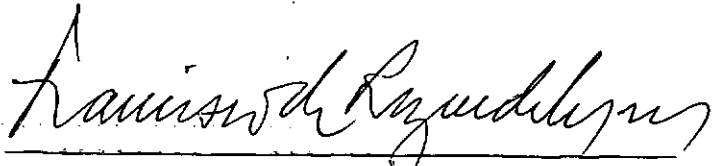


CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO RECALQUE DE PLACAS
COM BASE EM ENSAIOS DE PENETRAÇÃO

Carla Sutter Navarro de Andrade

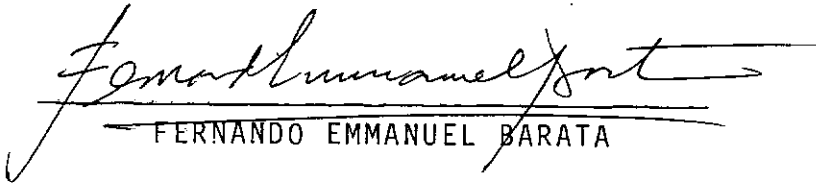
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JA
NEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:



FRANCISCO DE REZENDE LOPES


(Presidente)



FERNANDO EMMANUEL BARATA



DIRCEU DE ALENCAR VELLOSO



PEDRO PAULO COSTA VELLOSO

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

OUTUBRO - 1982

ANDRADE, Carla Sutter Navarro de

Contribuição ao Estudo do Recalque de Placas com base em Ensaios de Penetração.

ix, 210 p., 29,7 cm

Tese de Mestrado, Univ. Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 1982.

1. Placas
2. Recalques
3. Ensaios in-situ
4. Teses

- I. Universidade Federal do Rio de Janeiro
- II. Título

a João Carlos
e
Fernanda

AGRADECIMENTOS

A meus pais Luiz Carlos e Helena, pelo imenso apoio nas horas mais desanimadoras.

Ao Prof. Francisco de Rezende Lopes pela orientação, estímulo e amizade, sem os quais se tornaria mais difícil a realização deste trabalho. Ainda, pela revisão do texto.

A meus irmãos e amigos, pelo incentivo, amizade e apoio durante o curso e elaboração desta tese.

Aos docentes do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, pelos ensinamentos adquiridos naquela instituição.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico (CNPq) pelo apoio financeiro durante o curso e elaboração desta tese,

À Geotécnica S.A. (Rio de Janeiro), por haver permitido a utilização de seus arquivos.

A Maria de Fátima, pela confecção dos desenhos e a Beth e Sueli pela datilografia do texto.

RESUMO

O objetivo desta pesquisa foi rever os métodos de previsão de recalques de placas em condições drenadas com base em ensaios de penetração, e tentar determinar quais destes métodos produzem resultados mais próximos da realidade para solos brasileiros. Com esta finalidade, foram feitas aplicações dos diversos métodos na previsão dos resultados de cinco séries de provas de carga realizadas na superfície e em diferentes locais.

A comparação entre recalques previstos pelo diversos métodos e medidos nas provas de carga permitiu distinguir os métodos capazes de melhores previsões e as limitações dos métodos, especialmente no que diz respeito à história de adensamento dos solos.

Para colaborar numa revisão crítica dos métodos, foi realizado um estudo paramétrico do comportamento de placas superficiais pelo Método dos Elementos Finitos, examinando a influência da aderência da placa ao solo, da não linearidade das propriedades do solo e do estado de tensão inicial, entre outros fatores. A revisão crítica foi limitada pela própria natureza semi-empírica dos métodos.

SUMMARY

The main purpose of this research was to review methods to estimate the settlement of plates in drained conditions based on penetration tests, and attempt to select those which are capable of producing good predictions for Brazilian soils. With this purpose, the various methods were applied to five series of load tests performed on plates at the surface.

A comparison between settlements predicted by the various methods and observed in the tests allowed to separate methods capable of better predictions, as well as the limitation of the methods, especially regarding the consolidation history of the soils.

In order to help in a critical review of the methods, a parametric study of the behaviour of surface plates was carried out with the Finite Element Method. The parametric study examined the influence of the plate/soil adhesion, the non-linearity in soil properties and the initial state of stress. This critical review was limited by the semi-empirical nature of the methods.

INDICE

	Pag.
CAPÍTULO 1	
INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2	
REVISÃO DE MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES	
2.1 INTRODUÇÃO	4
2.2 MÉTODOS BASEADOS EM ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA	
2.2.1 Método de Terzaghi e Peck	6
<i>Discussões e Modificações Posteriores do Método</i>	
(a) Tomlinson	7
(b) Meyerhof	7
(c) Peck e Bazaraa	8
(d) Sutherland	9
2.2.2 Método de Alpan	10
2.2.3 Método de D'Appolonia, D'Appolonia e Brissette	11
2.2.4 Método de Parry	13
2.2.5 Método de Schultze e Sherif	15
2.2.6 Método de Peck, Hanson e Thornburn	15
2.2.7 Método de Oweis	17
2.2.8 Método de Arnold	19
2.2.9 Método de Anagnostopoulos e Papadopoulos	23
2.3 MÉTODOS BASEADOS EM ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA	
2.3.1 Método de Buisman ou Buisman-De Beer	25
2.3.2 Método de Barata	27
2.3.3. Método de Schmertmann	28
2.3.4 Método de Harr	30

	Pag.
CAPÍTULO 3	
ESTUDO PARAMÉTRICO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	
3.1	TESTES LINEARES - CASOS 1A e 1B 51
3.2	CASO 2 52
3.3	CASO 3 53
3.4	CASO 4 55
3.5	CASO 5 56
CAPÍTULO 4	
COMPARAÇÃO DE RECALQUES PREVISTOS E MEDIDOS EM PROVAS DE CARGA PUBLICADAS	
4.1	PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM CAMPINAS (SP) 99
4.2	PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM ADRIANÓPOLIS (RJ) 101
4.3	PROVAS DE CARGA REALIZADAS NA GÁVEA (RJ) 103
4.4	PROVAS DE CARGA REALIZADAS NA USINA SIDERÚRGICA DE TUBARÃO (ES) 106
CAPÍTULO 5	
DISCUSSÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES	
5.1	ANÁLISE COMPARATIVA DAS PREVISÕES 135
5.2	DISCUSSÃO 136
CAPÍTULO 6	
CONCLUSÕES 140	
BIBLIOGRAFIA 143	
APÊNDICE 1: Aplicação dos Métodos de Previsão de Recalques aos Ensaios realizados por Sondotécnica na Refinaria do Planalto, Campinas, SP. 150	
APÊNDICE 2: Aplicação dos Métodos de Previsão de Recalques aos Ensaios realizados em Adrianópolis (RJ) 166	

	Pag.
APÊNDICE 3: Aplicação dos Métodos de Previsão de Recalques aos Ensaios realizados na Gávea, PUC (RJ)	181
APÊNDICE 4: Aplicação dos Métodos de Previsão de Recalques aos Ensaios realizados na Usina Siderúrgica de Tubarão, Vitória (ES)	196

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Num projeto de fundações, dois requisitos devem ser satisfeitos: (i) deve haver um adequado coeficiente de segurança à ruptura ou perda de capacidade de carga do solo e (ii) os recalques totais e diferenciais devem ser mantidos dentro de limites toleráveis (além da segurança à ruptura e deformabilidade aceitável do elemento estrutural).

A previsão de recalques é, talvez, a tarefa mais difícil, devido à dificuldade em se determinar, na prática, as espessuras e compressibilidades das várias camadas subjacentes a uma estrutura, e de se considerar a interação dos diversos elementos estruturais, a redistribuição da carga à medida que a estrutura se assenta diferencialmente e o fator tempo.

A relação entre o recalque e o carregamento é função da permeabilidade e do grau de saturação do material (aqui, apenas carregamentos relativamente rápidos são considerados). Do ponto de vista de permeabilidade, areias e argilas representam dois extremos opostos. No caso das areias, o recalque se processa durante o carregamento; e no caso das argilas, há um recalque que ocorre com o carregamento, devido às deformações cisalhantes, e uma parcela após o carregamento completado. O recalque após o carregamento completado, em argilas, se deve à dissipação gradual dos excessos de pressão neutra gerados pelo carregamento, o que é feito à custa de migração de água, que provoca a redução de volume. Se a argila for parcialmente saturada, entretanto, não serão gerados no carregamento excessos de pressão neutra apreciáveis (dependendo, naturalmente, do grau de saturação) já que a estrutura ou esqueleto sólido poderá se comprimir pela redução do volume de vazios ocupado pelo ar. Os recalques, neste caso, se processam como no caso de areias, e a eles se aplica o termo "recalques drenados".

O cálculo de recalques de fundações em areias é dificultado pelas limitações práticas em se retirar - e preparar para ensaio em laboratório - amostras representativas. Acresce-se a isso o fato de sô se poder reproduzir o estado de tensões in situ com base numa estimativa (levando em conta a profundidade e um possível K_0) já que a amostra não mantém o estado de tensão efetiva existente in-situ (neste aspecto, o problema existe também em argilas parcialmente saturadas). Por estas razões, na estimativa de recalques em areias, recorre-se a ensaios in-situ, sendo os mais comuns: ensaio de penetração estática ("diepsondering" ou "ensaio de cone"), ensaio de penetração dinâmica ("SPT") e ensaio de placa.

Este trabalho aborda os métodos de estimativa de recalques drenados (de areias e argilas parcialmente saturadas) com base em ensaios in-situ, particularmente ensaios de penetração já que são, na maioria dos casos, o único ensaio disponível. Os métodos que fornecem os recalques com base nos ensaios de penetração são geralmente chamados semi-empíricos (vide introdução ao Capítulo 2).

Uma maneira de se avaliar os métodos semi-empíricos é fazer-se uma série de comparações de previsões com medições feitas para um determinado tipo de solo. Para colaborar numa avaliação dos métodos seria interessante realizar um estudo paramétrico pelo Método dos Elementos Finitos, examinando os efeitos de fatores que sabidamente afetam o comportamento de placas, e que são incluídos, de uma maneira ou de outra, nos métodos.

O objetivo dessa tese é fazer uma avaliação, para solos brasileiros, dos métodos semi-empíricos disponíveis, usando-se provas de carga encontradas na literatura. Foram encontrados quatro grupos de provas de carga (um dos grupos com duas séries de provas), sendo três em solo residual (um de basalto em São Paulo e dois de gnaisse no Rio de Janeiro) e um em solo da Formação Barreiras (no Espírito Santo).

Esta tese contém (Capítulo 2) um levantamento dos métodos de previsão de recalques drenados de placas, restrito aos métodos baseados em ensaios de penetração estática e dinâmica. O Capítulo 3 contém resultados de um estudo paramétrico do comportamento de placas superficiais pelo Método dos Elementos Finitos. No Capítulo 4 é feita uma breve descrição das provas encontradas na literatura e também contém comparações entre previsões (cujos cálculos estão nos Apêndices 1 a 4) de recalques por métodos semi-empíricos (apresentadas no Capítulo 2) e medições de recalques feitas nas provas de carga. O Capítulo 5 contém uma discussão dos métodos, com base nos seus desempenhos nas previsões e tenta-se analisar alguns pontos de suas concepções. O Capítulo 6 apresenta conclusões gerais e sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES

Neste capítulo serão apresentados, de maneira sucinta, os métodos mais conhecidos para previsão de recalques drenados de placas. Ênfase especial será dada aos métodos baseados em ensaios de penetração estática (cone) e dinâmica (SPT). Métodos baseados em ensaios de placa foram objeto de diversos estudos no Brasil, entre eles as recentes teses de Jardim (1980) e Romanel (1981).

2.1 INTRODUÇÃO

Os métodos de previsão de recalques de placas em areias podem ser separados em métodos racionais e semi-empíricos.

