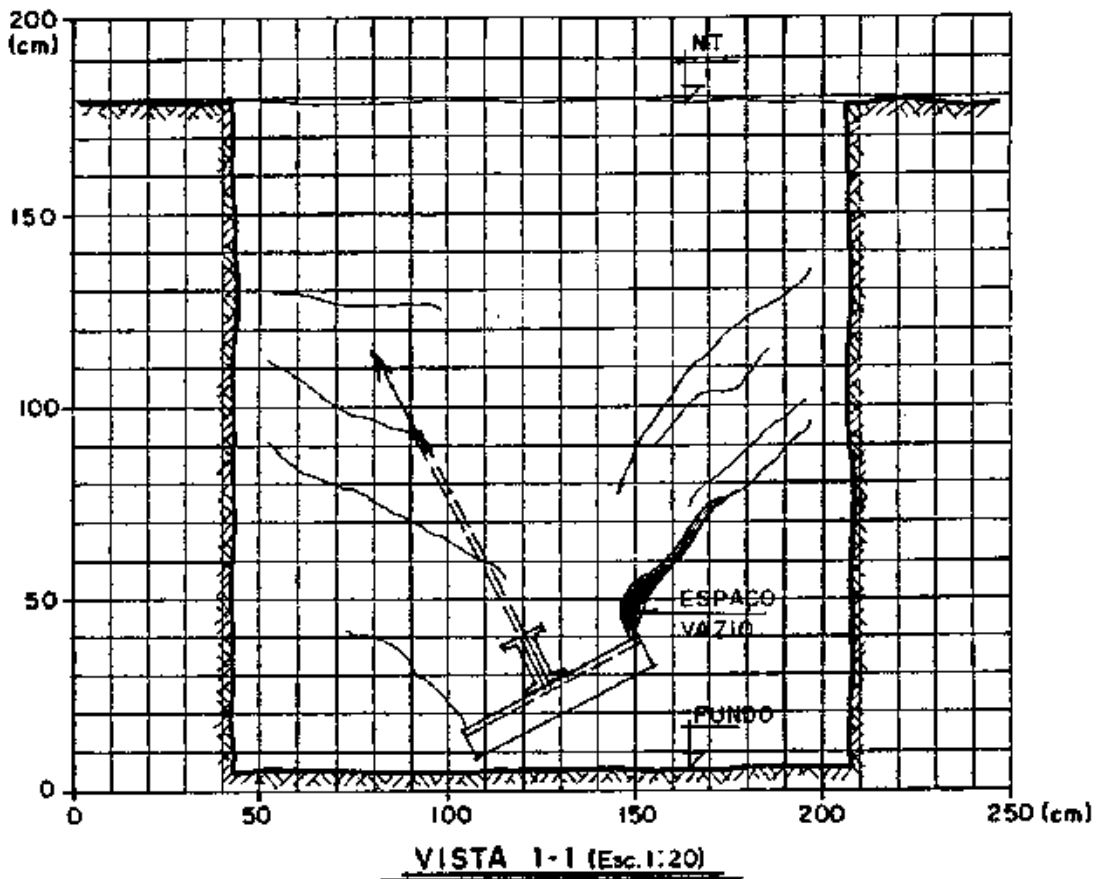
**NOTA**

- AS TRINCAS FORAM REGISTRADAS PARA UMA CARGA DE 100 kN.

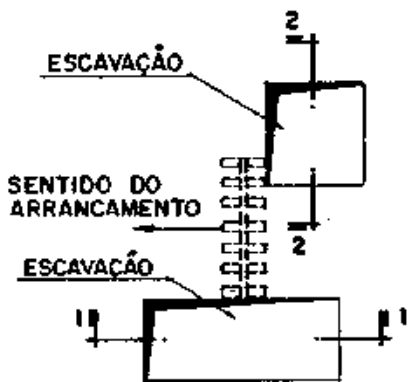


VISTA 2-2 (Esc. 1:20)

FIG. IV. 48 - TRINCAS EM PROFUNDIDADE - FUNDAÇÃO G



FUNDAÇÃO: H
CARGA DE RUPTURA: 191 kN



NOTA

- AS TRINCAS FORAM REGISTRADAS PARA UMA CARGA DE 100 kN.

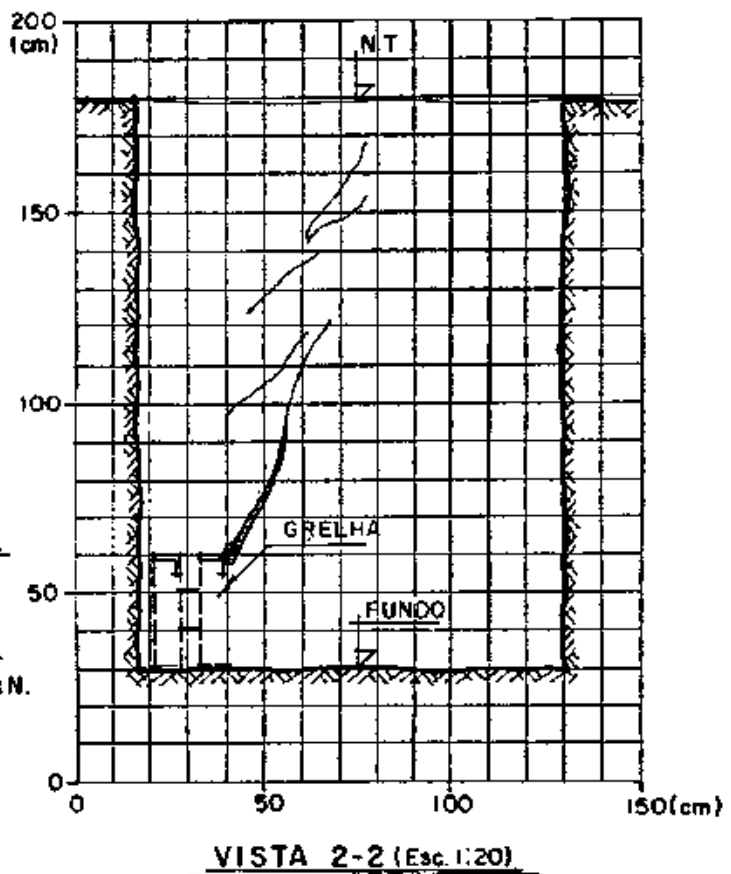
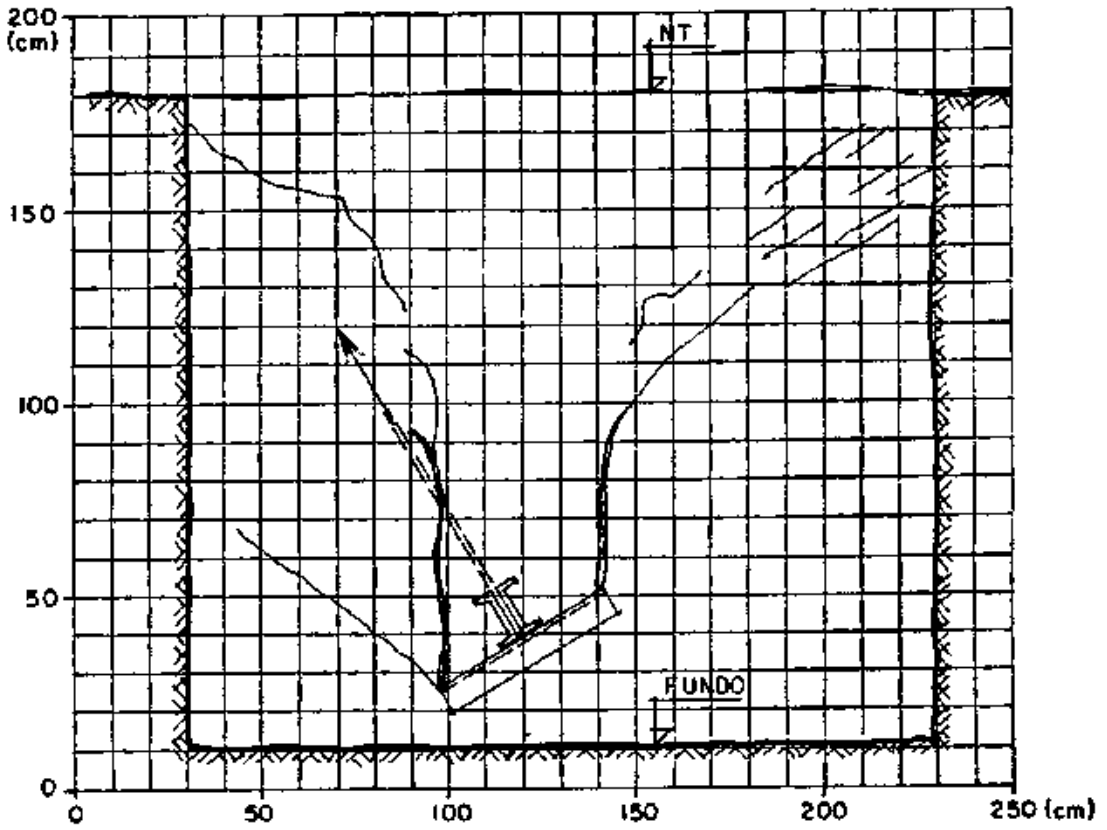


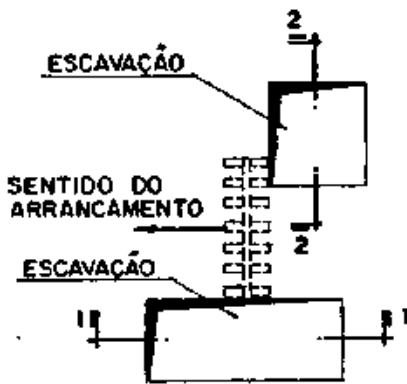
FIG. IV. 49 - TRINCAS EM PROFUNDIDADE - FUNDAÇÃO H



VISTA 1-1 (Esc. 1:20)

FUNDAÇÃO: I

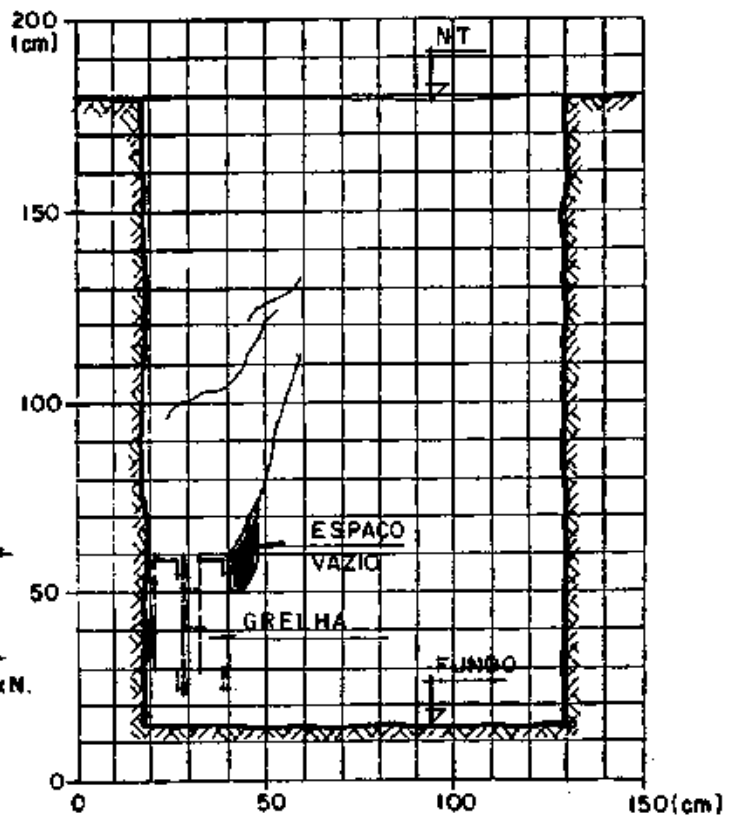
CARGA DE RUPTURA: 145 kN



ESQUEMA DAS ESCAVAÇÕES

NOTA

- AS TRINCAS FORAM REGISTRADAS PARA UMA CARGA DE — kN. (NÃO ANOTADO)



VISTA 2-2 (Esc. 1:20)

FIG. IV, 50 - TRINCAS EM PROFUNDIDADE - FUNDAÇÃO I

CAPÍTULO V

ANÁLISE DOS RESULTADOS

São analisados em seguida os seguintes aspectos: forma de ruptura, carga de ruptura, relação carga-deslocamento, deslocamentos e funcionamento.