Métodos racionais seriam aqueles em que o modelo de análise é teoricamente correto, como é o caso da Teoria da Elasticidade e o Método dos Elementos Finitos, e os parâmetros nele introduzidos reproduzem o comportamento real do material (parâmetros naturalmente, adequados ao modelo). A maior dificuldade em se aplicar um método racional está na obtenção dos parâmetros; esta obtenção em laboratório sofre uma série de restrições na prática e geralmente recorre-se a ensaios de placa, retroanalisados com o mesmo modelo que se usará na análise da placa-protótipo. (O ensaio pressiométrico pode produzir parâmetros para métodos racionais; sua utilização no Brasil é, entretanto, bastante limitada.)

Métodos semi-empíricos* seriam aqueles em que um modelo teoricamente correto - ou uma adaptação dele - é usado com parâmetros obtidos por correlação com ensaios in-situ. O modelo teó-

* Alguns autores chamam estes métodos de "métodos empíricos diretos", pois os resultados do ensaio de penetração são usados na obtenção do recalque e não parâmetros de deformação.

rico sofre, em alguns métodos, uma adaptação de tal ordem que mal se distingue sua origem, geralmente a Teoria da Elasticidade.

Uma crítica que pode ser feita ao uso da Teoria da Elasticidade (linear) - dentro de um enfoque racional - para o cálculo de recalques drenados é que as propriedades de deformação variam com a pressão média efetiva (ou pressão confinante) - que muda com o carregamento -, enquanto uma solução linear adota parâmetros constantes (com o carregamento). A adoção de parâmetros constantes é válida no caso não drenado (argilas a curto prazo) pois a qualquer trajetória de tensões totais corresponderá uma única trajetória efetiva e, portanto, uma única relação tensão-deformação. No caso drenado (areias ou argilas a longo prazo), as propriedades de deformação de cada ponto corresponderão à trajetória de tensões (efetivas) seguida naquele ponto, que não coincidirão com a trajetória seguida no ensaio de laboratório. (Esta questão está ilustrada na Figura 2.1.) Assim, pode-se concluir que é importante, numa análise racional, incluir a dependência da tensão confinante nos parâmetros de deformação (o problema é análogo ao de estabilidade nos quais a resistência - drenada - é função da pressão confinante).

O exame de métodos racionais não é o objetivo desta tese, mas sim dos métodos semi-empíricos, muito mais utilizados na prática; desses, os métodos baseados nos ensaios de penetração estática (cone) e dinâmica (SPT) são os mais empregados. Ensaios de placa não serão examinados pois são empregados com o objetivo de se obter parâmetros para métodos racionais ou de se conhecer, por extrapolação, o comportamento do protótipo (dimensões reais). Os métodos de extrapolação de recalques de placas de uma dimensão para outra, como o de Terzaghi e Peck (1948), representado na Figura 2.2, e o de Housel (1929) são, na realidade, métodos racionais, levando em conta o crescimento do módulo de elasticidade com a profundidade, como pode ser apreciado nos trabalhos de Barata (1962, 1966, 1967, 1973), Carrier e Christian (1973) e Parry (1977, 1978).

Ainda, não serão examinadas correlações isoladas entre os resultados de ensaios de penetração e parâmetros de deformação,

(que poderiam ser chamados de "métodos empíricos indiretos"), como as de Webb (1969), Thomas (1968) e Schultze e Melzer (1965), pois tais correlações são dependentes do método de obtenção dos parâmetros (geralmente retro-análise de provas de carga em placas), além da escala (dimensões da placa), e estes métodos não são especificados.

2.2. MÉTODOS BASEADOS EM ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

2.2.1. Método de Terzaghi e Peck

Terzaghi e Peck (1948) propuseram o ábaco da Figura 2.3 que relaciona a pressão (admissível) correspondente ao recalque de 1 polegada de uma sapata em areia, o número de golpes no SPT e a menor dimensão. Sugeriram que o resultado do ensaio de penetração dinâmica fosse corrigido no caso de areias finas ou areias siltsosas submersas de acordo com:

$$N_{\text{corr}} = 15 + 0,5 (N - 15) \quad (2.1)$$

No caso de existência de lençol d'água a uma profundidade menor que 2B (em relação a base da fundação), Terzaghi e Peck (1948) sugeriram, ainda, que a pressão obtida no ábaco fosse reduzida em 50%.

Jorden (1977) procurou colocar na forma de equação a proposição de Terzaghi e Peck (1948), chegando à seguinte expressão:

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2 \quad (2.2)$$

onde:

- w - recalque da placa (em polegadas)
- B - largura da placa, suposta quadrada (em pés)
- q - pressão aplicada (em t/ft² ≈ kgf/cm²)
- N - número de golpes no SPT, recomendando-se tomar a média numa profundidade igual à largura da fundação

C_w - fator de correção para o efeito de posição do lençol freático, que toma os valores (sendo D_w a profundidade do lençol):

$$C_w = 1,0 \quad \text{para} \quad D_w = 2B$$

$$C_w = 2,0 \quad \text{para} \quad D_w = 0$$

C_d - fator de correção para o embutimento da fundação, que toma os valores (sendo D a profundidade da fundação):

$$C_d = 1,0 \quad \text{para} \quad D/B = 0$$

$$C_d = 0,75 \quad \text{para} \quad D/B = 1$$

Discussões e Modificações Posteriores do Método

(a) Gibbs e Holtz (1957) mostraram que a resistência à penetração é função da pressão efetiva bem como da densidade relativa, condições do nível d'água e de outros fatores (Figura 2.4). Com base no trabalho de Gibbs e Holtz (1957), Tomlinson (1969) propôs uma modificação do método de Terzaghi e Peck (1948) que está representada na Figura 2.5. As diferenças entre o número de golpes corrigido e o medido são muito marcantes para os ensaios executados a pouca profundidade. A Figura 2.5 indica que o valor de N medido deveria ser aumentado 4 vezes para profundidades muito pequenas; uma correção dessa magnitude deve, entretanto, ser aplicada com cautela.

(b) Meyerhof (1965), revendo a proposição de Terzaghi e Peck (1948), constatou que as pressões admissíveis para determinação dos valores de recalques admissíveis de fundações rasas em areias eram conservativas, mesmo desprezando a posição do nível d'água no solo. (A explicação dada por Meyerhof para que a presença do nível d'água não seja levada em conta é que os efeitos do nível d'água já existem no ensaio de penetração dinâmica.) Baseado nessa análise, Meyerhof sugeriu que as pressões admissíveis calculadas segundo Terzaghi e Peck (1948) fossem aumentadas em 50%. A proposição de Meyerhof foi confirmada pelo trabalho de D'Appolonia et al. (1968). Meyerhof

(1965) propos, ainda, as seguintes expressões para estimativa de recalques (recalques em polegadas, pressões em kg/cm^2 e menor dimensão em pés):

$$w = q \cdot \frac{8}{N} \quad \text{para} \quad B < 4 \text{ p\~{e}s} \quad (2.3a)$$

$$w = q \cdot \frac{12}{N} \left(\frac{B}{1 + B} \right)^2 \quad \text{para} \quad B > 4 \text{ p\~{e}s} \quad (2.3b)$$

$$w = q \cdot \frac{12}{N} \quad \text{para} \quad \text{radiers} \quad (2.3c)$$

(c) Peck e Bazaraa (1969) propuseram modificações no método de Terzaghi e Peck (1948), segundo a fórmula:

$$w = K \cdot C_d \cdot \frac{2q}{N_c} \left(\frac{2B}{B + 1} \right)^2 \quad (2.4)$$

onde:

w - recalque da placa (em polegadas)

B - largura da placa (em pés)

q - pressão aplicada (em $\text{t/ft}^2 = \text{kgf/cm}^2$)

N_c - número de golpes no SPT corrigido segundo as fórmulas (ver também Figura 2.5):

$$N_c = \frac{4N}{1 + 2\sigma'_{v,0}} \quad \text{para} \quad \sigma'_{v,0} \leq 1500 \text{ lbf/ft}^2 \quad (2.5a)$$

$$N_c = \frac{4N}{3,25 + 0,5\sigma'_{v,0}} \quad \text{para} \quad \sigma'_{v,0} \geq 1500 \text{ lbf/ft}^2 \quad (2.5b)$$

C_d - fator de correção devido ao embutimento da fundação, calculado segundo a fórmula:

$$C_d = 1,0 - 0,4 (D/q)^{1/2} \quad (2.6)$$

K - relação entre a pressão efetiva devida ao peso próprio do terreno ($\sigma'_{v,0}$) na profundidade $0,5B$ abaixo da base da fundação com o terreno seco e a pressão efetiva devida ao peso próprio do terreno na profundidade $0,5B$ abaixo da base da fundação com o nível d'água existente,

Este método pode ser empregado para se obter a pressão admissível correspondente a um recalque de 1 polegada da seguinte maneira:

- (1) obter o número de golpes corrigido N_c (Equações 2.5 ou Figura 2.5);
- (2) entrar com N_c na Figura 2.3 (ou Equação 2.2);
- (3) aumentar em 50% o valor desta pressão;
- (4) dividir essa pressão por C_d e K ;
- (5) alternativamente, usar a Equação 2.4

Bazaraa (1970) apresenta um gráfico (Figura 2.6) para determinar a pressão admissível correspondente ao recalque de 1 polegada, baseada na Equação:

$$q_{adm} = \frac{N_c}{2} \left(\frac{1 + B}{2B} \right)^2 \quad (2.7)$$

que corresponde a Equação 2.4 para um recalque de 1 polegada e $K = 1,0$ (nível d'água profundo) e $C_d = 1,0$ (sem embutimento).

Para baixos valores da pressão inicial vertical efetiva ($\sigma'_{v,0}$), esse método fornece aproximadamente a mesma pressão admissível para 1 polegada de recalque que o método de Terzaghi e Peck (1948). Entretanto, para altos valores de $\sigma'_{v,0}$, tem-se o efeito de uma fundação profunda e conseqüentemente os efeitos de confinamento no recalque devem ser considerados.

- (d) Sutherland (1974) também considerou o método de Terzaghi e Peck (1948) muito conservativo, sugerindo, com base no trabalho de Bazaraa (1967), substituir-se o valor 3 da fórmula original (Equação 2.2) por 2, para se obter uma previsão mais realista do recalque.

2.2.2. Método de Alpan

O método de Alpan (1964) baseia-se na previsão do recalque de uma placa quadrada de 1 pē (0,30 m) no nível da fundação, usando valores de N corrigidos para pressão efetiva devido ao peso próprio do terreno, e na extrapolação desse recalque (w_p) para a estrutura real (w_r), usando a relação de Terzaghi e Peck (1948):

$$w_r = w_p \cdot \left(\frac{2B}{B+1}\right)^2 \quad (2.8)$$

O recalque da placa quadrada de 1 pē é dado por:

$$w_p = a_0 \cdot q \quad (2.9)$$

onde:

q - pressão transmitida pela fundação (em kN/m²)

B - largura da fundação (em m)

a₀ - inverso do coeficiente de recalque para uma placa de 0,30 m (em m³/kN)

Para fundações que não sejam quadradas nem circulares, w_r deve ser multiplicado pelo fator de forma m dado na tabela abaixo:

L/B	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	10.0
m	1.0	1.21	1.37	1.60	1.94	2.36

O procedimento do método é o seguinte:

- (1) o valor de N ao nível da fundação é corrigido para a pressão efetiva devido ao peso próprio do terreno, $\sigma'_{v,0}$, ao nível da fundação, usando a Figura 2.7 (escolhe-se a linha de densidade relativa correspondente a N e $\sigma'_{v,0}$, segue-se esta linha até a curva de Terzaghi e Peck (1948) e tira-se o valor de N corrigido);
- (2) o valor corrigido de N é usado na Figura 2.8 para baixos valores de N ou na Figura 2.9 para altos valores de N, verificando-se que para valores de N mais baixos, a pressão trans-

mitida prevista seja menor que a que define o limite da faixa l_i near;

- (3) o quociente a_B/a_0 , entre o inverso do coeficiente de recalque da fundação e da placa, é obtido a partir da Figura 2.10, correspondendo a B; assim, o recalque é obtido pela Equação 2.8, aplicando o fator de forma, se necessário.

O procedimento pode ser criticado tendo em vista que se baseia:

- (a) no valor de N ao nível da fundação e não no valor médio ao longo da profundidade influenciada pela fundação;
- (b) na relação de Terzaghi - Peck entre o recalque e o tamanho da fundação (Figura 2.2), questionada por diversos autores como Bjerrum e Eggstad (1963), D'Appolonia et al. (1968), Barata (1973), Carrier III e Christian (1973).

2.2.3. Método de D'Appolonia, D'Appolonia e Brissette

D'Appolonia et al. (1970) propuseram para o cálculo de recalques de estruturas em areias correlações entre o ensaio de penetração dinâmica (SPT) e parâmetros elásticos para a expressão (da Teoria da Elasticidade):

$$w = q \cdot B \frac{1}{M} \cdot I \quad (2.10)$$

onde:

w - recalque da fundação

q - pressão média aplicada

B - menor dimensão da fundação

$M = E' / (1 - \nu'^2) =$ módulo de deformação

I - fator de influência, que depende da geometria da fundação (μ_0), das profundidades da fundação e da camada incompressível (μ_1) (Figura 2.11 e 2.12).

Apesar da equação acima ter sido derivada para material elástico, isotrópico e homogêneo, ela é considerada aceitável para materiais não homogêneos, desde que a média dos valores de \bar{m}

dulos seja selecionada. O recalque das fundações em areias são considerados elásticos porque as pressões admissíveis são estimadas com grandes fatores de segurança à ruptura.

A maior objeção em usar a Teoria da Elasticidade para calcular recalques de fundações sobre areias é que a relação acima prevê uma relação linear entre a largura da fundação e o recalque quando se sabe que o recalque cresce, em geral, segundo relação não-linear com a largura da fundação. Este problema pode ser contornado se o valor de N for tirado da zona de influência (como foi dito anteriormente), pois o N geralmente cresce com a profundidade por causa do aumento da pressão efetiva e, conseqüentemente, a média do módulo de compressibilidade também aumenta com a profundidade. A presença do nível d'água pode ser ignorada porque seus efeitos no módulo de deformação são considerados já presentes na medida do SPT.

Os autores sugerem que o módulo de deformação (M) seja determinado com base em correlações com SPT, observando-se o comportamento de estruturas em areia, o valor de N usado nessa correlação sendo a média obtida sob a zona de influência (profundidade B) da fundação.

Com base na análise de vários casos, chegaram à correlação da Figura 2.13, que recomendam seja verificada para outros casos antes de ser adotada para uso geral. Os autores plotaram M versus N (Figura 2,13). Se for adotado o valor 0,25 para o Coeficiente de Poisson, as correlações da figura podem ser expressas como:

$$E \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 540 + 13,5N \quad (2.11a)$$

para areias prē-adensadas

$$E \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 216 + 10,6N \quad (2.11b)$$

para areias normalmente-adensadas

É interessante observar que os autores não aplicam correções ao número de golpes do SPT, e que também ignoram a presença do nível d'água, baseando-se em que seu efeito no módulo de de-

formação da areia já é levado em conta no valor medido do SPT,

2.2.4, Método de Parry

Parry (1971) propôs um método simples para o cálculo de recalques de placas em areias, admitindo que o recalque é uma função da largura da área carregada, da magnitude da pressão transmitida e do módulo de deformação do solo. A equação a ser usada é:

$$w = q B \frac{a}{N} C_w \cdot C_D \cdot C_T \quad (2.12)$$

onde:

w - recalque (em m)

a - constante (igual a $2 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$)

q - pressão aplicada (em kN/m^2)

N - média do valor SPT

B - largura da fundação (em m)

C_D - coeficiente de influência da profundidade (Figura 2.14)

C_T - coeficiente relativo à espessura da camada compressível (Figura 2.15)

\bar{N} é o valor medido a uma profundidade igual a $3/4$ abaixo do nível da fundação, se os valores de N variam constantemente com a profundidade. Em caso contrário:

(i) tomar a média do valor de N entre o nível da fundação e uma profundidade de $3/4 B$ e multiplicar por 3, dando $3N_1$;

(ii) tomar a média do valor de N entre as profundidades $3/4 B$ e $3/2 B$ e multiplicar por 2, dando $2N_2$;

(iii) tomar a média do valor de N entre $3/2 B$ e $2B$, dando N_3 ;

(iv) calcular

$$N = \frac{3N_1 + 2N_2 + N_3}{6} \quad (2.13)$$

C_w corrige a influência do lençol freático. Admitindo que o lençol freático tenha influência somente dentro de uma profundidade $2B$ abaixo do nível da fundação, e tomando D como a profundidade da escavação e D_w como a profundidade do lençol freático sob a superfície do solo, tem-se:

$$C_w = 1 + \frac{D_w}{D + 3/4 B} \quad \text{para } 0 < D_w < D \quad (2.14a)$$

$$C_w = 1 + \frac{D_w (2B + D - D_w)}{2B (D + 0,75B)} \quad \text{para } D < D_w < 2B \quad (2.14b)$$

Não se aplica correção às sapatas rasas ou a sapatas em escavações aterradas, se o lençol freático não subir após a escavação do local, e durante a vida útil da estrutura. Se a subida do lençol for esperada, os valores de N medidos devem ser reduzidos em proporção direta à alteração da pressão efetiva devido ao peso próprio do terreno.

Uma comparação entre as Equações 2.10 de D'Appolonia et al. (1970) e 2.12 de Parry (1971) mostra que são, na realidade, a mesma, a menos dos coeficientes ou fatores geométricos e de nível d'água do problema, e do módulo de deformação, que na expressão de Parry (1971) vale

$$M = 5.000 \text{ N (kN/m}^2\text{)} \quad (2.15)$$

maior, portanto, que o sugerido por D'Appolonia et al. (1970), especialmente para valores de N maiores que 20.

Posteriormente, Parry (1977, 1978) propôs que a constante a fosse majorada em 50%, passando para $3 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$, o que faz com que a Expressão 2.15 se modifique para:

$$M \equiv 3.300 \text{ N (kN/m}^2\text{)} \quad (2.16)$$

2.2.5. Método de Schultze e Sherif

Schultze e Sherif (1973) propuseram um método para cálculo de recalques de placas em areias segundo a expressão:

$$w = \frac{p \cdot f}{1,71 N^{0,87} \sqrt{B/B_1}} \cdot \frac{1}{(1 + 0,4 D/B)} \cdot B \quad (2.17)$$

onde:

- w - recalque (em cm)
- p - pressão do terreno considerada sem redução do material escavado (em kgf/cm²)
- f - fator de influência de acordo com tabelas usuais para semi-espaço elástico-isotrópico, com $\nu = 0$
- N - número de golpes do SPT
- B - dimensão da fundação (em cm)
- B₁ - unidade da dimensão (1 cm)
- D - profundidade da fundação (em cm)

Para simplificar o cálculo de recalques da Equação 2.17, o parâmetro (coeficiente de recalque) $\frac{w}{p} \cdot \frac{N^{0,87}}{(1 + 0,4 D/B)}$ foi plotado como função da dimensão B para várias razões L/B e d_s/B (Figura 2.16).

A Equação 2.17 tem origem na Teoria da Elasticidade e é válida, portanto, quando a fronteira rígida está a uma profundidade maior que 2B. No caso de esta fronteira se situar a menor profundidade, a tabela no canto da Figura 2.16 deve ser usada para se obter um fator de redução (que multiplicará o recalque obtido com a Expressão 2.17).

2.2.6. Método de Peck, Hanson e Thornburn

Peck et al. (1974) propuseram uma modificação no método original de Terzaghi e Peck (1948) (diferente, ainda, da modifi-

cação proposta por Peck e Bazaraa, 1969). O novo fator de correção do efeito da tensão geostática é dado por (ver também Figura 2.5):

$$C_N = 0,77 \log \frac{20}{\sigma'_{v,0}} \quad (2.18)$$

onde $\sigma'_{v,0}$ é a tensão efetiva inicial (em lb/ft^2).

O procedimento do método é o seguinte:

- (1) Usar a média dos valores de N_C (número de golpes no SPT corrigido para areias finas ou siltsosas submersas de acordo com a Equação 2.1) e corrigir a Equação 2.18 ou Figura 2.5;
- (2) Entrar na Figura 2.17 com N_C e obter a pressão correspondente ao recalque de 1 polegada;
- (3) Aplicar a correção devida ao nível d'água (C_w) à pressão q (correspondente ao recalque de 1 polegada em solo seco) se o nível d'água estiver dentro de uma profundidade B , sendo:

$$C_w = 0,5 + 0,5 \frac{D_w}{D_f + B} \quad (2.19)$$

onde:

D_w - profundidade do lençol freático,

D_f - profundidade da fundação, ambos medidos a partir da superfície do solo,

B - largura da fundação

Jorden (1977) fez os seguintes comentários sobre o método:

- (1) A Figura 2.17 é válida para areias uniformes e para $D_f \leq B$;
- (2) Não é levado em conta se o terreno é sobre-adensado;
- (3) Os valores da pressão admissível obtidos por esse método são aproximadamente 50% maiores que as obtidas no método de Terzaghi e Peck (1948).

2.2.7. Método de Oweis

Oweis (1979) propôs um método de cálculo de recalques, o qual denominou "Modelo Linear Equivalente" ("Equivalent Linear Model"), baseado em resultados do ensaio de penetração dinâmica (SPT). O objetivo desse método é estimar o módulo de deformação, considerado dependente da tensão normal (efetiva) média, do nível de deformação e da compactidade inicial da areia. O autor elaborou a seguinte rotina para o cálculo dos recalques:

(1) Calcular os valores de N_B , corrigindo N segundo:

$$N_B = \frac{4N}{1 + 2\sigma'_{v,0}} \quad \text{para } \sigma'_{v,0} \leq 1,5 \text{ ksf} \quad (2.20a)$$

$$N_B = \frac{4N}{3,25 + 0,5\sigma'_{v,0}} \quad \text{para } \sigma'_{v,0} \geq 1,5 \text{ ksf} \quad (2.20b)$$

onde:

$\sigma'_{v,0}$ - pressão vertical efetiva em ksf (kilopounds/square foot) na profundidade onde é medido o número de golpes N (correção prevista por Bazaraa, 1967)

(2) Calcular a pressão vertical efetiva (σ'_v) no meio de cada camada baseado numa coluna de solo medido da superfície do terreno sob a base da fundação e a pressão normal efetiva média ($\sigma'_{m,0}$) baseada na equação:

$$\sigma'_{m,0} = \frac{1 + 2 K_0}{3} \sigma'_v \quad (2.21)$$

onde:

K_0 - coeficiente de empuxo no repouso

(3) Estimar o acréscimo da pressão normal efetiva média ($\Delta\sigma_m$) no meio de cada camada, usando a Figura 2.18 conhecida a intensidade do carregamento (q);

(4) Estimar $K_{m\bar{\alpha}x}$ usando as seguintes equações:

$$K_{m\bar{x}} = \frac{E_{m\bar{x}}}{(\sigma_m)^{1/2}} = 17,2 (N_B)^{0,42} \quad (2.22)$$

- para areias m\u00e9dias e finas

$$K_{m\bar{x}} = \frac{E_{m\bar{x}}}{(\sigma_m)^{1/2}} = 18 (N_B)^{0,58} \quad (2.23)$$

- para areias grossas, pedregulhos ou areia pedregulhosa.