V.1 FORMA DE RUPTURA

Na fig. (V.1) é apresentado um esboço da forma de ruptura típica das fundações testadas, ressaltando-se que o mesmo é uma tentativa de se representar o fenômeno ocorrido no campo.

Considerando as observações realizadas durante a segunda etapa de cada teste, após a abertura das cavas ao lado das fundações, há que se registrar os seguintes comentários:

- i) para a maioria das fundações, notava-se, no início do carregamento, o surgimento de trincas e fissuras em várias profundidades, o que impedia a definição de uma única superfície de ruptura; apenas em um caso a superfície se apresentou parcialmente bem definida - ver fig. (IV.48);
- ii) na medida em que crescia o deslocamento da fundação, observava-se um progressivo aumento da extensão das trincas, e as mais importantes só atingiam o nível do terreno no final do teste, quando constatava-se que uma massa de solo permanecia solidária à fundação; o volume desta massa era definido por superfícies curvas, em geral bem acentuadas, desenvolvidas a partir da base da fundação; o que é indicado como superfície de ruptura na fig. (V.1) representa, portanto, o estágio final do arrancamento - na fig. (IV.4) percebe-se o desenvolvimento do processo aqui descrito;
- iii) no trecho inicial (próximo à base da ancoragem) a superfície de ruptura se desenvolveu no contato do terreno natural com o reaterro, fato ocorrido na maioria dos testes;

iv) na região frontal inferior registrou-se a formação de uma trinca praticamente horizontal, decorrente, provavelmente, do alívio lateral de tensões ocasionado pela escavação.

As trincas superficiais eram visíveis na primeira etapa dos testes a partir de cargas entre 80 kN e 100 kN, abaixo portanto da ruptura. Estas trincas se limitavam à região definida pela interseção da superfície de ruptura com a superfície do terreno. O levantamento do solo, porém, não era notado na primeira etapa, o que só ocorria na segunda, quando o intumescimento ficava nítido.

O bloco de concreto apresentou uma forma de ruptura semelhante às das grelhas, com a superfície se desenvolvendo a partir de sua face superior.

Ficou evidenciado que o reaterro exerceu uma influência significativa na forma de ruptura - comentários a respeito são apresentados no item (VI.2), onde este aspecto é analisado com base nas observações experimentais dos métodos de cálculo.

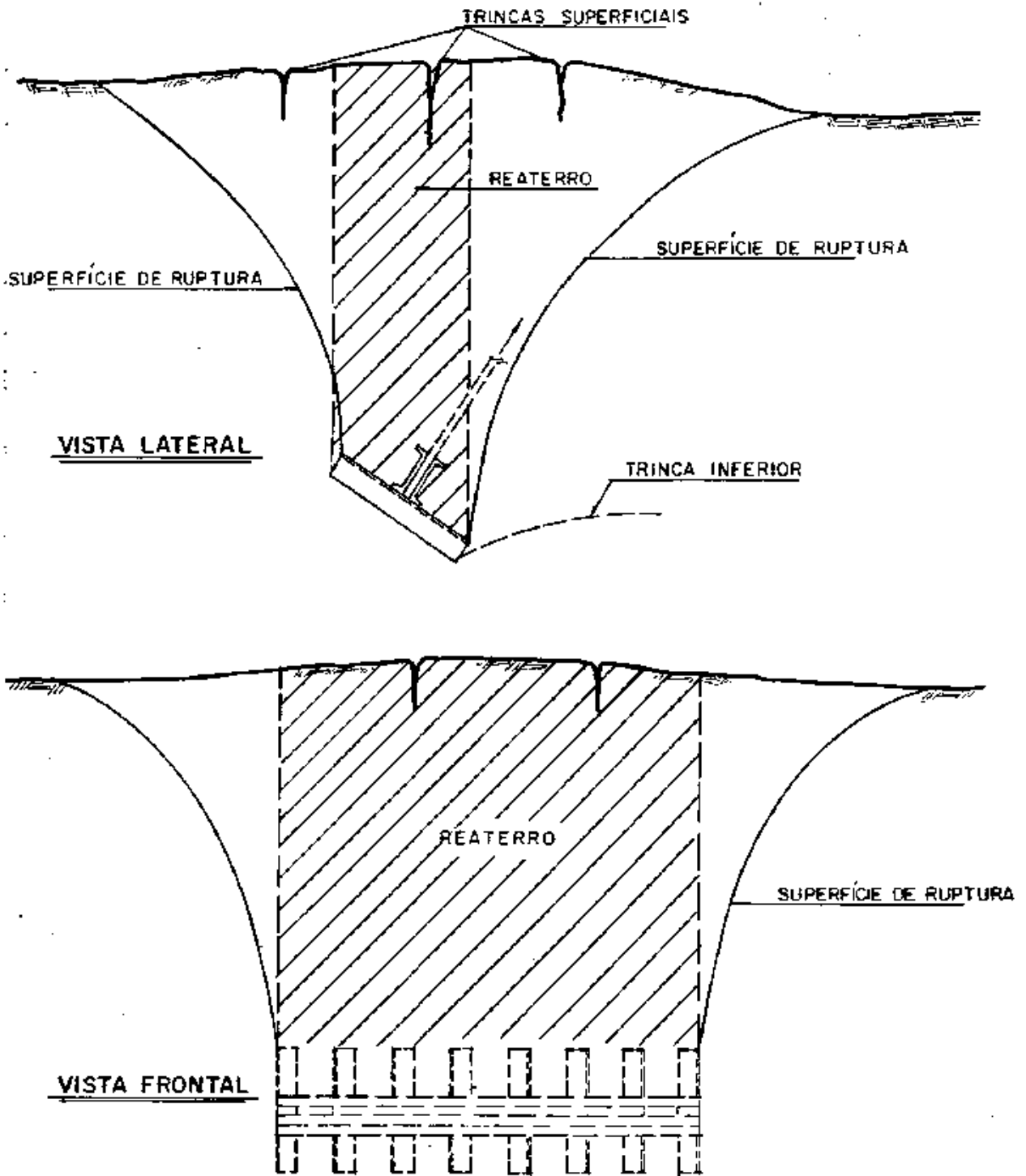


Fig.V.1 - Forma de ruptura típica

V.2 CARGA DE RUPTURA

De acordo com o critério apresentado no item (III.5.3), a carga de ruptura foi definida como sendo a resistência última da fundação, o que se traduzia por um acionamento contínuo do equipamento. A partir dos valores assim obtidos são apresentados os comentários que se seguem.

V.2.1 Grelhas

Os valores registrados encontram-se na tabela (V.1), estando compreendidos entre 109 kN (fund.A) e 191 kN (fund.H). Dois fatores podem ser apontados como os de maior importância na variação da capacidade de carga: (1) a diferença de profundidade e (2) variação da umidade do solo.

As grelhas foram assentes em profundidades diferentes face a aspectos construtivos, segundo os seguintes valores aproximados: 1,3 m (fund.A, C, G e I), 1,4 m (fund.F) e 1,46 m (fund. B, D e H). Quanto à variação de umidade, isto se deu em função da ocorrência de chuvas na segunda semana de trabalho, afetando os testes nas fundações A, B, C e D. Conquanto não tenham sido medidos valores de umidade após as chuvas, o acréscimo foi facilmente constatado ao se examinar o solo nas escavações executadas.

Na tabela (V.2) os valores de carga de ruptura estão apresentados de forma a se perceber melhor a influência destes fatores. Há que se comentar:

- i) quanto ao efeito da umidade:
 - as fundações em umidade normal (anterior às chuvas) apresentaram valores superiores (de 17% a 30%) aos das fundações de mesma profundidade, mas com umidade elevada.
- ii) quanto ao efeito da profundidade:
 - as fundações com mesma profundidade e igual condição de umidade apresentaram valores de ruptura bem próximos,

FUNDAÇÃO (Tipo)	D (m)	A _l /A _b (%)	e (cm)	Q _r (kN)	δ _r (mm)	DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NOS CICLOS DE CARREGAMENTO (mm)		
						1º CICLO	2º CICLO	3º CICLO
A (GRELHA 7)	1,28	100	0	109	54	4,8	5,1	5,3
B (GRELHA 4)	1,46	81	8	163	74	4,9	5,3	5,7
C (GRELHA 6)	1,32	59	12	118	76	5,3	5,9	6,2
D (GRELHA 1)	1,46	50	7	154	75	2,7	3,3	3,6
F (GRELHA 7)	1,40	100	0	182	98	2,7	1,8	2,0
G (GRELHA 2)	1,31	79	12	145	97	7,1	7,6	8,0
H (GRELHA 3)	1,45	58	8	191	100	2,8	3,1	3,2
I (GRELHA 5)	1,33	60	14	145	80	7,1	7,7	8,1
E (BLOCO)	1,32	-	-	113	70	0,4	0,6	0,9

NOTAÇÃO: D - profundidade média da fundação
A_l/A_b - área líquida/área bruta
e - espaçamento entre cantoneiras

Q_r - carga de ruptura
δ_r - deslocamento na ruptura

Tabela V.1 - Valores de carga de ruptura e deslocamento obtidos nos testes

com diferenças inferiores a 10%.

- para as mesmas condições de umidade o acréscimo de profundidade acarretou um aumento da carga de ruptura - de 34% a 40%, em média, conforme a condição de umidade.
- a fundação F, com umidade normal e profundidade intermediária entre as fundações B, I e H, apresentou uma carga de ruptura entre os valores destas grelhas, denotando uma coerência de resultados [tabela (V.2)]

PROFUNDIDADE (m)	FUNDAÇÃO	Q_r (kN) (UMIDADE ELEVADA)	FUNDAÇÃO	Q_r (kN) (UMIDADE NORMAL)
1,30	A	109	G	145
	C	118	I	141
1,40	-	-	F	182
1,46	B	163	H	191
	D	154		

Tabela V.2 - Variação da carga de ruptura (Q_r) em função da profundidade e da umidade do solo

Não ficou evidenciada a influência da relação A_1/A_p no valor da ruptura, o que se constata ao se analisar os resultados segundo a disposição da tabela(V.3). Para as mesmas condições de profundidade e umidade (fundações G e I, p.ex.) a carga de ruptura pouco variou - diferença de 0% a 8%.

A avaliação do efeito do espaçamento ficou prejudicada, em face de outros fatores não previstos inicialmente (variação da profundidade e umidade). Todavia, ao que parece, a variação do espaçamento não produziu uma influência significativa.