(5) Calcular

$$E_{m\bar{x}} = K_{m\bar{x}} (\sigma'_{m,0} + \Delta\sigma_m)^{1/2} \quad (2.24)$$

($E_{m\bar{x}}$ em ksf, $\sigma'_{m,0}$ em psf)

(6) Obter os fatores de recalque da Figura 2.19 no topo e base de cada camada e calcular Ψ e λ para cada camada

$$\Psi_i = F_i - F_{i-1} \quad (2.25)$$

$$\lambda_i = \frac{q \cdot B}{h_i E_{m\bar{x}}} \Psi_i \quad (2.26)$$

onde:

F_i, F_{i-1} - fatores de recalque de cada camada

$E_{m\bar{x}}$ - m\u00f3dulo de deforma\u00e7\u00e3o m\u00e1xima (em kN/m²)

q - carga aplicada (kN/m²)

h_i - espessura de cada camada (em m)

B - largura da funda\u00e7\u00e3o (em m)

(7) Conhecendo λ , obter a raz\u00e3o $E/E_{m\bar{x}}$ da Figura 2.20;

(8) Calcular E para cada camada

$$E = E_{m\bar{x}} (E/E_{m\bar{x}}) \quad (2.27)$$

(9) Calcular o recalque de cada camada pela equação:

$$w_i = \left(\frac{q \cdot B}{E} \right) \psi_i \quad (2.28)$$

(10) O recalque total é dado por:

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad (2.29)$$

onde n é o número de camadas

2.2.8. Método de Arnold

No método de Arnold (1980), a densidade relativa de um depósito de areia é estabelecida empiricamente pelos resultados do SPT, e depois, usando relações tensão-deformação empíricas de areias com várias densidades, as deformações sob a base da fundação são previstas e integradas para se obter o recalque total da fundação. O único dado de campo necessário ao método são os resultados do SPT no perfil, apesar de que outros meios de estabelecer a densidade relativa da areia sejam considerados igualmente satisfatórios.

Não é feito nenhum comentário sobre creep, podendo, entretanto, ser incorporado à análise por um fator adicional.

As curvas da Figura 2.21 representam relação tensão-deformação para uma placa quadrada de 0,30 m, na superfície de um depósito de areia, para as densidades relativas de 35%, 65% e 85%. Esta figura é baseada nos trabalhos de Terzaghi e Peck (1948) e Gibbs e Holtz (1957). As curvas da Figura 2.21 podem ser expressas pela equação:

$$w = \alpha \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - q/Q} \right) \quad (2.30)$$

onde:

w - recalque da placa quadrada de 0,30 m de largura (em m)

α - expoente (em m)

q - pressão na placa (em kN/m²)

Q - pressão (na ruptura) para recalque infinito (em kN/m²)

As curvas características da Figura 2.21 (para as três densidades relativas) são:

$$w = 0,0254 \ln \left(\frac{1}{1 - q/424} \right) \quad (2.31a)$$

para $D_r = 35\%$ (fofa a medianamente compacta)

$$w = 0,0190 \ln \left(\frac{1}{1 - q/1.029} \right) \quad (2.31b)$$

para $D_r = 65\%$ (med. compacta a compacta)

$$w = 0,0144 \ln \left(\frac{1}{1 - q/1.398} \right) \quad (2.31c)$$

para $D_r = 85\%$ (compacta a muito compacta)

Na Figura 2.22 tem-se os parâmetros Q e α relacionados com a densidade relativa, D_r (em %), de acordo com as equações:

$$Q = 19,63 D_r - 263,3 \text{ (em kN/m}^2\text{)} \quad (2.32)$$

$$\alpha = 0,032766 - 0,0002134 D_r \text{ (em m)} \quad (2.33)$$

A Figura 2.23 mostra o fator ou índice de influência da tensão vertical de Boussinesq (I_σ) para uma pressão vertical a qualquer profundidade sob o centro da placa quadrada, para a qual é aplicada uma pressão (q_0) na superfície. A curva do fator I_σ pode ser tomada como uma reta desde $I_\sigma = 1,0$ até $z/B = 2,0$ nos eixos I_σ e z/B , respectivamente. Tem-se, então, a deformação produzida pela pressão na superfície (q_0) expressa por:

$$\epsilon = \frac{w}{0,305} \quad (2.34)$$

onde:

ϵ - deformação (em m)

w - recalque (em m, da Figura 2.21)

sendo:

$$q = I_{\sigma} \cdot q_0 \quad (2.35)$$

e combinando-se as Equações 2.33 e 2.37 tem-se

$$\varepsilon = 3,281 \alpha \ln \left(\frac{1}{1 - \frac{I_{\sigma} \cdot q_0}{q}} \right) \quad (2.36)$$

Para se aplicar a Equação 2.36, devem ser usados valores de densidade relativa obtidos por algum método. Os dois métodos apresentados a seguir são sugeridos, mas qualquer outro - inclusive baseado em ensaios de laboratório - é aceitável.

(1) Uma relação simples, baseada no trabalho de Gibbs e Holtz (1957), foi proposta por Coffman (1960) para valores de densidade relativa entre 65% e 95%. Entretanto, uma relação mais apurada, válida para $45\% < D_r < 100\%$ e $N > 6$ é dada pela expressão:

$$D_r = 25,6 + 20,37 \sqrt{\frac{1,26(N - 2,4)}{0,0208 \gamma H + 1,36} - 1} \quad (2.37)$$

onde:

D_r - densidade relativa (em %)

N - número de golpes do SPT

γH - pressão do terreno no nível onde o valor de N foi determinado (em kN/m^2)

(2) Na Figura 2.24, foram reproduzidas as curvas dos trabalhos de Gibbs e Holtz (1957), Thornburn (1963) e Bazaraa (1967) para profundidades de 0,75 m e 7,5 m. Como na figura foram usados valores para uma profundidade de 0,75 m, então para valores de Gibbs e Holtz (1957) na superfície ($z = 0$), as seguintes relações são propostas para se obter uma melhor representação:

$$D_r = A \cdot N^b \% \quad (2.38a)$$

onde:

$$A = 10^{(1,712 - 0,267 H^{0,286})} \quad (2.38b)$$

$$b = 0,417 + 0,028 \log H \quad (\text{para } D_r > 35\%; N > 6) \quad (2.38c)$$

H - profundidade no nível onde N foi determinado (em m)

Arnold (1980) comenta, entretanto, que vem sendo apontado que a correlação de Gibbs e Holtz (1957) fornece valores de densidade relativa altos (particularmente para altos valores de N) e sugere que, em alguns casos, se adote valores entre os de Gibbs e Holtz (1957) e de Thornburn (1963), isto é, com os seguintes expoentes A e b:

$$A = 10^{(1,360 - 0,242 \log H)} \quad (2.39a)$$

$$b = 0,439 + 0,00533 H \quad (\text{para } D_r > 40\%; N > 6) \quad (2.39b)$$

É interessante observar que as relações pressão-deformação-densidade da Figura 2.21 são baseadas no movimento de uma placa quadrada de 0,30 m de largura na superfície de uma areia não confinada, e é óbvio que essa relação não se aplicará a profundidades sob a superfície onde existe pressão confinante. Assim, Arnold (1980) propõe um fator de correção K, razão entre o recalque da fundação de largura B e o da placa de 0,30 m de largura, que tomaria o valor

$$K = \frac{w_B}{w_{0,3 \text{ m}}} = \frac{13,124 B}{\left[1 + (3,281 B)^m\right]^2} \quad (2.40)$$

onde:

$$m = 0,788 + 0,0025 D_r \quad (2.41)$$

Aplicando o fator de correção, o recalque total é dado por:

$$w = \int_{z=0}^{z=2B} K \cdot \epsilon \cdot dz \quad (2.42)$$

ou, dividindo-se a espessura $2B$ em n subcamadas,

$$w = \sum_{i=1}^n K_i \epsilon_i \Delta z_i \quad (2.43)$$

Por conveniência, a Equação 2.43 pode ser escrita:

$$w = 43,060 B \sum \frac{\alpha \ln \left(\frac{1}{1 - I_{\sigma} \cdot q_0/Q} \right)}{\left[1 + (3,281 B)^m \right]^2} \cdot \Delta z \quad (2.44)$$

O valor de K ou m para a Equação 2.43 ou 2.44 precisa, naturalmente, ser determinado em cada subcamada.

2.2.9. Método de Anagnostopoulos e Papadopoulos

Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982) propuseram um método para estimar recalques de placas em areias com base em resultados do ensaio de penetração dinâmica e levando em consideração a relação linear entre o módulo de deformação e a pressão efetiva. O método é baseado na integração das deformações verticais numa camada compressível de espessura H .

O recalque de uma camada compressível de espessura H é dado por:

$$w = \frac{1}{\lambda} \int_0^H \ln \left[1 + \frac{\lambda \Delta \sigma_z}{E_z} \right] dz \quad (2.45)$$

onde E_z é o módulo de deformação na profundidade z que vale

$$E_z = E_0 + \lambda \gamma' z \quad (2.46)$$

sendo λ um coeficiente praticamente independente da tensão efetiva (inicial) para materiais granulares normalmente adensados e da pressão de pré-adensamento para areias ensaiadas; λ depende

do tipo de solo e varia numa pequena faixa para pressões maiores que 600 kN/m^2 ,

A Expressão 2.45 pode ser colocada na forma

$$w = f_c \cdot f_1 \frac{q \cdot B}{E_m} \quad (2.47)$$

onde:

f_c - fator de correção (redução) devido ao crescimento do módulo com a profundidade

f_1 - fator de influência (geométrico)

q - pressão média aplicada

B - menor dimensão da fundação

E_m - módulo de deformação médio (na profundidade B)

O módulo médio E_m é relacionado ao número médio de golpes no SPT através de

$$E_m = C_1 + C_2 N_m \quad (2.48)$$

tendo Anagnostopoulos e Papadopoulos obtido, para C_1 e C_2 , os valores mostrados na Figura 2.25.

O fator f_c é um fator de redução devido ao aumento linear do módulo de deformação com as tensões efetivas (ou profundidade). Este fator depende principalmente da razão a/B (dimensões da fundação), da razão q/E_0 e do coeficiente λ . (Figura 2.27).

O fator f_1 leva em conta a relação entre as dimensões da fundação e a espessura da camada compressível (Figura 2.26).

2.3, MÉTODOS BASEADOS EM ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA

2.3,1, Método de Buisman ou Buisman - De Beer

Buisman (1940) propôs um método de previsão de recalques que utiliza resultados do ensaio de penetração estática (cone) e a fórmula semi-empírica de Terzaghi-Buisman* (aplicável a subcamadas em que o meio é dividido):

$$w_i = \frac{1}{C} \ln \left(\frac{\sigma'_{v,0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v,0}} \right) H_i \quad (2.49)$$

onde:

w_i - recalque da subcamada i

C - coeficiente de compressibilidade volumétrica

$\sigma'_{v,0}$ - tensão vertical efetiva inicial no meio da subcamada

$\Delta\sigma'_v$ - acréscimo nessa tensão devido ao carregamento da placa

H_i - espessura da subcamada i

O recalque da placa será dado pela soma dos recalques das subcamadas em que o meio for dividido.

Buisman (1940), com base em tratamento teórico do problema de compressibilidade de areia sob a ponta do cone (ver Sanglerat, 1972), propôs a seguinte expressão para o coeficiente de compressibilidade volumétrica:

$$C = \frac{1,5 q_c}{\sigma'_{v,0}} \quad (2.50)$$

* Da comparação entre esta fórmula e a expressão clássica de adensamento de Terzaghi, conclui-se que:

$$C = 2,3 \frac{1 + e_0}{C_c}$$

onde:

e_0 - índice de vazios inicial

C_c - índice de compressão

O procedimento para o cálculo do recalque de uma placa é:

- (1) divide-se o terreno da fundação abaixo da placa em subcamadas;
- (2) calcula-se a tensão vertical inicial e o acréscimo devido à placa no meio de cada subcamada;
- (3) para cada subcamada escolhe-se um q_{cone} médio e calcula-se os C correspondentes;
- (4) calcula-se o recalque w_i de cada subcamada e soma-se estes recalques para se obter o da placa.

De Beer (1945) foi talvez o primeiro a aplicar, em larga escala, a proposição de Buisman (1940), além de propor a simplificação da Equação 2.49

$$w_i \cong \frac{1}{C} \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v,0}} H_i = \frac{\Delta\sigma'_v}{E_{\text{oed}}} H_i \quad (2.51)$$

Meyerhof (1965), analisando os resultados do método de Buisman (1940), propôs que os recalques previstos pelo método fossem minorados em 50% (pois eram conservativos em 1,9 vezes em média).

Kerisel (1969), Barata (1970a) propôs que o valor 1,5 da expressão 2.50 fosse substituído por um coeficiente α , que tomaria diferentes valores, dependendo do tipo do solo. Extensas pesquisas realizadas na França e relatadas por Sanglerat (1972) mostram que α varia numa faixa bastante larga - entre 0,5 e 8,0 - para uma variedade de solos e níveis da tensão confinante, embora a maioria dos valores se situe entre 1,0 e 4,0.

De Beer (1965) afirmou que esse método só é aplicável a areias normalmente adensadas. Quando o solo é pré-adensado, um fator redutivo deve ser aplicado ao recalque calculado. Esse fator seria obtido por ensaios de carregamento cíclico executados num oedometro. A dificuldade óbvia é que em várias aplicações o grau de sobreadensamento da areia não é conhecido e não pode ser

facilmente determinado.

2.3.2. Método de Barata

Barata (1962, 1966, 1970b), retro-analisando uma série de provas de carga em placas de diâmetros entre 30 e 80 cm, obteve correlações entre a resistência de ponta do cone e o Módulo de Young (supondo um Coeficiente de Poisson igual a 0,3). As correlações foram expressas como

$$E = m \cdot q_c \quad (2.52)$$

tendo sido encontrados para m valores entre 1,0 e 1,5 para areias (e areias siltsosas e/ou pouco argilosas), entre 2,0 e 3,0 para siltes argilosos (solos residuais) e entre 3,0 e 5,0 para argilas (solos residuais). No caso de placas na superfície e propriedades constantes com a profundidade, Barata sugerirá que estes valores sejam usados com a expressão da Teoria da Elasticidade (equivalente a 2.10)

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu'^2}{E'} \cdot I \quad (2.53)$$

onde:

w - recalque da fundação

q - pressão média aplicada

B - menor dimensão da fundação

E' - Módulo de Young

ν' - Coeficiente de Poisson

I - fator de influência, que depende da geometria da fundação

Outros trabalhos de Barata (1966, 1967, 1970a, 1973) apresentam fórmulas para placas em profundidade e Módulo de Young variando com a profundidade (estas indicadas quando o ensaio de penetração revela variação nas propriedades com a profundidade).

2.3.3. Método de Schmertmann

O método de Schmertmann (1970; e co-autores, 1978) é usado para cálculo de recalques de fundações isoladas rígidas sobre areias.

Schmertmann (1970) comparou perfis de deformação vertical medidos em modelos reduzidos e obtidos pela Teoria da Elasticidade e pelo Método dos Elementos Finitos - para pressões uniformes aplicadas na superfície - e sugeriu que o cálculo de recalques fosse feito com base em um perfil de deformações simplificado, mostrado na Figura 2.28. As deformações, expressas em termos de um índice de deformação $I_z = \epsilon_z \cdot E/q$, onde q é a pressão média aplicada pela placa, são supostas crescerem linearmente com a profundidade, com um máximo a $z/(B/2) = 1,0$ igual a $0,6$, decrescendo linearmente até zero à profundidade $z/(B/2) = 4,0$.

O recalque total é dado por:

$$w = \int_0^{2B} \epsilon z \cdot dz = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E'} \right) \Delta z \quad (2.54)$$

onde:

Δq = acréscimo de pressão (médio) devido à placa ($\Delta q = q - \sigma'_{v,0}$)

I_z = coeficiente de influência da deformação vertical dado pela Fig. 2.28

E' = módulo de elasticidade

Δz = espessura da camada em estudo

C_1 = fator de profundidade (ou embutimento) da fundação, que toma o valor

$$C_1 = 1,0 - 0,5 \left(\frac{\sigma'_{v,0}}{\Delta q} \right) ; \quad C_1 \geq 0,5 \quad (2.55)$$

sendo:

$\sigma'_{v,0}$ - pressão vertical efetiva inicial (devido ao peso próprio do terreno) no nível da fundação

C_2 - fator empírico de deformação lenta ("creep") (baseado em Nonveiller, 1963), que toma o valor

$$C_2 = 1,0 + 0,2 \log_{10} \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (2.56)$$

t - período em anos para o qual o recalque deve ser calculado.

Schmertmann (1970) recomenda que o módulo de elasticidade seja estimado com base em:

$$E' = 2 q_{\text{cone}} \quad (2.57)$$

Recomenda, ainda, que este procedimento seja aplicado independente da forma da área carregada ou da posição do nível d'água.

Segundo Schmertmann (1970), os resultados experimentais sugerem que, quanto maior é a pressão aplicada, maior é a profundidade onde se dá a deformação vertical máxima, sendo que esta deformação se dá dentro de certos limites. Observou também que 90% dos recalques ocorrem a uma profundidade de aproximadamente 4 vezes o raio sob a fundação.

Posteriormente, Schmertmann et al. (1978) recomendaram modificações no método original. São elas:

- (1) usar índices de deformação diferentes para sapatas quadradas, circulares e corridas ($L > 10$ m), conforme a Figura 2.29;
- (2) aumentar o índice de deformação máxima de acordo com a pressão:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta \sigma'_{v, \text{base}}}{\sigma'_{v, \text{o, pico}}}} \quad (2.58)$$

onde:

$\sigma'_{v, \text{base}}$ = $q + \sigma'_{v, \text{o, base}}$ = pressão efetiva média no nível da fundação (incluindo a pressão média aplicada pela sapata).

$\sigma'_{v, \text{o, pico}}$ = pressão efetiva vertical inicial na profundidade onde o "pico" ocorre ($B/2$ para fundações quadradas e B para fundações corridas)

(3) adotar;

$$E' = 2,5 q_{\text{cone}} \quad (2.59)$$

- para sapatas quadradas

$$E' = 3,5 q_{\text{cone}} \quad (2.60)$$

- para sapatas corridas

2.3.4. Método de Harr

Harr (1978) propôs um método para cálculo de recalques de placas em areias, baseado em diagrama de deformações (semelhante ao método de Schmertmann) que leva em consideração o Coeficiente de Poisson e o coeficiente de empuxo no repouso (Figuras 2.30 a 2.34).

O módulo de deformação \bar{E} é obtido com base na sugestão de Vesic (1970):

$$E = 2 (1 + D_r^2) q_c \quad (2.61)$$

Harr recomenda a seguinte expressão, proposta por Schultze e Melzer (1965) para se obter a densidade relativa a partir da resistência do cone:

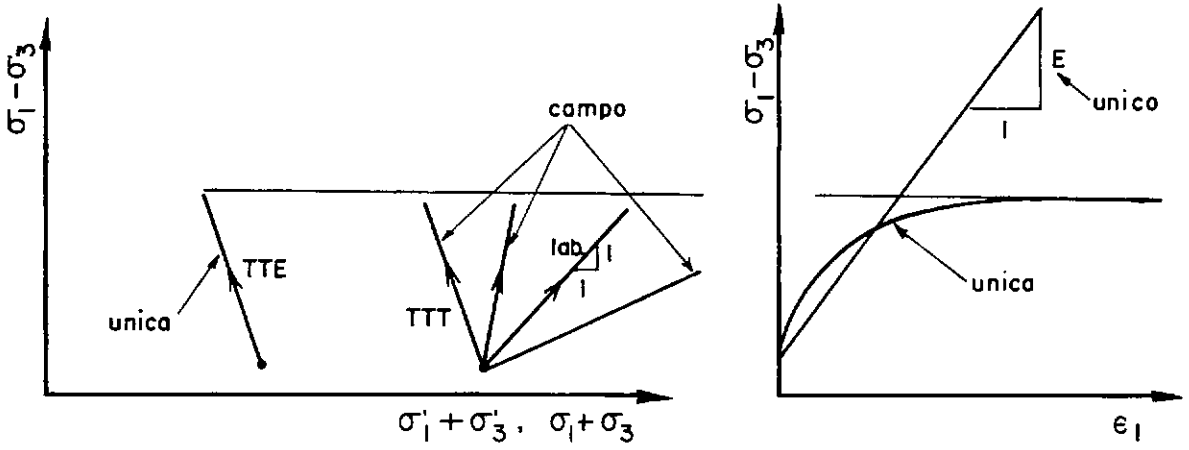
$$D_r = 0,351 \log_{10} q_c - 0,421 \sigma'_0 + 0,071 \quad (2.62)$$

onde:

σ'_0 - pressão vertical efetiva inicial

Esta expressão foi colocada na forma de nomograma, reproduzido na Figura 2.35.

COMPORTAMENTO NÃO DRENADO (argilas a curto prazo): $E_u = f (\sigma'_{orig.})$



COMPORTAMENTO DRENADO (areias ; argilas a longo prazo): $E' = f (\sigma'_{conf.})$

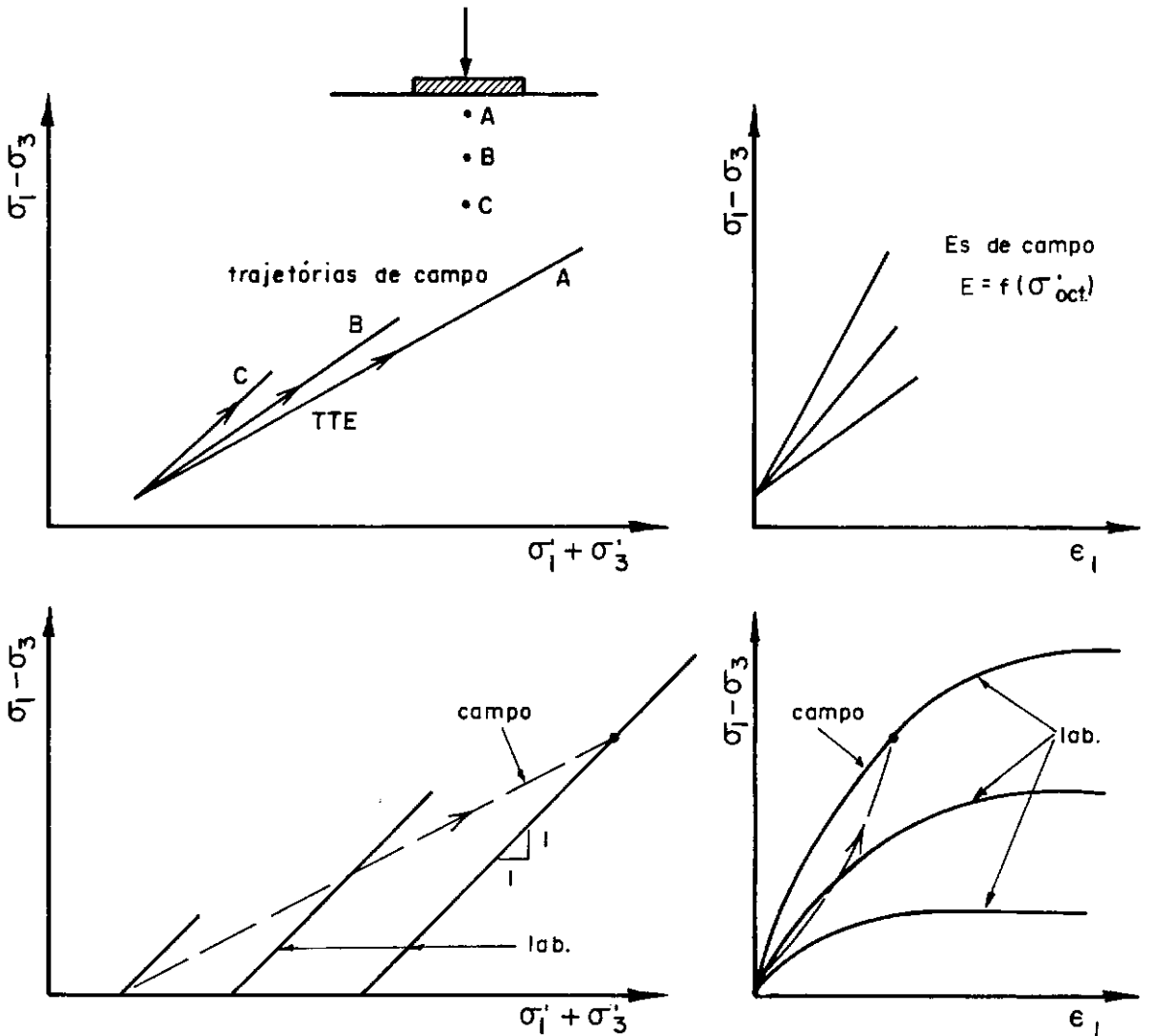


FIG. 2.1 — Limitação do uso da Teoria da Elasticidade para cálculos de recalques drenados.