PROFUNDIDADE (m)	UMIDADE	FUNDAÇÃO	A_1/A_B (%)	e (cm)	Q_r (kN)
1,30	Normal	G	79	12	145
		I	60	14	145
	Elevada	A	100	0	109
		C	59	12	118
1,40 a	Normal	F	100	0	182
		H	58	8	191
1,46	Elevada	B	81	8	163
		D	50	7	154

Tabela V.3 - Carga de ruptura em função da relação A_1/A_B e do espaçamento (e)

Desta forma, tudo indica que, para a faixa de valores pesquisados da relação A_1/A_B e do espaçamento, as grelhas comportaram-se como placas, no que diz respeito à carga de ruptura. As variações devido às diferenças de profundidade e umidade estão coerentes com a análise teórica.

Cabe ainda comentar a influência da heterogeneidade do solo, em suas condições naturais. A julgar pela pequena diferença entre os resultados das fundações testadas em condições semelhantes, esta influência não foi significativa. Este fato confirma os resultados dos ensaios geotécnicos efetuados, que denotaram a ocorrência de uma camada superficial relativamente homogênea.

V.2.2 Bloco de Concreto

A profundidade do bloco em relação ao centro foi de 1,32m. Analogamente às grelhas G e I, instaladas também a 1,32m, o bloco foi testado em condição de umidade normal, tendo apre-

sentado uma ruptura de 113 kN, 28% inferior à das grelhas G e I (145 kN). Esta diferença pode ser atribuída à geometria do bloco, notadamente o seu comprimento - 35cm inferior ao das grelhas - o que denota que a estimativa de dimensões não foi adequada. Por outro lado, a falta de um maior número de testes com blocos prejudicou a comparação entre os dois tipos de fundação.

V.3 RELAÇÃO CARGA - DESLOCAMENTO

Os gráficos das relações carga - deslocamento apresentam curvas bem definidas, conforme mostrado nas figs. (IV.15) a (IV.32), que se assemelham aos ensaios de materiais com comportamento elasto-plástico, com endurecimento ("strain-hardening").

Até a carga de 20 kN, os deslocamentos foram, em geral, bem pequenos (menos de 1mm) e ao atingir a carga máxima dos ciclos (63 kN) as fundações já haviam entrado no domínio plástico. Porém, para esta carga, as fundações ainda permaneciam distantes da ruptura. Após a aplicação dos ciclos de carregamento, as fundações prosseguiram se deslocando, com gradativo aumento da carga, seguindo a relação carga-deslocamento que se verificava antes dos ciclos.

O bloco de concreto apresentou, até a carga de 63 kN, um deslocamento da ordem de 1mm, bem inferior aos das grelhas (2 a 7,5mm), evidenciando um comportamento mais rígido.

Nos ciclos de carregamento as fundações tendiam a um comportamento elástico. Note-se que os deslocamentos máximo e mínimo, nos três ciclos, foram bem próximos; além disto, a diferença entre os deslocamentos dos 1º e 2º ciclos foi inferior a dos 2º e 3º ciclos - ver tabela(V.1).

Na tabela (V.4) estão indicados, em ordem crescente com a carga de ruptura, os valores de rigidez das fundações, obtidos com os pontos da curva do 3º ciclo de carregamento - conforme esperado, observa-se que os valores mais elevados corres

ponderam às cargas de ruptura maiores e para cargas de ruptura semelhantes a maior rigidez correspondeu à fundação com maior relação A_1/A_B . A grelha B apresentou uma rigidez muito elevada, incoerente com os resultados das demais fundações, sendo superior inclusive à rigidez do bloco de concreto (fundação E), que por sua vez foi superior às das demais grelhas.

No capítulo VI estes resultados são considerados na avaliação do módulo de elasticidade do terreno.

FUNDAÇÃO	Q_r (kN)	A_1/A_B (%)	K ($\times 10^3$ kN/m)
A	109	100	45,3
E	113	-	72,2
C	118	59	34,5
G	145	79	48,8
I	145	60	44,3
B	154	50	52,7
D	163	81	93,6
F	182	100	53,4
H	191	58	61,9

Tabela V.4 - Valores de rigidez (K) das fundações testadas

V.4 DESLOCAMENTOS

Além da análise apresentada no item anterior, cabem os comentários a seguir.

De acordo com os dados constantes na tabela (V.1) não ficou evidenciada, nestes testes, a influência de qualquer fator nos deslocamentos na ruptura. Note-se, apenas, que as grelhas testadas em solo com unidade normal (F, G, H e I) apre

sentaram deslocamentos maiores - de 80 a 100mm - que as grelhas testadas com umidade elevada (A, B, C e D) - de 50 a 76mm - o que pode estar relacionado ao maior peso destas fundações, devido ao acréscimo de umidade.

É importante destacar que o deslocamento registrado na ruptura correspondia ao da base da ancoragem, sendo superior ao deslocamento do solo na superfície. Este fato ficou evidenciado pelo movimento relativo entre a haste e a superfície do terreno (fato ocorrido em todos os testes), o que permite concluir que a massa de solo era mais comprimida na região mais próxima da base.

Ao se analisar os deslocamentos para a carga de 63kN (1º ciclo), observa-se uma tendência de valores mais elevados para as grelhas mais vazadas (menor relação A_1/A_b) e maior espaçamento). Por outro lado, para este nível de carregamento (1/3 a 1/2 da carga de ruptura) os deslocamentos podem ser considerados pequenos - 0,4mm a 7,1mm - notadamente para o bloco, com deslocamento da ordem de quatro a dezoito vezes menor que os das grelhas, o que se atribui à sua maior rigidez. Estes valores pequenos podem estar relacionados à boa qualidade do reaterro.

Há que se registrar o fato de o bloco ter, aparentemente, se deslocado mais no sentido horizontal do que no vertical, o que ficou evidenciado após a abertura das cavas para a segunda etapa do teste - constatou-se um espaço vazio na parte detrás do bloco, acarretado por um deslocamento residual (horizontal) de aproximadamente 10cm. Contudo, a falta de uma instrumentação adequada impediu que se registrasse com precisão a diferença entre os deslocamentos.

V.5 PUNÇIONAMENTO

Pôde-se constatar punçionamento em algumas das grelhas, entretanto, as dificuldades de medição não permitiram a obtenção de dados plenamente confiáveis, não sendo possível o estabelecimento de correlações. Nos casos onde o fenômeno foi observado, a penetração foi da ordem de 0,5 a 3,0cm, variando

ao longo das cantoneiras e entre cantoneiras de uma mesma grelha.

Cabem ainda duas observações:

- i) os valores acima registrados referem-se às condições de ruptura, já que as penetrações eram observadas após a abertura das cavas; para condições de trabalho (cerca da metade da carga de ruptura) a parcela de deslocamento por puncionamento deve ter sido significativamente menor;
- ii) em outras experiências constatou-se que a má qualidade do reaterro, na região imediatamente acima da base da grelha, foi responsável pelo efeito de puncionamento, que foi evidente e significativo - ver MEDEIROS, DANZIGER e PEREIRA PINTO (29); nos testes aqui reportados os trabalhos de compactação foram bem mais cuidadosos do que costumeiramente se faz na prática, o que torna questionável a representatividade dos valores observados; de qualquer forma ficou claro que a qualidade da compactação exerce uma influência expressiva nos deslocamentos por puncionamento.

CAPÍTULO VI

DISCUSSÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO

VI.1 INTRODUÇÃO

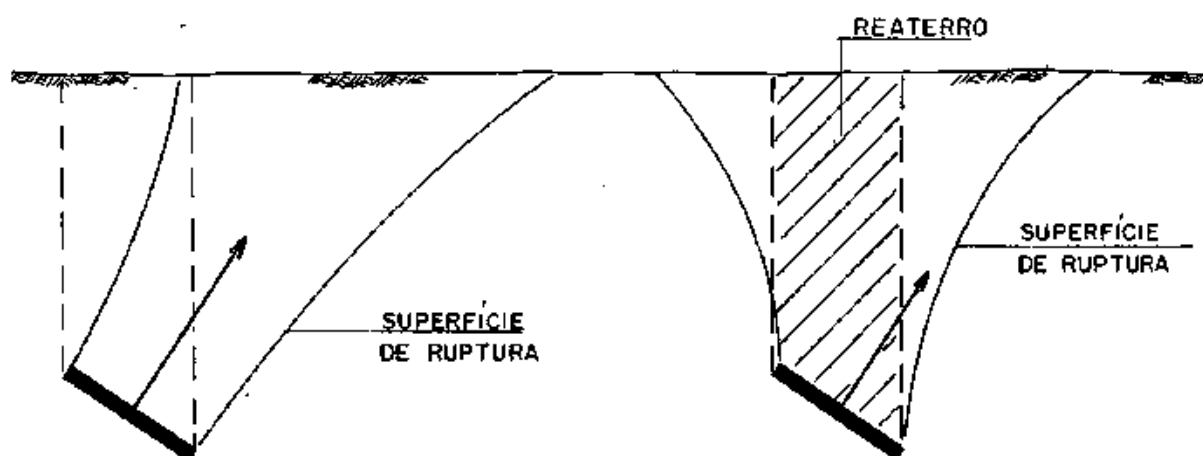
Neste capítulo o comportamento das fundações é analisado com base nos fundamentos dos métodos descritos no capítulo II, para que se avalie a sua aplicação aos solos tropicais residuais. Salienta-se que estes métodos foram desenvolvidos para os modelos clássicos de solo puramente coesivo ($c, \phi = 0$) e solo granular ($\phi, c = 0$), tipicamente sedimentares, cujas estruturas diferem substancialmente das dos solos residuais.

VI.2 FORMA DE RUPTURA

Além da análise apresentada no item (V.1) cabem os comentários a seguir.

- i) As fundações comportaram-se como placas superficiais, que se caracterizam por apresentar uma forma de ruptura que envolve o solo situado entre a base da ancoragem e a superfície. A profundidade relativa das fundações variou de 2,6 a 2,9, valores que se enquadram na classificação de placa em pequena profundidade, segundo os métodos de Rowe e Grenoble.
- ii) Em todos os testes constatou-se a influência do reaterro na forma de ruptura. Para a sua execução utilizou-se o próprio material das escavações, lançado em camadas de 20cm e compactado com "sapo" mecânico. Embora não se tenha realizado ensaios de resistência (apenas peso específico) do material compactado, pôde-se constatar que este era bem mais resistente que o terreno natural. Atribuiu-se a esta diferença o fato das superfícies de ruptura não desenvolverem trajetórias interceptando o reaterro, conforme previsto pelo método de Grenoble [fig. (VI.1)],

já que as ancoragens eram inclinadas - ao contrário, a forma das superfícies de ruptura assemelhou-se à de uma placa horizontal. O desenvolvimento das superfícies foi distinto apenas no plano indicado na fig. (VI.1); no plano longitudinal - ver fig. (V.1-b) - a forma deu-se conforme a configuração prevista.



(a) Placa em meio homogêneo, (b) Configuração observada segundo TRÂN-VÕ-NHIÊM (46)

Fig.VI.1 - Influência do reaterro na forma de ruptura

Vale notar que tanto o método do cone quanto o de Rowe não apresentam esclarecimentos com relação à forma de ruptura para placas inclinadas. Além disto, o método do cone não faz distinção entre placas superficiais e profundas.

VI.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Apenas o método de Rowe apresenta formulação para o cálculo de deslocamentos elásticos de ancoragens. Empregando a expressão (II.13), procurou-se determinar, por retroanálise, o módulo de elasticidade do terreno.

Os gráficos dos ciclos de carregamento permitiram a

obtenção de valores de rigidez (k), que estão associados a módulos de descarregamento e recarregamento (E_{dr}). Considerando os valores indicados na tabela (V.4), chegou-se aos resultados apresentados na tabela (VI.1). A sistemática de cálculo está exemplificada no apêndice B.

FUNDAÇÃO	K ($\times 10^3$ kN/m)	E_{dr} ($\times 10^3$ kPa)
A	45,3	23,3
B	93,6	46,9
C	34,5	17,7
D	52,7	26,4
F	53,4	27,1
G	48,8	25,0
H	61,9	31,0
I	44,3	22,8

Tabela VI.1 - Valores do módulo de descarregamento e recarregamento (E_{dr})

Cumprе mencionar que a expressão (II.13) só é válida, a rigor, para placas horizontais. Entretanto, como as fundações testadas foram instaladas com uma inclinação que pode ser considerada média (33,5°), admitiu-se que esta expressão oferece uma estimativa satisfatória para o módulo E_{dr} . O efeito da inclinação no fator de influência utilizado para o cálculo de deslocamentos elásticos é descrito por ROWE e BOOKER (38), onde é analisado o comportamento de ancoragens quadradas, inclinadas - os gráficos apresentados pelos autores indicam que, para inclinações até 45°, o efeito é pequeno (o fator de influência sofre um acréscimo de menos de 5%, quando a inclinação varia de 0° a 45°).

O módulo inicial E_1 não pode ser obtido objetivamente, conforme se depreende das figs. (IV.24) a (IV.32) onde se

constata que não ficou bem definido um comportamento inicial linear elástico.

A retroanálise não foi feita para o bloco de concreto, já que a expressão (II.13) não se aplica, em princípio, para este tipo de ancoragem.

VI.4 RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO

Para efeito de avaliação dos métodos de cálculo foram efetuadas estimativas de resistência ao arrancamento das grelhas, utilizando-se os parâmetros de resistência determinados nos ensaios de laboratório e considerando as cargas de ruptura obtidas no campo, definidas segundo o critério exposto no item (III.5.3), que correspondem aos valores de resistência última.

O bloco de concreto não foi considerado nesta análise, já que as expressões empregadas não se aplicam, em princípio, a este tipo de ancoragem.

VI.4.1 Parâmetros Geotécnicos Considerados

Foram utilizados dois grupos de parâmetros, um correspondendo a uma deformação de 5% dos corpos de prova ensaiados e outro a 10% de deformação. Este procedimento foi adotado para que se efetuasse um estudo paramétrico das estimativas de carga de ruptura, já que as curvas dos ensaios de laboratório não indicam tensões de ruptura bem definidas - ver figs. (III.8) a (III.11). Além disto, não se dispõe de meios de definir, com os dados de campo disponíveis, as deformações das fundações na ruptura, cujos valores pudessem ser utilizados nas curvas dos ensaios - ver comentários sobre deslocamentos no item (V.4). Para cada fundação considerou-se os valores correspondentes à amostra retirada no local ou à amostra mais próxima (ver capítulo III) conforme indicado na tabela (VI.2).

FUNDAÇÃO	γ (kN/m ³)	γ_c (kN/m ³)	$\epsilon = 5\%$		$\epsilon = 10\%$	
			c (kPa)	ϕ	c (kPa)	ϕ
A	13,4	18,4	9	23,0	18	24,7
B	15,1	18,4	9	23,4	19	25,0
C	14,8	18,2	11	23,1	21	24,1
D	15,2	17,9	15	23,8	25	25,5
F	14,7	18,4	9	23,0	18	24,7
G	13,5	18,5	9	23,4	19	25,0
H	15,6	18,6	11	23,1	21	24,1
I	15,2	18,1	15	23,8	25	25,5

Tabela VI.2 - Parâmetros geotécnicos considerados na avaliação dos métodos

VI.4.2 Aplicação do Método de Grenoble

Na tabela (VI.3) são apresentados os valores calculados e as respectivas variações (Δ) em relação aos valores de ruptura reais. Para os parâmetros correspondentes à deformação de 5%, os valores estimados (Q_{e1}) foram sempre inferiores aos reais (Q_r), com variações entre - 18,6% e - 50,5%. Já para os parâmetros correspondentes a $\epsilon = 10\%$, os valores de ruptura estimados (Q_{e2}) apresentaram variações de - 19,8% a 32,2%.

GRUPO	FUNDAÇÃO	D (m)	Q _r (kN)	ε = 5%		ε = 10%	
				Q _{e1} (kN)	Δ ₁ (%)*	Q _{e2} (kN)	Δ ₂ (%)*
1	A	1,28	109	79	- 27,5	131	20,2
	B	1,46	163	95	- 41,7	159	- 12,5
	C	1,32	118	96	- 18,6	156	32,2
	D	1,46	154	133	- 13,6	198	28,6
2	F	1,40	182	90	- 50,5	146	- 19,8
	G	1,31	145	81	- 44,1	140	- 3,4
	H	1,45	191	108	- 43,4	173	- 9,4
	I	1,33	145	121	- 16,6	179	23,4

$$(*) = \frac{Q_e - Q_r}{Q_r}$$

Tabela VI.3 - Comparação das estimativas de resistência pelo método de Grenoble

VI.4.3 Aplicação do Método de Rowe

A comparação entre os valores estimados e reais é apresentada na tabela VI.4. Para o grupo de parâmetros relativos à deformação de 5%, as estimativas de ruptura apresentaram variações entre - 36,4% e - 59,9%, enquanto que para a deformação de 10% os valores estimados apresentaram variações entre - 7,6% e - 41,8%.

GRUPO	FUNDAÇÃO	D (m)	Q _r (kN)	ε = 5%		ε = 10%	
				Q _{e1} (kN)	Δ ₁ (%)*	Q _{e2} (kN)	Δ ₂ (%)*
1	A	1,28	109	65	- 40,9	96	- 11,9
	B	1,46	163	78	- 52,1	115	- 29,4
	C	1,32	118	75	- 36,4	109	- 7,6
	D	1,46	154	98	- 36,4	136	- 11,7
2	F	1,40	182	73	- 59,9	106	- 41,8
	G	1,31	145	68	- 53,1	101	- 30,3
	H	1,45	191	85	- 55,5	122	- 36,1
	I	1,33	145	88	- 39,3	122	- 15,9

$$(*) = \frac{Q_e - Q_r}{Q_r}$$

Tabela VI.4 - Comparação das estimativas de resistência pelo método de Rowe

VI.4.4 Avaliação dos Resultados Obtidos pelos Métodos de Grenoble e Rowe

Cumprir destacar que, a rigor, a comparação apresentada nas tabelas (VI.3) e (VI.4) só é válida para as fundações do grupo 2, pois as estimativas de resistência foram feitas para parâmetros obtidos em ensaios com amostras cuja unidade correspondia às condições de campo destas fundações. O grupo 1, testado em condições de umidade mais elevada que as amostras ensaiadas, apresentou valores de ruptura menores (ver item V.2), relativamente ao grupo 2. Com relação aos resultados obtidos, cabem os comentários a seguir.

- 1) Apesar das diferenças ocasionadas pelas variações de umidade, os resultados obtidos com a aplicação dos métodos de Grenoble e Rowe foram, de modo geral, conservativos (valores estimados inferiores aos reais), exceto para alguns casos referentes ao método de Grenoble aplicado aos parâmetros relativos a $\epsilon = 10\%$.

- 2) Os valores de ruptura estimados apresentaram melhor ajuste em relação aos valores reais para o caso de $\epsilon = 10\%$. Contudo, considerando as incertezas na determinação dos parâmetros representativos da resistência do solo, conclui-se que a avaliação dos métodos, sob o ponto de vista quantitativo, ficou prejudicada. A realização de ensaios do tipo triaxial, que infelizmente não foi possível, permitiria, certamente, uma melhor aferição dos resultados.
- 3) Comparando-se a forma de ruptura preconizada pelo método de Grenoble com as observadas nos testes, constata-se que estas apresentaram um maior desenvolvimento, o que se atribuiu à maior resistência do reaterro (ver item VI.2). Este fato pode ter acarretado uma carga de ruptura maior, o que justificaria, em parte, o caráter conservativo dos valores de ruptura estimados.
- 4) O termo de coesão representa uma parcela significativa no valor da carga de ruptura estimada. Considerando os resultados das fundações A e F, onde, para $\epsilon = 10\%$, verificou-se um aumento de 100% no valor da coesão, em relação ao caso $\epsilon = 5\%$, as estimativas pelos métodos de Grenoble e Rowe foram maiores em cerca de 62% e 47%. Este resultado indica também que a parcela de coesão foi mais importante nos cálculos pelo método de Grenoble.
- 5) A previsão pelo método de Grenoble forneceu valores sempre superiores aos do método de Rowe, o que pode ser atribuído aos seguintes fatores:
 - i) apenas o primeiro método apresenta uma formulação específica para placas inclinadas, enquanto que o segundo propõe que a formulação para placas horizontais seja válida para inclinações até 60° - o efeito da inclinação é particularmente importante para placas superficiais;
 - ii) no método de Rowe, os coeficientes de capacidade de carga (F_c e F_γ) foram determinados pelo método dos elementos finitos, onde a ruptura é definida segundo um critério de deformação (ver item II.3), sendo, em

geral, menor que a resistência última, o que se evidencia na medida em que aumenta a profundidade relativa da placa, face ao crescimento das deformações plásticas.

VI.4.5 Aplicação do Método do Cone

Conforme já mencionado no item (II.4), não existe um critério bem estabelecido para se determinar, numa prova de carga, o valor do esforço ao qual deve corresponder α (ângulo da geratriz do tronco de cone ou pirâmide) a ser utilizado em projeto. No estudo aqui efetuado o critério adotado consistiu em utilizar a resistência última das fundações.

Com os valores de carga de ruptura, peso específico natural e compactado e geometria de cada grelha, determinou-se α , aplicando a expressão (II.14), tendo-se considerado dois fatores de segurança (1,1 e 1,3), que representam valores usuais. Os resultados estão resumidos na tabela (VI.5) - ver exemplo de cálculo no apêndice B.

GRUPO	FUNDAÇÃO	Q_r (kN)	$\alpha \varphi (k = 1,1)$	$\alpha \varphi (k = 1,3)$
1	A	109	49	53
	B	163	49	53
	C	118	48	51
	D	154	48	51
2	F	182	54	57
	G	145	54	57
	H	191	52	55
	I	145	51	55

Tabela VI.5 - Retroanálise pelo método do cone

A uniformidade dos valores confirma as observações já apresentadas quanto à coerência dos resultados, relativos às cargas de ruptura das fundações. Os menores valores de α para o

grupo 1 retratam a menor capacidade de carga destas fundações, em relação às do grupo 2, como decorrência da diminuição da resistência do solo, motivada por um acréscimo de sua umidade.

Não obstante a uniformidade, constata-se que estes valores são bem superiores aos usualmente adotados para solos com características semelhantes (cerca de 15φ). Este fato demonstra que o ângulo α reflete não sô as características do terreno mas também a geometria da fundação. Assim, se um valor representativo de α , dentre os indicados na tabela (VI.5), fosse aplicado para fundações maiores, os resultados obtidos seriam certamente contra a segurança.