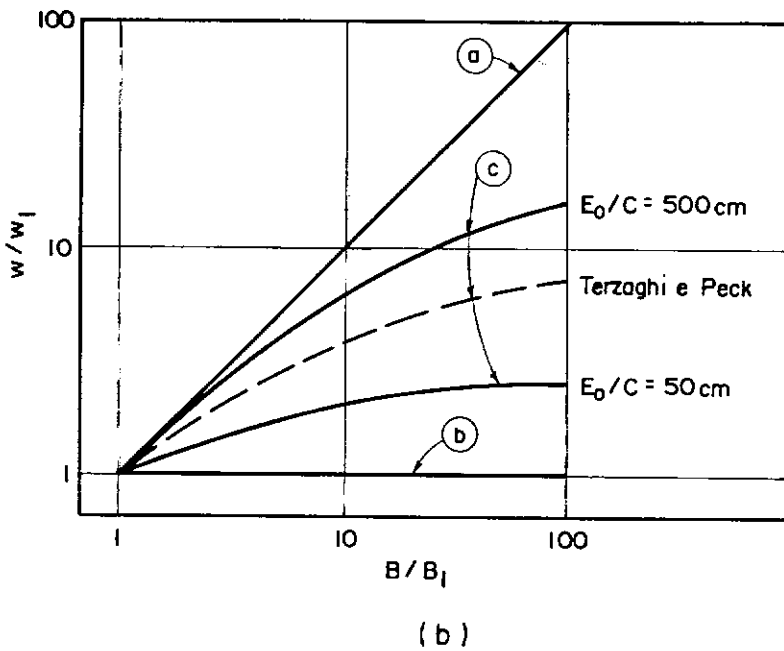
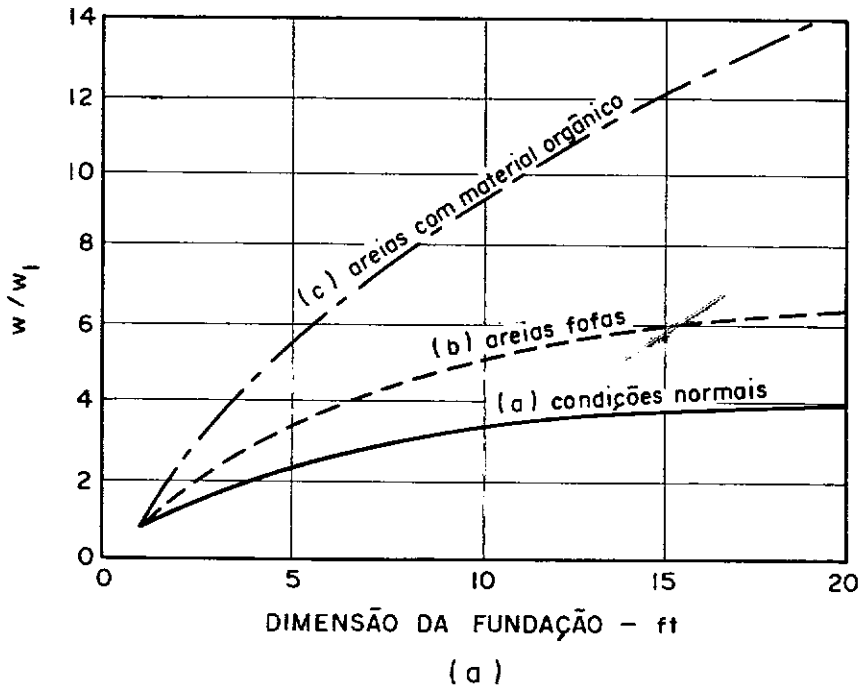


FIG. 2.2 — (a) Relação entre recalques de placas de dimensões diferentes, segundo Terzaghi e Peck (1948), e (b) esta mesma relação postulada por Barata (1970) para diferentes distribuições do Módulo de Young com a profundidade.

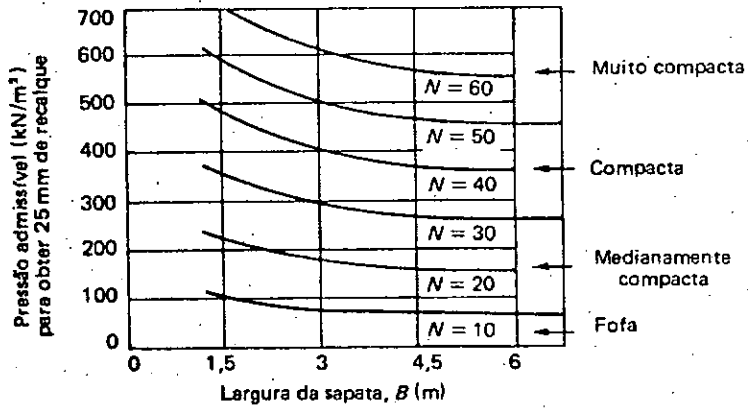


Fig. 2.3 - Correlação entre a pressão admissível (para 2,5 cm de recalque) e o valor de N(SPT), segundo Terzaghi e Peck (1948).

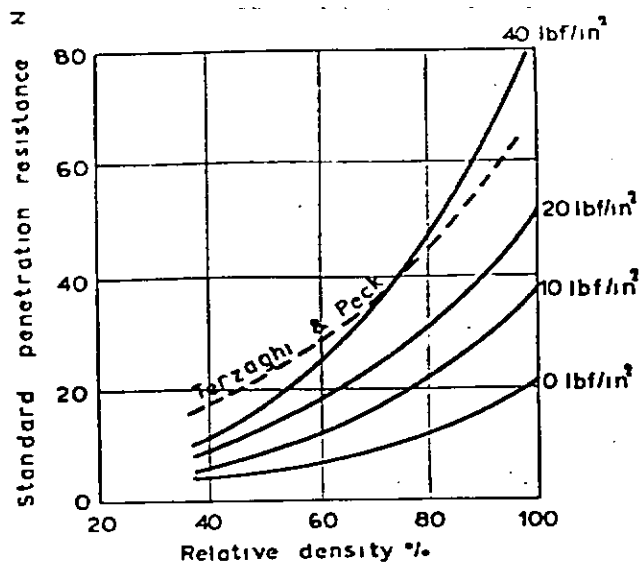


Fig. 2.4 - Correlação entre a pressão admissível, o valor de N (SPT) e a densidade relativa, segundo Gibbs e Holtz (1957)

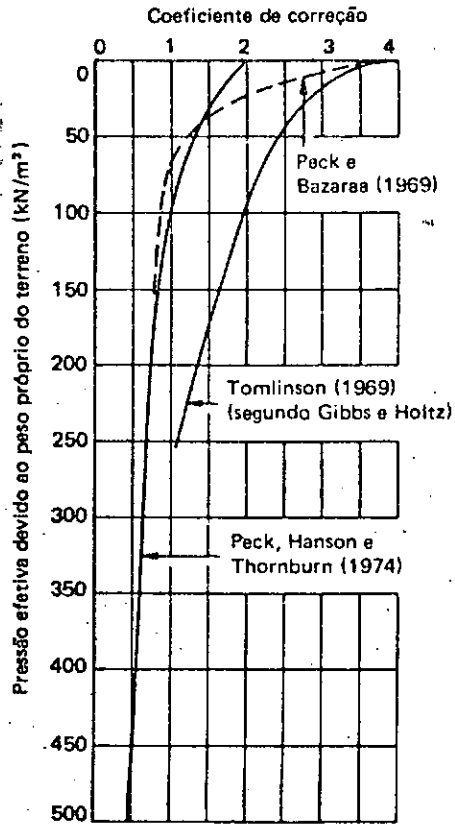


Fig. 2.5 - Coeficiente de correção para a influência da pressão efetiva devida ao peso próprio do terreno sobre o valor $N(SPT)$, segundo Tomlinson (1969), Peck e Bazaraa (1969) e Peck, Hanson e Thornburn (1974).

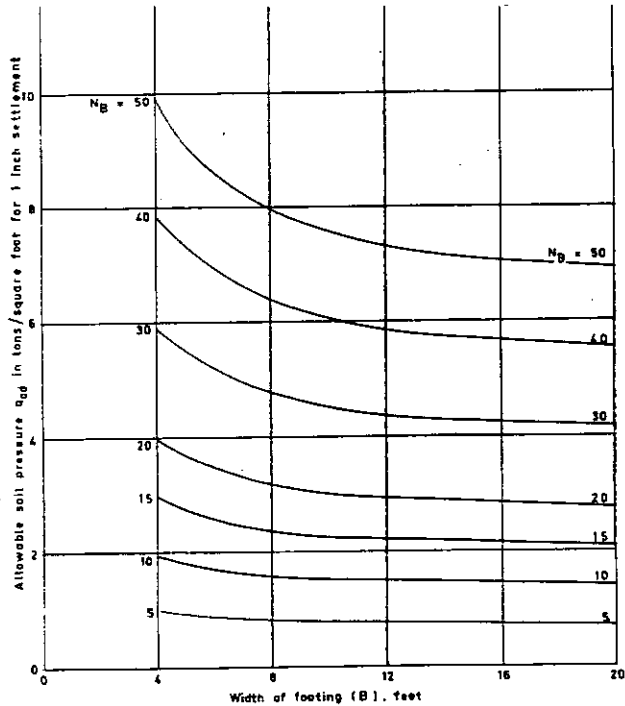


Fig. 2.6 - Correlação entre a pressão admissível (para 2,5 cm de recalque) e o valor $N(SPT)$, segundo Bazaraa (1970).

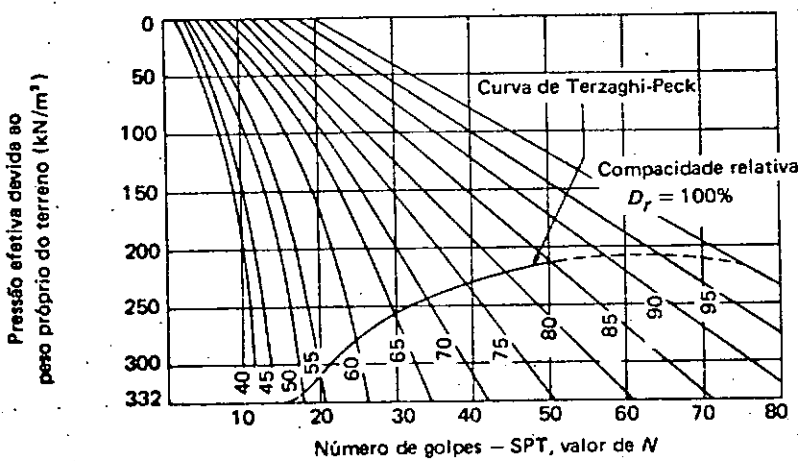


Fig. 2.7 - Fator de correção para a pressão efetiva devida ao peso próprio do terreno, segundo Alpan (1964).