Por outro lado, se às grelhas testadas fossem aplicados os parâmetros do método do cone usualmente adotado para solos de baixa resistência não saturados ($\alpha = 15\varphi$ e pressão admissível de 120kPa), chegar-se-ia a um dimensionamento conservativo. Com esta pressão, a área das grelhas (50cm x 135cm) comporta uma carga de arrancamento de 81 kN. Considerando $\alpha = 15\varphi$ e os valores representativos de peso específico das fundações testadas ($\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_c = 18 \text{ kN/m}^3$), chega-se a uma profundidade da ordem de 2,5m, para que se obtenha um peso de terra equivalente ao esforço de 81 kN. Ora, a experiência aqui descrita indicou que as grelhas, situadas em profundidades em torno de 1,4m, apresentaram cargas de ruptura entre 109 e 191 kN, que são 35% e 136% maiores que a carga de 81 kN. Se a profundidade nos testes fosse da ordem de 2,5 m, a resistência das fundações seria obviamente maior, o que permite concluir que estas grelhas estariam superdimensionadas, se os parâmetros de cálculo fossem os citados acima.

VI.4.6 Pressão nas Fundações

O dimensionamento de grelhas é feito tradicionalmente com o método do cone, associado a uma pressão admissível pré-estabelecida. Este critério restringe o dimensionamento da fundação, já que não considera o fato de que a pressão de ruptura (e, por conseguinte, a pressão admissível) depende, não só das características geotécnicas do terreno, como também da geo-

metria da fundação, como demonstram os métodos mais modernos. Consequentemente, o estudo de otimização das fundações (para que se definam as dimensões mais adequadas à construção e que impliquem em menor custo) fica prejudicado, o que não ocorre se for aplicado, por exemplo, um dos outros métodos aqui citados.

A experiência tem mostrado que é possível tirar proveito do efeito de profundidade, dentro de limites exeqüíveis na prática, e obter soluções mais econômicas, desde que não se restrinja a pressão a valores definidos previamente. Portanto, é preferível que não haja uma limitação na pressão admissível, como demonstram os comentários apresentados no item anterior.

Com respeito à relação entre as pressões admissíveis na área bruta e na área líquida, não existe, por enquanto, uma formulação racional que permita obter uma a partir da outra, o que seria desejável para o caso de grelhas, de modo a se definir a relação A_1/A_b e o espaçamento entre as contoneiras. Assim, as peças devem ser dimensionadas com base em um limite inferior para a relação entre as áreas líquida e bruta e um superior para o espaçamento, estabelecidos a partir de experiências efetuadas - a relação entre as pressões fica automaticamente de finida.

VI:5 ESCOLHA DO FATOR DE SEGURANÇA

A definição do fator de segurança a adotar em um projeto depende basicamente dos seguintes aspectos: confiabilidade do método de cálculo e dos parâmetros geotécnicos, tipos de car regamento e nível de deslocamentos admissíveis.

Neste trabalho não são discutidos em maior profundida de os critérios a serem adotados em projeto, relacionados aos aspectos acima mencionados. Seguem alguns comentários acerca do tema, elaborados a partir da experiência aqui descrita.

Os métodos modernos estão suficientemente respaldados em experiências de campo e laboratório, que atestam a sua con-

fiabilidade, e os resultados aqui analisados vêm confirmar a segurança oferecida na previsão da carga de ruptura por estes métodos. O fato de se constatar uma tendência de se obter valores conservativos nas estimativas efetuadas não depõe contra os métodos abordados. Ao contrário, indica a necessidade de realizar mais provas de carga, com um melhor controle de parâmetros geotécnicos (umidade e parâmetros de resistência, principalmente), para que os métodos sejam convenientemente aferidos e para que se possa estudar a conveniência de os mesmos serem reformulados, tendo em vista as características próprias dos solos residuais.

A questão dos parâmetros geotécnicos é, obviamente, de fundamental importância, pois é inútil aplicar métodos confiáveis se os parâmetros de resistência não são representativos da realidade e condizentes com os métodos. No caso de linhas de transmissão este aspecto apresenta características peculiares já que não se justifica, via de regra, uma investigação criteriosa (envolvendo, inclusive, ensaios de resistência) em cada local de torre. Os procedimentos nesta área atendem, pelo que se observa, a critérios subjetivos. No entanto, qualquer que seja o critério adotado nas investigações, deve-se buscar selecionar os parâmetros que sejam realmente representativos das ocorrências geotécnicas ao longo do traçado da linha, para que se possa dimensionar fundações que atendam aos preceitos de segurança e economia. Se esta seleção não for bem feita, o projeto pode ser tanto conservativo quanto contra a segurança, independentemente do método de cálculo que se utilizar.

Quanto ao tipo de carregamento para estruturas de LT's, há que se comentar que as cargas que preponderam no dimensionamento são de natureza dinâmica, oriundas da ação de vento, da ruptura de cabos ou ainda da sobrecarga devido ao acúmulo de gelo nos cabos (típico de países de clima frio). Diversos aspectos devem então ser considerados no dimensionamento das fundações o que tem sido objeto de estudo de vários pesquisadores. A este respeito CAUZILLO e RENDINA (11) sugerem critérios para projeto, fundamentados em experiências de campo e laboratório.

Ao se analisar os gráficos de carregamento dos testes aqui reportados, observa-se que a carga máxima dos ciclos de carregamento (63 kN) corresponde a cerca de 30% a 50% da carga de ruptura. Constata-se, também, que nos ciclos as fundações apresentaram uma relação carga-deslocamento que tendia rapidamente para um comportamento elástico. Além disto, os deslocamentos máximos nos ciclos variaram de 3 mm a 8 mm, valores tidos como pequenos, mesmo que se considere o efeito de escala, já que as fundações testadas são menores que as normalmente utilizadas. Deslocamentos desta ordem não acarretam qualquer problema para o tipo de estrutura para o qual estas fundações se aplicam.

Portanto, a experiência que resultou dos testes realizados indica que a aplicação de um fator de segurança global, na faixa de valores usuais (2 a 3), satisfaz tanto o aspecto relativo à confiabilidade dos métodos como o que diz respeito ao valor de deslocamento correspondente à carga de trabalho.

Concluindo, cabe comentar que a questão do fator de segurança, no caso de fundações para LT's, comporta um tratamento onde o fator global seja substituído por fatores parciais de majoração de carga e minoração de resistência, onde os diversos aspectos citados, e ainda outros, sejam considerados separadamente.

Outros aspectos interessantes acerca da definição do fator de segurança são discutidos por LAMBE (23).

CAPÍTULO VIICONCLUSÕES E SUGESTÕESVII.1 CONCLUSÕES

A pesquisa permitiu o esclarecimento de diversos aspectos, que traduzem um considerável avanço no conhecimento acerca do comportamento de ancoragens. As principais conclusões do trabalho são apresentadas em seguida.

- 1ª As superfícies de ruptura apresentaram-se curvas, porém, correspondendo a formas algo distintas das observadas em outras experiências, com placas inclinadas em meio homogêneo. Este fato foi atribuído à maior resistência do reaterro compactado, em relação ao solo natural. Contudo, a realização de outros testes poderá esclarecer se esta característica está também associada às peculiaridades do solo residual.
- 2ª Tanto a profundidade relativa das fundações (D/B), que variou de 2,6 a 2,9, como a forma de ruptura observada, compreendendo uma zona de plastificação entre a base e a superfície do terreno, permitem classificar as fundações como ancoragens superficiais, dentro dos padrões estabelecidos pelos autores dos métodos aqui referidos.
- 3ª Os valores de ruptura obtidos no campo mostraram-se coerentes com a relativa homogeneidade do solo. As diferenças entre os valores registrados podem ser atribuídas a dois fatores primordiais: diferentes profundidades de assentamento e variações na umidade do solo.
- 4ª Não ficou evidenciada, em relação à ruptura, qualquer influência do espaçamento entre os perfis da base e da relação A_1/A_0 das grelhas, dentro da faixa de valores pesquisados. Pode-se dizer que, quanto à ruptura, as grelhas comportaram-se como placas.

- 5ª Para tentar avaliar o comportamento das fundações sob a ação dinâmica de esforços, foram aplicados três ciclos de carregamento. Durante sua aplicação, observou-se que as fundações tendiam a um comportamento elástico, o que traz um significado prático importante, pois permite prever um comportamento estável das ancoragens, desde que a carga de trabalho não se situe próxima da ruptura (as cargas máximas nos ciclos corresponderam a valores na faixa de 1/3 a 1/2 da carga de ruptura). Contudo, face ao número relativamente pequeno de ciclos aplicados, este resultado não permite conclusões seguras acerca da ação dinâmica, a longo prazo, dos esforços em torres de linhas de transmissão, que a experiência tem demonstrado ser importante.
- 6ª Os deslocamentos para a carga máxima nos ciclos de carregamento foram pequenos: de 3mm a 7mm, para as grelhas, e 0,4mm, para o bloco, observando-se uma tendência de maiores valores para as grelhas mais vazadas. Deslocamentos desta ordem de grandeza não prejudicam a estabilidade do tipo de estrutura a que estas ancoragens se destinam, face a sua elevada flexibilidade. A ocorrência de deslocamentos pequenos deve estar relacionada à boa qualidade do reaterro, o que indica a conveniência de se efetuar, na prática, um bom controle de compactação do reaterro das cavas.
- 7ª Não ficou evidenciada qualquer influência do espaçamento e da relação A_1/A_b nos deslocamentos na ruptura.
- 8ª O puncionamento das grelhas no terreno foi observado em alguns casos, todavia, sem apresentar maior significância.
- 9ª Considerando a experiência de outros testes, atribui-se à boa qualidade do reaterro o fato de não acontecer um puncionamento significativo nas grelhas mais vazadas, o que indica que a eficiência deste tipo de fundação está associada às condições do reaterro, sobretudo na região ine-

diatamente acima da base.

- 10ª As incertezas quanto à definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e as variações de umidade do solo, que afetou praticamente a metade das fundações testadas, impediram uma avaliação satisfatória da precisão dos métodos de cálculo reportados neste trabalho. O estudo paramétrico efetuado indicou que os valores de ruptura estimados foram, de modo geral, conservativos, tomando por base a resistência última das fundações, o que pode ser atribuído principalmente aos seguintes fatores: utilização de parâmetros de resistência não representativos, maior desenvolvimento das superfícies de ruptura, em relação ao previsto por um dos métodos considerados, e definição inadequada do critério para obtenção da carga de ruptura no campo.
- 11ª A análise dos dados mostrou que o emprego do método do cone pode resultar em um dimensionamento que pode ser tanto conservativo quanto contra à segurança, o que prejudica a extrapolação dos resultados obtidos numa experiência para outras situações, tornando restrita a sua aplicação.

VII.2 SUGESTÕES PARA PESQUISA

Propõe-se a realização de mais testes de arrancamento de ancoragens em solo residual, onde possam ser investigados os seguintes aspectos:

- i) influência da forma e da inclinação no comportamento das ancoragens;
- ii) influência do reaterro;
- iii) influência das características próprias dos solos residuais;
- iv) verificação das teorias existentes quanto à previsão da resistência ao arrancamento;

- v) adaptação de formulações existentes para o dimensionamento de blocos de concreto ou ainda o desenvolvimento de um método de cálculo específico; os aspectos positivos do comportamento e da instalação dos blocos (maior rigidez e melhores condições construtivas e operacionais para a execução do bloco e do reaterro) justificam esta pesquisa;
- vi) o efeito da ação dinâmica de esforços em ancoragens, que constitui um tema importante e que merece ser aprofundado: CAUZILLO e RENDINA (11) indicam que, no caso particular de placas em solo argiloso, a aplicação de ciclos repetitivos de esforços de tração produz uma diminuição da resistência do solo, o que implica em considerar em projeto critérios específicos para o dimensionamento de fundações;
- vii) o estudo da ação, a longo prazo, de esforços estáticos, para verificar os efeitos de fluência e/ou relaxação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) ALI, M.S., "Pullout Resistance of Anchor Plates and Anchor Piles in Soft Bentonite Clay", M.Sc. Thesis, Duke University, Duke Soil Mechanics Series No. 17, 1968.
- (2) ALMEIDA, M.S.S., "Análise Elasto-Plástica de Túneis pelo Método dos Elementos Finitos", Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1977.
- (3) BALLA, Á., "The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundations for Pylons", Proceedings from the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, vol.1, pp. 569 - 576, 1961.
- (4) BARATA, F.E.; PACHECO, M.P.; DANZIGER, F.A.B, "Uplift Tests on Drilled Piers and Footings Built in Residual Soil", Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, Vol. 3, pp.1-37, 1978.
- (5) BARATA, F.E.; PACHECO, M.P; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C., "Foundations Under Pulling Loads in Residual Soil - Analysis and Application of the Results of Load Tests", Proceedings from the 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima, 1979.
- (6) BARATA, F.E.; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C., "Behavior of Inclined Plates in Residual Soil Submitted to Uplift Loads", trabalho enviado a 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985.
- (7) BATMANABANE, L., "Resistance Maximale à l'Arrachement des Ancrages en Milieu Cohérent", Thèse de Docteur Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1973.
- (8) BHATNAGAR, R.S., "Pullout Resistance of Anchors in Silty Clay", M.Sc. Thesis, Duke University, Duke Soil

Mechanics Series No. 18, 1969.

- (9) BIAREZ, J. & BARRAUD, Y., "Adaptation des Fondations de Pylônes au Terrain par les Méthods de la Mécanique des Sols", Rapport 22-06 de la C.I.G.R.E., Paris, 1968.
- (10) BOUCRAUT, L.M., "Equilibre Limite d'un Milieu Pulvérulent à Deux Dimensions Sollicité par un Écran Rigide", Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté de Sciences de Grenoble, 1964.
- (11) CAUZILLO, B.A. & RENDINA, R., "Dynamic Behavior of Overhead Line Foundations", Rapport 22-07 de la C.I.G.R.E., Paris, 1980.
- (12) COOMBS, R.D., "Pole and Tower Lines for Electric Power Transmission", New York, Editora McGraw-Hill, 1ª Edição, 1916.
- (13) DANZIGER, F.A.B. & PEREIRA PINTO, C., "Alguns Critérios para Dimensionamento de Fundações Sujeitas a Esforços de Tração", Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, 1979.
- (14) ---. "Análise Comparativa de Métodos para o Dimensionamento de Fundações a partir dos Resultados das Provas de Carga Realizadas na LT 500kV Adrianópolis - Grajau", Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, 1979.
- (15) DANZIGER, F.A.B., "Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração", Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1983.
- (16) DAS, B.M., "Pullout Resistance of Vertical Anchors", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT1, pp. 87-91, 1975.
- (17) DAS, B.M. & SEELEY, G.R., "Inclined Load Resistance of Anchors in Sand", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil

- Engineers, Vol. 101, No. GT9, pp.995-998, 1975.
- (18) ---. "Breakout Resistance of Shallow Horizontal Anchors", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT9, pp. 999-1003, 1975.
- (19) ESQUIVEL-DÍAZ, R.F., "Pullout Resistance of Deeply Buried Anchors in Sand", M.Sc. Thesis, Duke University, Duke Soil Mechanics Series, No.8, 1967.
- (20) FURNAS - CENTRAIS ELÉTRICAS S/A, "Estudo da Torre Trapêzico. Provas de Carga em Fundações para Estais. LT 750kV CA Foz do Iguaçu - Tijuco Preto III", Rio de Janeiro, Relatório nº P.03.11/83, 1983.
- (21) GIULIANI, F.L.; CASTAÑEDA, M.R.; CONTÍN, J.C., "Proyecto de Anclajes de Torres de Suspension del Sistema de Transmission Alicura-Abasto", Anais de Simpósio, Buenos Aires, 1982.
- (22) HEIKKILÄ, K., & LAINE, J., "Uplift Resistance of Guy Anchor Plates", Rapport 217 de la C.I.G.R.E., Paris 1964.
- (23) LAMBE, T.W., "Predictions in Soil Engineering", Géotechnique 23, No. 2, pp. 149-202, 1973.
- (24) MAHLER, C.F., "Numerical Analysis in Geotechnical Engineering", 1ª CTCOPPE, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1983.
- (25) MARTIN, D., "Fondations Profondes Sollicitées à l'Arrachement en Milieu Cohérent Tridimensionnel", Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1963.
- (26) ---. "Étude à la Rupture de Différents Ancrages Sollicitées Verticalement", Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1966.
- (27) ---. "Calcul des Pieux et Fondations a Dalle des Pylônes de Transport d'Énergie Électrique, Étude Théorique et Résultats d'Essais en Laboratoire et in-situ", Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Supplément au No. 307-308, 1973.

- (28) MARTIN, D. & COCHARD, A., "Design of Anchor Plates", Rapport 22-10 de la C.I.G.R.E., Paris, 1978.
- (29) MEDEIROS, W.B.; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C., "Análise do Comportamento de Fundações para Estais a partir dos Testes de Carga do Sistema de Transmissão de Itaipu", Anais do VII Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Brasília, 1984.
- (30) MEDINA, J., "Identificação e Classificação de Solos Tropicais; Distribuição e Gênese dos Solos Tropicais", Anais do 1º Encontro Técnico sobre Solos Tropicais Lateríticos e Saprolíticos, São Paulo, 1983.
- (31) MEYERHOF, G.G., "The Uplift Capacity of Foundations Under Oblique Loads", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 10, pp. 64-70, 1973.
- (32) ---. "Uplift Resistance of Inclined Anchors and Piles", Proceedings from the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 2, pp. 167-172, 1973.
- (33) MEYERHOF, G.G. & ADAMS, J.I., "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 5, No. 4, pp. 225-244, 1968.
- (34) MONTEL, B., "Contribution à l'Étude des Fondations Sollicitées à l'Arrachement - Phénomène Plan, Milieux Pulvérulents", Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1963.
- (35) ROWE, R.K., "Soil-Structure Interaction Analysis and its Application to the Prediction of Anchor Behavior", PhD Thesis, University of Sydney, 1978.
- (36) ROWE, R.K.; BOOKER, J.R.; BALAAM, N.P., "Applications of the Initial Stress Method to Soil-Structure Interaction", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 12, No. 5, pp. 873-880, 1978.
- (37) ROWE, R.K. & BOOKER, J.R., "A Method of Analysis for Horizontally Embedded Anchors in a Elastic Soil", Research Report No. R316, University of Sydney,

1978.

- (38) ---. "The Analysis of Inclined Anchor Plates", Proceedings of the 3th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, pp.1227-1236, 1979.
- (39) ---. "The Elastic Response of Multiple Underream Anchors", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 4, No. 4, pp. 313-332, 1980.
- (40) ---. "The Elastic Displacements of Single and Multiple Underream Anchors in a Gibson Soil", Géotechnique 31, No. 1, pp. 125-141, 1981.
- (41) ROWE, R.K. & DAVIS, E.H., "Application of the Finite Element Method to the Prediction of Collapse Loads", Research Report R310, University of Sydney, 1977.
- (42) ---. "The Behavior of Anchor Plates in Clay", Geotechnical Research Report GEOT-9-80, The University of Western Ontario, 1980 (também publicado na Géotechnique 32, No.1, pp. 9-23, 1982).
- (43) ---. "The Behavior of Anchor Plates in Sand", Geotechnical Research Report GEOT-8-80, The University of Western Ontario, 1980 (também publicado na Géotechnique 32, NO.1, pp. 25-41, 1982)
- (44) SOARES, M.M., "Problemas do Estado de Equilíbrio Limite nos Solos: Seu Estudo e sua Programação", Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1971.
- (45) SOUSA PINTO, C., "Resistência ao Cisalhamento dos Solos", São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1975.
- (46) TRÂN-VÔ-NHIÊM, "Force Portante Limite des Fondations Superficielles et Résistance Maximale à l'Arrachement des Ancrages. Étude d'un Appareil Portable Destiné à la Reconnaissance Sommaire du Sol en Place: le Pénévane", Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1971.

APÊNDICE A

São apresentadas a seguir as expressões para a determinação dos coeficientes de capacidade de carga utilizados no método de Grenoble.

(a) } Placas Pouco Inclinadas em Profundidade Pequena
($\beta < 30^\circ$)

Os coeficientes a serem utilizados na expressão (II.1) são determinados por:

$$M_c = M_{c0} \left(1 - \frac{\text{tg } \alpha}{2} \frac{D}{R} \frac{1}{\cos \beta} \right)$$

$$M_\theta + M_\gamma = (M_{\theta 0} + M_{\gamma 0}) \left(1 - \frac{\text{tg } \alpha}{3} \frac{D}{R} \frac{1}{\cos \beta} \right)$$

$$M_q = M_{q0} \left(1 - \frac{\text{tg } \alpha}{2} \frac{D}{R} \frac{1}{\cos \beta} \right)$$

$$M_{c0} = - \frac{\text{tg } \alpha}{\text{tg } \beta} + \frac{f}{H} \cos \beta \left(1 + \frac{\text{tg } \alpha}{\text{tg } \beta} \right), \text{ para } \beta \neq 0$$

$$M_{c0} = (1 - \sqrt{2} \text{ sen } \alpha) (1 + \text{tg } \alpha), \text{ para } \beta = 0$$

$$\frac{f}{H} = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\beta}{2} \right) \frac{\cos n - \text{sen } \beta \cos m}{\cos n + \text{sen } \beta \cos m}$$

$$m = - \frac{\pi}{4} + \frac{\beta}{2} + \alpha$$

$$\text{sen } n = \text{sen } \beta \cdot \text{sen } m$$

$$M_{\theta 0} + M_{\gamma 0} = \frac{\text{sen } \beta \cos (\beta + 2\alpha)}{2 \cos^2 \alpha}$$

$$M_{q0} = M_{c0} \text{tg } \beta + \text{tg } \alpha$$

Os valores de α e R (raio da base circular equivalente) variam com o tipo de solo, conforme o quadro abaixo:

SOLO		α	R
ARGILA	$\phi > 15^\circ$	$-\frac{\phi}{4}$	$\frac{B + L}{\pi}$
	$\phi \leq 15^\circ$	Arctg 0,2	$\frac{B + L}{4}$
AREIA		$-\phi$	$\frac{B + L}{\pi}$

(b) Placas Inclinadas em Profundidade Pequena ($\beta > 30^\circ$)