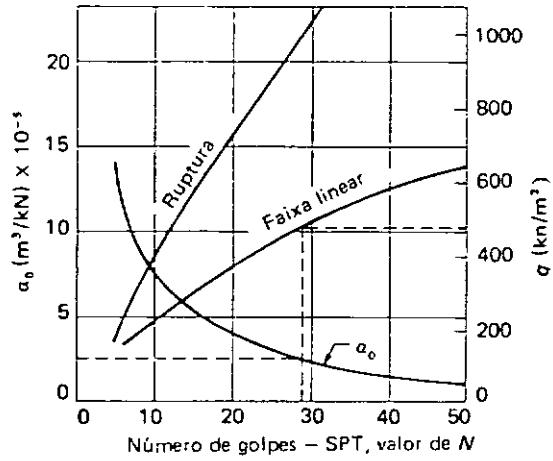


Fig. 2.8 - Determinação de a_0 , para valores baixos de $N(SPT)$, segundo Alpan (1964).

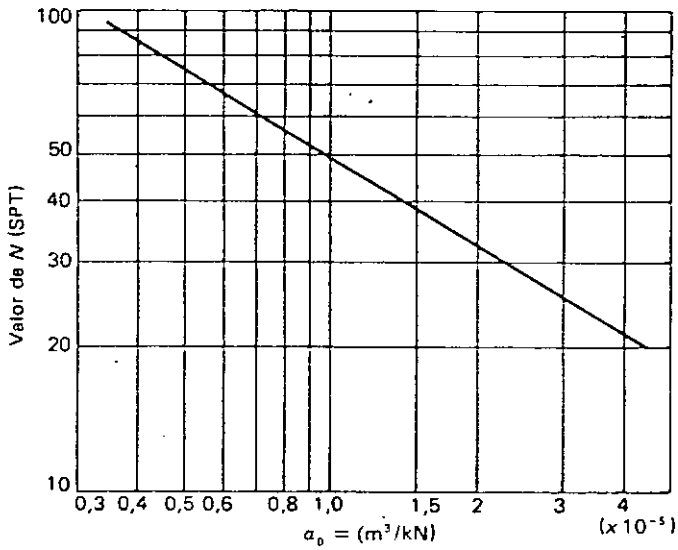


Fig. 2.9 - Determinação de a_0 , para valores altos de $N(SPT)$, segundo Alpan (1964).

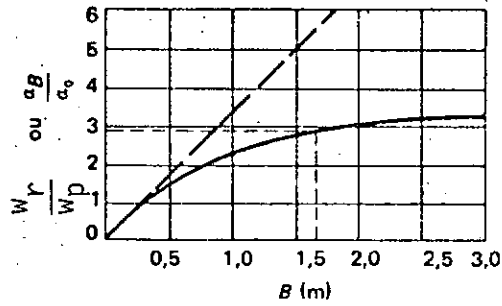


Fig. 2.10 - Relação entre o coeficiente de recalque e a largura da fundação, segundo Alpan (1964).

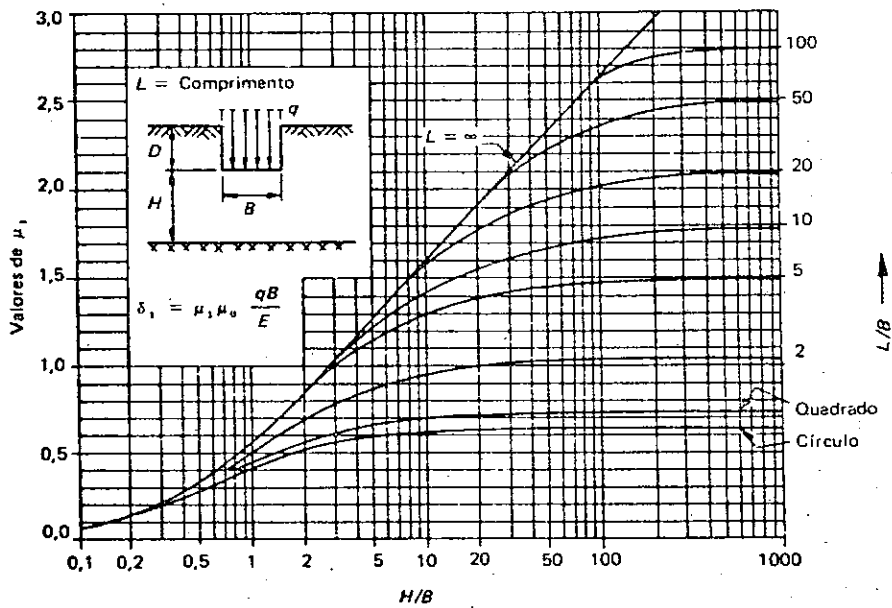


Fig. 2.11 - Fator de influência μ_1 para cálculo de recalque pela Teoria da Elasticidade.

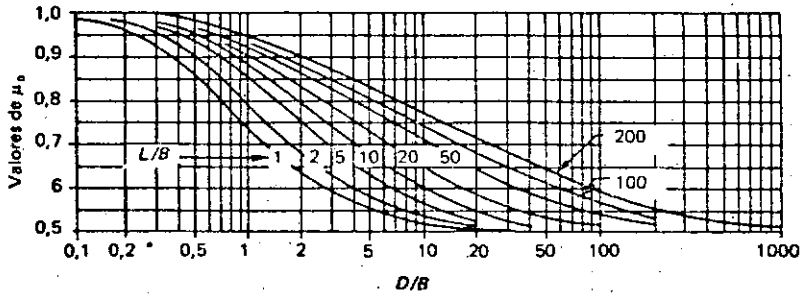


Fig. 2.12 - Fator de influência μ_0 para cálculo de recalques pela Teoria da Elasticidade.

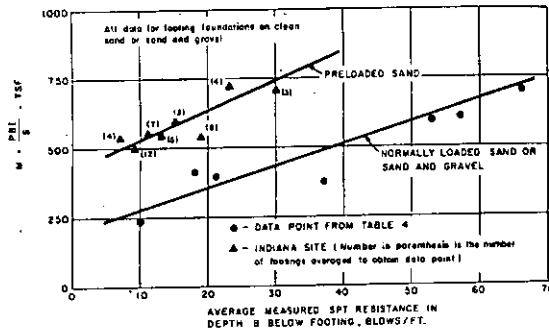


Fig. 2.13 - Correlação entre o módulo de compressibilidade e a média do valor de $N(SPT)$.

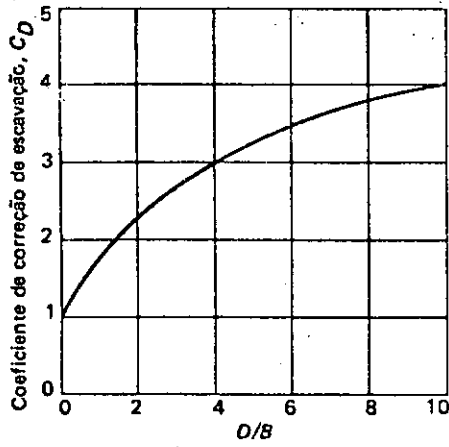


Fig. 2.14 - Coeficiente de influência da profundidade, C_D , segundo Parry (1971).

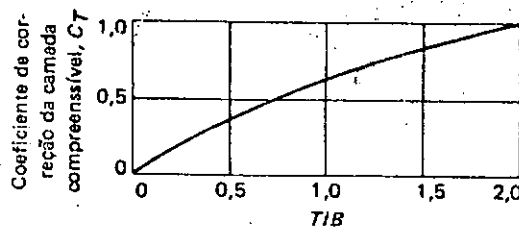


Fig. 2.15 - Coeficiente de correção da espessura do material compressível, C_T , segundo Parry (1971).

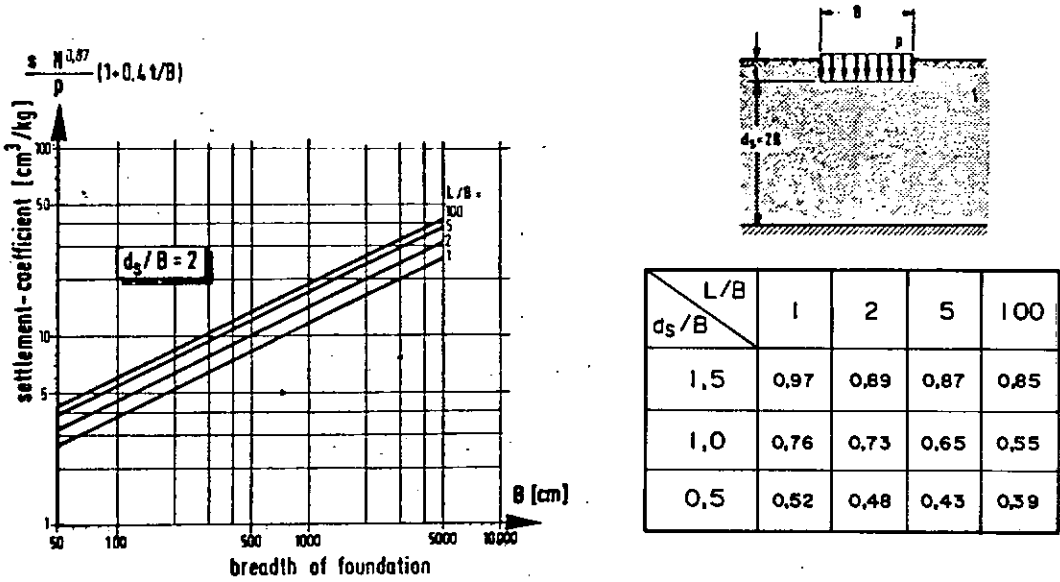


Fig. 2.16 - Cálculo do recalque com base no ensaio de penetração dinâmica, segundo Schultze e Sherif (1973).

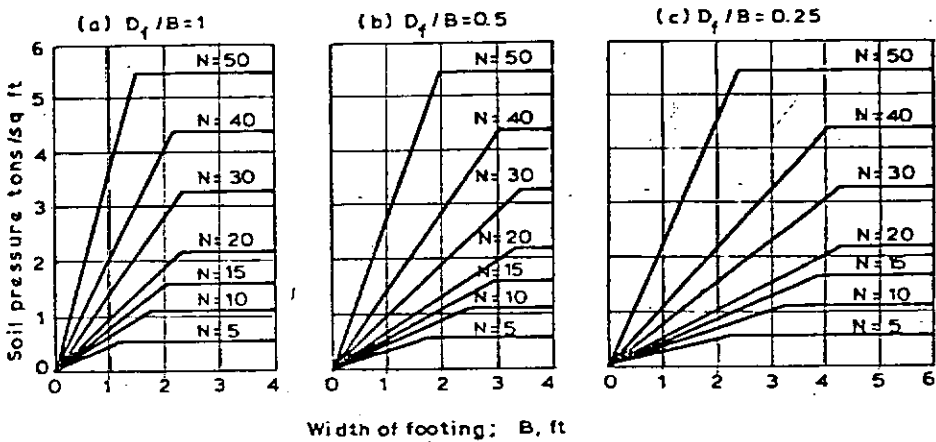


Fig. 2.17 - Correlação entre a pressão admissível (para 2,5 cm de recalque) e o valor de N(SPT), segundo Peck, Hanson e Thornburn (1974).