Os coeficientes de capacidade de carga a serem utilizados na expressão (II.2) são determinados por:

$$N_\phi = A_\phi + B_\phi \left(\frac{D}{B} - \frac{1}{2} \operatorname{sen} \beta \right) + \left(C_\phi + \frac{B}{L} E_\phi \right) \left(\frac{D}{B} - \frac{1}{2} \operatorname{sen} \beta \right)^2$$

$$N_q = B_q + \left(C_q + \frac{B}{L} E_q \right) \left(\frac{D}{B} - \frac{1}{2} \operatorname{sen} \beta \right)$$

$$N_c = N_q \operatorname{cotg} \phi$$

$$A_\phi = b_o - p_o$$

$$B_\phi = 2(b'_o - p'_o)$$

$$C_\phi = 2 \operatorname{sen} \phi \left(\frac{b'_o b'_\phi}{l_2} + \frac{p'_o p'_\phi}{l_1} \right)$$

$$E_\phi = 2 \operatorname{sen} \phi (b'_o b'_\phi + p'_o p'_\phi)$$

$$B_q = 0,5 B_\phi$$

$$C_q = 2 \operatorname{sen} \phi \left(\frac{b'_o b'_\phi}{l_2} + \frac{p'_o p'_\phi}{l_1} \right)$$

$$E_q = 2 \operatorname{sen} \phi (b'_o b'_\phi + p'_o p'_\phi)$$

$$b_o = \operatorname{sen} \beta e^{-(0,6 - 1,7 \beta) \phi}$$

$$p_o = \operatorname{sen} (\beta - \phi) e^{-(2,45 + \frac{1}{\beta} - 0,8 \beta) \phi}$$

$$b_{\theta} = \cos \theta$$

$$p_{\theta} = 1,1 \cos \theta$$

$$b'_{\theta} = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} \frac{\sqrt{1 - \sin^2 \theta \sin^2 \beta} - \sin \theta \cos \beta}{\sqrt{1 - \sin^2 \theta \sin^2 \beta} + \sin \theta \cos \beta}$$

$$p'_{\theta} = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} e^{-(\pi - 2\beta) \operatorname{tg} \theta}$$

$$b'_{\theta} = \frac{\cos \theta}{1 - \sin \theta} \frac{\sqrt{2 - \sin^2 \theta (\cos \frac{\theta}{2} - \sin \frac{\theta}{2})^2} - \sin \theta (\cos \frac{\theta}{2} - \sin \frac{\theta}{2})}{\sqrt{2 - \sin^2 \theta (\cos \frac{\theta}{2} - \sin \frac{\theta}{2})^2} + \sin \theta (\cos \frac{\theta}{2} - \sin \frac{\theta}{2})}$$

$$p'_{\theta} = \frac{\cos \theta}{1 + \sin \theta} e^{-(\frac{\pi}{2} - \theta) \operatorname{tg} \theta}$$

$$l_1 = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) e^{-(\pi - 2\beta) \operatorname{tg} \theta}$$

$$l_2 = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \right) \frac{\sin \left[\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\beta}{2} \right) - \left(\frac{\theta}{2} - \frac{n}{2} \right) \right]}{\sin \left[\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\beta}{2} \right) + \left(\frac{\theta}{2} - \frac{n}{2} \right) \right]}$$

$$\sin n = \sin \beta \sin \theta$$

NOTA: em algumas expressões, o ângulo α deve ser considerado em radianos.

(c) Placas Inclinadas em Profundidade Média ($\beta > 30^\circ$)

Utilizam-se as mesmas expressões do caso anterior, fazendo $p'_{\theta} = 0$.

(d) Placas Profundas

No cálculo da carga de ruptura segundo a expressão (II.3), pode-se considerar o efeito de um reaterro com características de resistência diferentes das do solo natural. MARTIN e COCHARD (28) apresentam uma formulação para as condições indicadas na fig. (A.1).

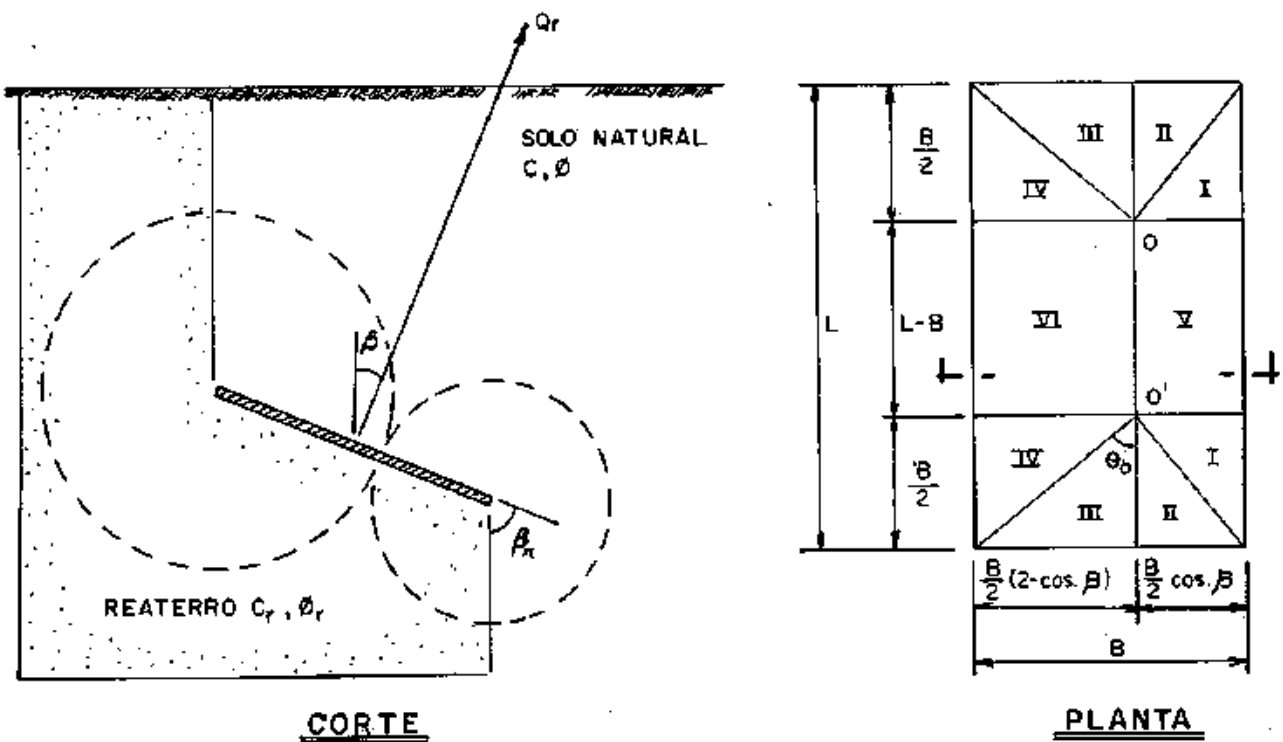


Fig.A.1 - Modelo de cálculo para placas profundas, segundo MARTIN e COCHARD (28)

As pressões que atuam sobre os elementos em que a placa é dividida são determinadas pelas expressões a seguir:

i) para os elementos triangulares I, II, III e IV:

$$\sigma_t = \frac{M_t}{2} [(\gamma D_o \operatorname{tg} \phi + c)(\pi - \beta_r - \operatorname{sen} \beta_r) + (\gamma D_o \operatorname{tg} \phi_r + c_r) \cdot (\pi + \beta_r + \operatorname{sen} \beta_r)]$$

$$\text{com } M_t = \frac{6 \pi m}{1 + 3m \left(\frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi} \right) \operatorname{tg} \phi \cos \beta}$$

$$m = \left(\frac{1}{\cos \theta_0} + \frac{\ln \left[\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta_0}{2} \right) \right]}{\operatorname{tg} \theta_0} \right)$$

ii) para os elementos bi-dimensionais V e VI:

$$\sigma_B = \frac{M_B}{2\pi} [(\gamma D_o \operatorname{tg} \phi + c)(\pi - \beta_r) + (\gamma D_o \operatorname{tg} \phi_r + c_r)(\pi + \beta_r)]$$

$$\text{com } M_B = \frac{4 \pi}{1 + \frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \phi \cos \beta}$$

Os valores dos ângulos θ_o e β_r e da profundidade D_o para cada elemento são os seguintes:

ELEMENTO	θ_o	β_r	D_o
I	$\text{Arctg}(1/\cos\beta)$	$\beta - \pi/2$	$D + B/2 \text{ sen } \beta$
II	$\text{Arctg}(\cos\beta)$	0	$D + B/4 \text{ sen } \beta (2 - \cos\beta)$
III	$\text{Arctg}(2 - \cos\beta)$	0	$D - B/4 \text{ sen } \beta \cos\beta$
IV	$\text{Arctg}[1/(2 - \cos\beta)]$	$\pi/2 - \beta$	$D - B/2 \text{ sen } \beta$
V	-	$\beta - \pi/2$	$D + B/2 \text{ sen } \beta$
VI	-	$\pi/2 - \beta$	$D - B/2 \text{ sen } \beta$

Em se considerando o reaterro e o solo natural com os mesmos parâmetros de resistência ($c_r = c$ e $\phi_r = \phi$), as expressões acima ficam simplificadas, da seguinte forma:

$$\sigma_t = M_t (\gamma D_o \text{tg}\phi + c)$$

$$\sigma_B = M_B (\gamma D_o \text{tg}\phi + c)$$

APENDICE B

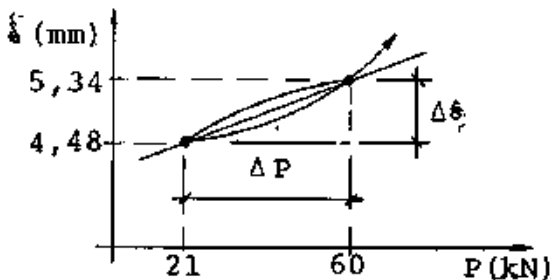
EXEMPLOS DE CÁLCULO

São apresentados a seguir os cálculos do módulo de descarregamento e recarregamento (E_{dr}), da resistência ao arrancamento das grelhas, segundo os métodos de Grenoble e Rowe, e do ângulo α para o método do cone. Os cálculos apresentados referem-se à fundação A.

Muito embora as expressões utilizadas se refiram a placas, admitiu-se que estas expressões se aplicam a grelhas, já que não ficou evidenciada qualquer influência importante da relação A_l/A_b (área líquida/área bruta) e do espaçamento entre os perfis das fundações testadas.

B.1 CÁLCULO DO MÓDULO E_{dr} - fundação A

Da fig. (IV.24) obtém-se o seguinte valor de rigidez para o 3º ciclo de carregamento:



$$K = \frac{\Delta P}{\Delta \delta_r} = \frac{(60 - 21)}{(5,34 - 4,48)} \times 10^3$$

$$K = 45,35 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

Este valor foi aplicado na expressão (II.13) que é utilizada para a previsão de deslocamentos elásticos de ancoragens horizontais retangulares. Para efeito de estimativa do módulo E_{dr} admitiu-se que esta expressão se aplica a placas medianamente inclinadas (ver comentários no item VI.3).

$$\text{De (II.13), tem-se : } \frac{P}{L \xi_m E} = \frac{I_D (h/B = \infty) I_n}{(1 - \nu^2)}$$

Considerando que $K = P/\xi_m$, obtém-se para o cálculo de E a expressão:

$$E = \frac{K(1 - \nu^2)}{L I_D I_h}$$

O valor do fator de influência I_D não varia muito com o coeficiente de Poisson (ν) e com a espessura de solo abaixo da placa (D). Considerando $\nu = 0,3$, que representa um valor típico para solos não saturados, $D/B = 10/0,5 = 20$, para um valor de $D = 10$ m estimado e $L/B = 1,35/0,5 = 2,7$, obtêm-se da fig. (II.26) $I_D = 1,62$.

O fator de correção I_h também não varia muito com ν e D/B . Considerando os valores acima e $h/B = 1,28/0,5 = 2,56$, obtêm-se da fig. (II.27) $I_h = 0,81$.

$$\text{Assim, } E_{dr} = \frac{45,3 \times 10^3 \times (1 - 0,3^2)}{1,35 \times 1,62 \times 0,81}$$

$$E_{dr} = 23,3 \times 10^3 \text{ kPa}$$

B.2 ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA, SEGUNDO O MÉTODO DE GRENOBLE - fundação A

Por este método a carga de ruptura corresponde ao menor dentre os valores determinados segundo quatro hipóteses de cálculo.

. dimensões da fundação

$$B = 0,5 \text{ m}$$

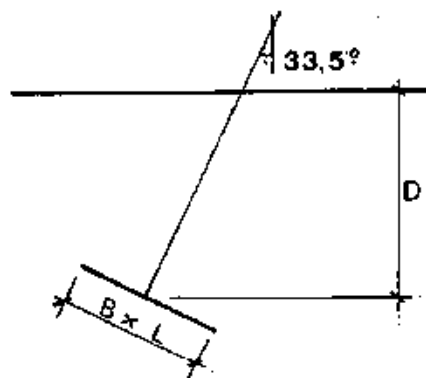
$$L = 1,35 \text{ m}$$

$$D = 1,28 \text{ m}$$

. parâmetros geotécnicos

$$\text{deformação } \left\{ \begin{array}{l} c = 9 \text{ kPa} \\ \phi = 23,0^\circ \\ \gamma = 13,4 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_c = 18,4 \text{ kN/m}^3 \end{array} \right. \quad \epsilon = 5\%$$

$$\text{deformação } \left\{ \begin{array}{l} c = 18 \text{ kPa} \\ \phi = 24,7^\circ \\ \gamma = 13,4 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_c = 18,4 \text{ kN/m}^3 \end{array} \right. \quad \epsilon = 10\%$$



- i) Hipótese 1 - carga de ruptura para placa pouco inclinada - expressão (II.1)

- raio equivalente: $R_e = \frac{B + L}{\pi} = 0,59 \text{ m}$

- profundidade relativa: $\frac{D}{R_e} = \frac{1,28}{0,59} = 2,17$

Considerando que para este tipo de solo tem-se $\alpha = \varnothing/4$, obtem-se, aplicando as expressões indicadas no apêndice A (item a), os seguintes coeficientes de capacidade de carga:

$$\begin{array}{l} \varnothing = 23\varphi \\ \alpha = \frac{-23,0}{4} \end{array} \left[\begin{array}{l} M_c = 0,897 \\ M_\varnothing + M_\gamma = 0,210 \\ M_q = 0,267 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \varnothing = 24,7\varphi \\ \alpha = \frac{-24,7}{4} \end{array} \left[\begin{array}{l} M_c = 0,881 \\ M_\varnothing + M_\gamma = 0,226 \\ M_q = 0,282 \end{array} \right.$$

Desprezando o peso próprio da ancoragem, tem-se:

a) $\epsilon = 5\%$

$$Q_R = 2 \times (0,5 + 1,35) \times \frac{1,28}{\cos 33,5} (9 \times 0,897 + 13,4 \times \frac{1,28}{\cos 33,5} \times 0,210 + 0) + 0,5 \times 1,35 \times 1,28 \times 18,4 = 70,4 + 15,9$$

$$Q_R = 86,3 \text{ kN}$$

b) $\epsilon = 10\%$

$$Q_R = 132,4 \text{ kN}$$

- ii) Hipótese 2 - carga de ruptura para placa inclinada superficial - expressão (II.2)

Aplicando-se as expressões indicadas no apêndice A (item b) obtêm-se os seguintes coeficientes de capacidade de carga:

$$\begin{array}{l} \varnothing = 23,0\varphi \end{array} \left[\begin{array}{l} N_c = 9,523 \\ N_\varnothing = 13,563 \\ N_q = 4,042 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \varnothing = 24,7\varphi \end{array} \left[\begin{array}{l} N_c = 9,309 \\ N_\varnothing = 14,122 \\ N_q = 4,282 \end{array} \right.$$

a) $\epsilon = 5\%$

$$Q_R = 0,5 \times 1,35 \times (9 \times 9,523 + 0,5 \times 13,4 \times 0,5 \times 13,563 + 0)$$

$$Q_r = 88,5 \text{ kN}$$

$$b) \epsilon = 10\%$$

$$Q_r = 145 \text{ kN}$$

iii) Hipótese 3 - carga de ruptura para placa inclinada em profundidade média - expressão (II.2)

Aplicando-se as expressões indicadas no apêndice A (item b) e fazendo $p'_o = 0$, obtêm-se:

$$\phi = 23,0^\circ \begin{cases} N_c = 8,729 \\ N_\phi = 11,407 \\ N_q = 3,705 \end{cases} \quad \phi = 24,7^\circ \begin{cases} N_c = 8,564 \\ N_\phi = 11,820 \\ N_q = 3,939 \end{cases}$$

$$a) \epsilon = 5\%$$

$$Q_r = 0,5 \times 1,35 \times (9 \times 8,729 + 0,5 \times 13,4 \times 0,5 \times 11,407 + 0)$$

$$Q_r = 78,8 \text{ kN}$$

$$b) \epsilon = 10\%$$

$$Q_r = 130,8 \text{ kN}$$

iv) Hipótese 4 - carga de ruptura para placa profunda - expressão (II.3)

Neste caso, considerou-se que o reaterro tem os mesmos parâmetros de resistência do solo natural, o que permitiu uma simplificação nos cálculos. Utilizando-se as expressões indicadas no apêndice A (item d), obtêm-se os valores apresentados na tabela (B.1) para $\epsilon = 5\%$.

ELEMENTO (*)	θ_o (°)	D_o (m)	M_t	M_B	σ_I (kPa)
I	50,176	1,418	32,883	-	561,2
II	39,824	1,360	30,899	-	517,2
III	49,385	1,222	32,689	-	342,9
IV	40,615	1,142	31,015	-	480,6
V	-	1,418	-	8,076	137,8
VI	-	1,142	-	8,076	125,1

(*) ver fig (A.1)

Tabela B.1 - Resumo dos cálculos para a hipótese de placa profunda

$$(\phi = 23,09, c = 9 \text{ kPa}, \gamma = 13,4 \text{ kN/m}^3)$$

Utilizando as expressões (II.4) e (II.5), obtêm-se:

$$\sigma_c = \frac{1}{4} [\cos 33,5 \times (561,2 + 517,2) + (2 - \cos 33,5) \times (542,9 + 480,6)]$$

$$\sigma_c = 523,2 \text{ kPa}$$

$$\sigma_L = \frac{1}{2} [\cos 33,5 \times 137,8 + (2 - \cos 33,5) \times 125,1]$$

$$\sigma_L = 130,4 \text{ kPa}$$

De (II.3), vem:

$$Q_r = 0,5 \times 1,35 \times [130,4 \times (1 - \frac{0,5}{1,35}) + 523,2 \times \frac{0,5}{1,35}]$$

$$Q_r = 186,2 \text{ kN}$$

Aplicando os parâmetros correspondentes a $\epsilon = 10\%$, obtêm-se

$$Q_r = 287,1 \text{ kN}$$

Os valores calculados para a fundação A estão resu-
midos na tabela (B.2).

CONDIÇÃO	CARGA DE RUPTURA (kN)			
	HIP.1	HIP.2	HIP.3	HIP.4
$\epsilon = 5 \%$	86,3	88,5	78,8	186,4
$\epsilon = 10\%$	132,4	145,0	130,8	287,1

Tabela B.2 - Resumo dos cálculos para a fundação A

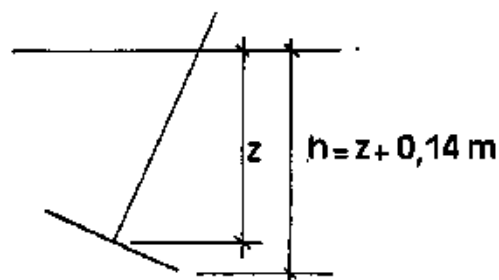
A carga de ruptura da fundação A, para cada grupo de parâmetros, foi assim definida pela hipótese 3 (placa inclinada em profundidade média), que forneceu o menor valor. O mesmo ocorreu para as demais grelhas (exceto para fundação I, com $\epsilon = 10\%$).

Embora tenha prevalecido a hipótese 3, notou-se que em todos os casos, os valores obtidos segundo as três primeiras hipóteses foram sempre da mesma ordem de grandeza, a exemplo da fundação A. Isto indica que a geometria das fundações traduz uma situação de transição entre as formas de ruptura correspondentes a estas três hipóteses. Realmente, para valores de D/B entre 2,6 e 2,9 e inclinação de 33,59 este resultado mostra-se coerente.

B.3 .. ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA SEGUNDO O MÉTODO DE ROWE - fundação A

As dimensões e os parâmetros geotécnicos são os mesmos indicados no item (B.2): por se tratar de um solo com coesão e ângulo de atrito, a expressão a utilizar para o cálculo da pressão de ruptura é a (II.10).

$$q_u = c F'_c + \gamma z F'_\gamma$$



determinação dos coeficientes de carga

$$z = 1,28 \text{ m} \quad h = 1,28 + 0,14 = 1,42 \text{ m}$$

$$\frac{h}{B} = \frac{1,42}{0,50} = 2,84$$

$$\begin{array}{l} \text{- para } \varepsilon = 5\%, \quad \theta = 23^\circ \\ \text{- para } \varepsilon = 10\%, \quad \theta = 25^\circ \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_C = 5,0 \text{ (Fig.II.24)} \\ F_\gamma = 2,2 \text{ (Fig.II.16)} \\ F_C = 4,9 \text{ (Fig.II.24)} \\ F_\gamma = 2,3 \text{ (Fig.II.16)} \end{array} \right.$$

Como não existe sobrecarga na superfície, tem-se que

$$F_C' = F_C.$$

O valor de F_γ' é obtido pela expressão (II.9); considerando todos os fatores de correção iguais a 1 (um), tem-se

$$F_\gamma' = F_\gamma.$$

i) carga de ruptura para $\varepsilon = 5\%$

$$q_u = 9 \times 5,0 + 18,4 \times 1,28 \times 2,2 = 96,8 \text{ kPa}$$

$$Q_r = q_u B L = 96,8 \times 0,5 \times 1,35$$

$$Q_r = 65,4 \text{ kN}$$

ii) carga de ruptura para $\varepsilon = 10\%$

$$q_u = 1,8 \times 4,9 + 18,4 \times 1,28 \times 2,3 = 14,24 \text{ kPa}$$

$$Q_r = 14,24 \times 0,5 \times 1,35$$

$$Q_r = 96,1 \text{ kN}$$

B.4 DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO α PARA O MÉTODO DO CONE - fundação A.

O peso de terra (W) que equilibra o esforço de arrancamento (T) é dado pela expressão (II.14). Considerando separadamente o peso específico natural (γ) e o compactado (γ_c), referentes ao solo natural e ao reaterro, obtém-se a seguinte expressão para W :

$$W = B \cos^2 \beta L D \gamma_c + [(B + L) D^2 \operatorname{tg} \alpha + \frac{\pi}{3} D^3 \operatorname{tg}^2 \alpha] \gamma$$

Esta expressão desenvolvida fornece uma equação do 2º grau, com $\text{tg } \alpha$ como incógnita tal como se segue.

$$a \text{ tg }^2 \alpha + b \text{ tg } \alpha + c = 0$$

$$\text{com } a = \frac{\pi}{3} D^3 \gamma$$

$$b = (B + L) D^2 \gamma$$

$$c = B \cos \beta L D \gamma_c - W$$

Da expressão (II.15) determina-se W a partir de T , fazendo $W = k T \cos \beta$, onde k é o fator de segurança.

Para a fundação A tem-se:

$$B = 0,50 \text{ m}$$

$$\gamma = 13,4 \text{ kN/m}^3$$

$$L = 1,35 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 18,4 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 1,28 \text{ m}$$

$$T = 109 \text{ kN}$$

$$\beta = 33,5^\circ$$

Com estes dados, obtém-se o valor de α , solucionando a equação acima e desprezando a raiz negativa.

- para $k = 1,1$, obtém-se $\alpha = 49^\circ$

- para $k = 1,3$, obtém-se $\alpha = 53^\circ$