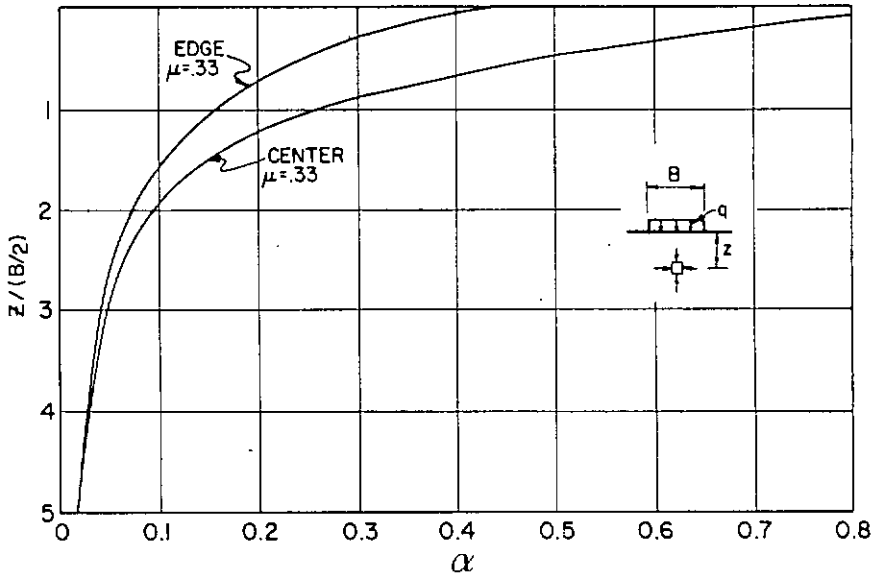


Fig. 2.18 - Coeficiente α ($\frac{\Delta\sigma_m}{q}$) para fundação circular flexível, segundo Oweis (1979).

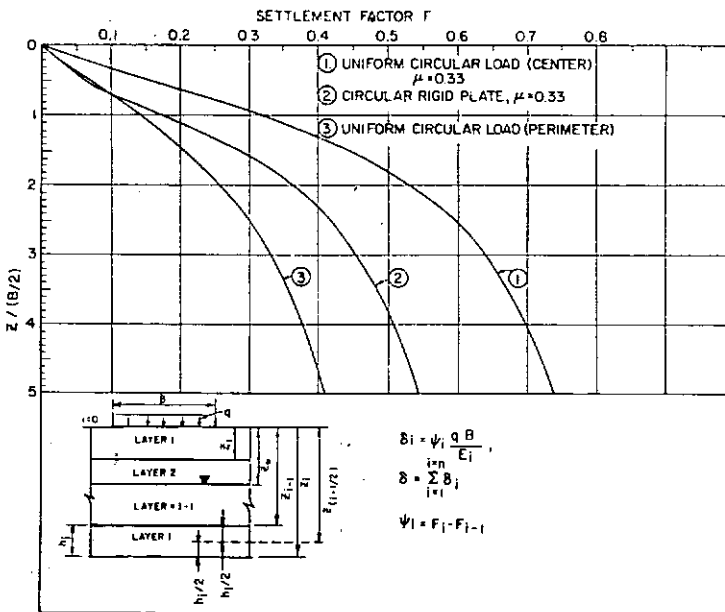


Fig. 2.19 - Fatores de recalque para meios elásticos estratificados, usando a distribuição de tensões de Boussinesq (segundo Oweis, 1979).

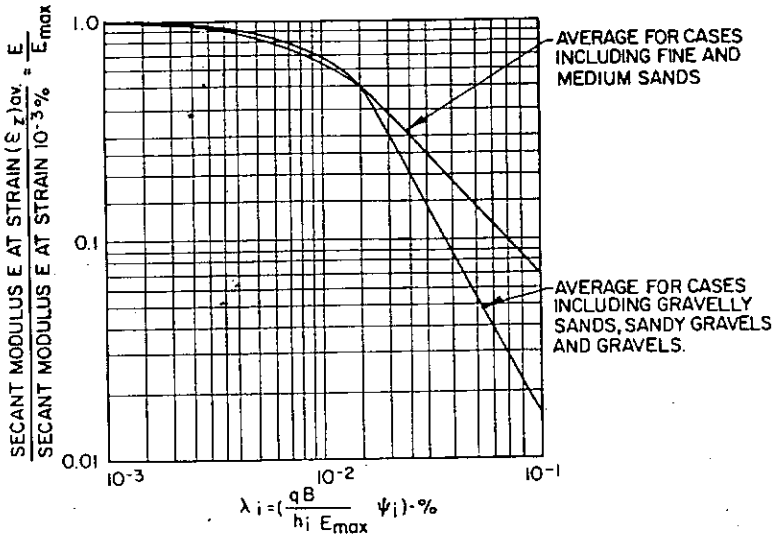


Fig. 2.20 - Relação entre m̃odulo secante de reduçãõ e o parãme-
tro de deformaçãõ, λ , segundo Oweis (1979).

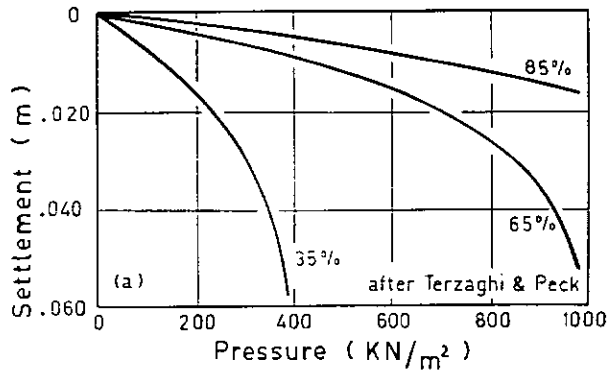


Fig. 2.21 - Relaçãõ entre pressãõ e recalque para uma placa qua-
drada sobre areias de vãrias densidades, segundo
Arnold (1980).

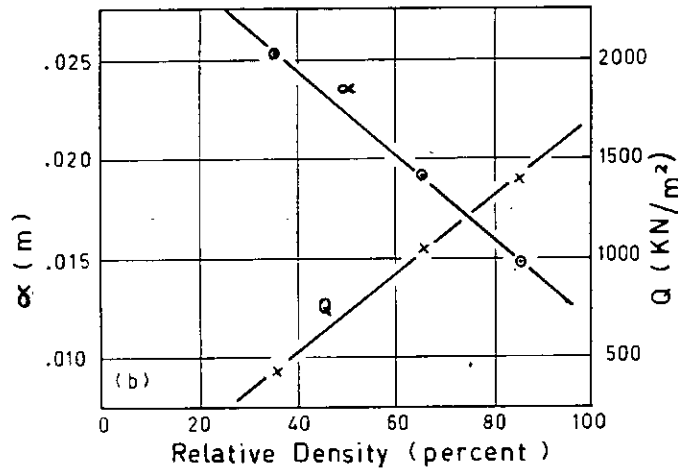


Fig. 2.22 - Relação entre densidade relativa e os parâmetros Q e α , segundo Arnold (1980).

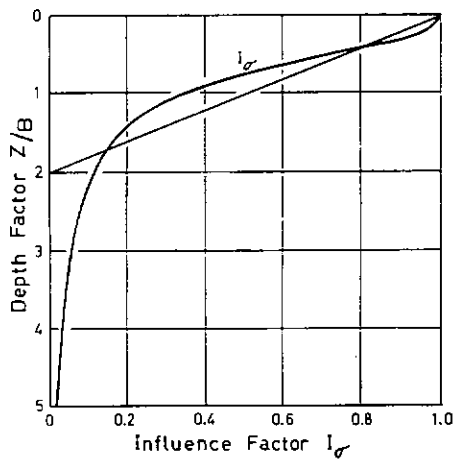


Fig. 2.23 - Fator de influência para pressões, I_σ , com a profundidade sob a superfície carregada, segundo Arnold (1980).

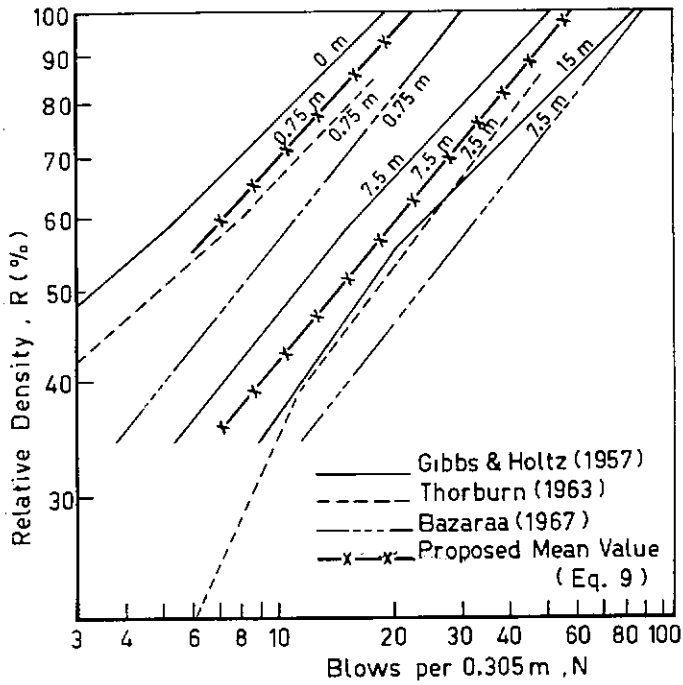


Fig. 2.24 - Correlação entre a densidade relativa, o valor de $N(SPT)$ e a profundidade, para areias secas, segundo Arnold (1980).

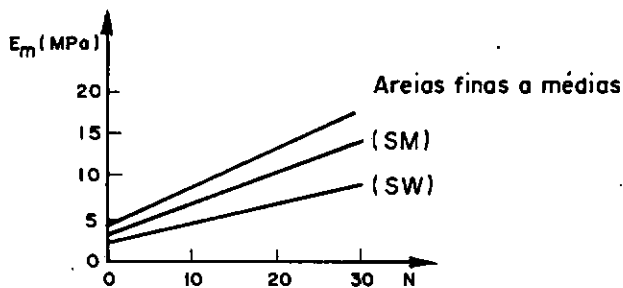


Fig. 2.25 - Relação linear entre E_m e N para areias finas normalmente adensadas, areias siltsosas (SM) e areias siltsosas não plásticas (ML), segundo Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982).

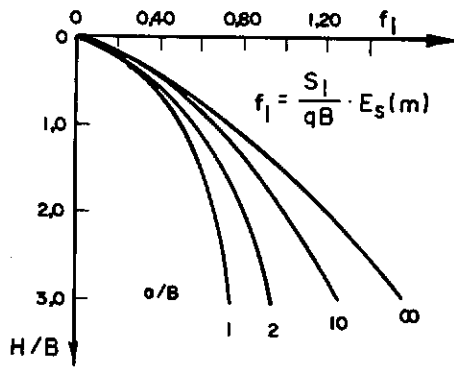


Fig. 2.26 - Fator de influência, f_1 , segundo Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982).

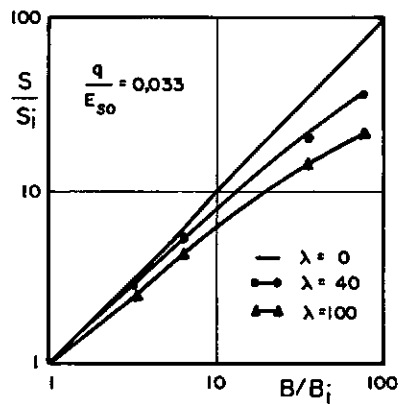


Fig. 2.27 - Fator de correção (redução), f_c , devido ao crescimento do módulo de deformação com a profundidade, segundo Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982).

$$I_z = \frac{\epsilon_z \cdot E}{q}$$

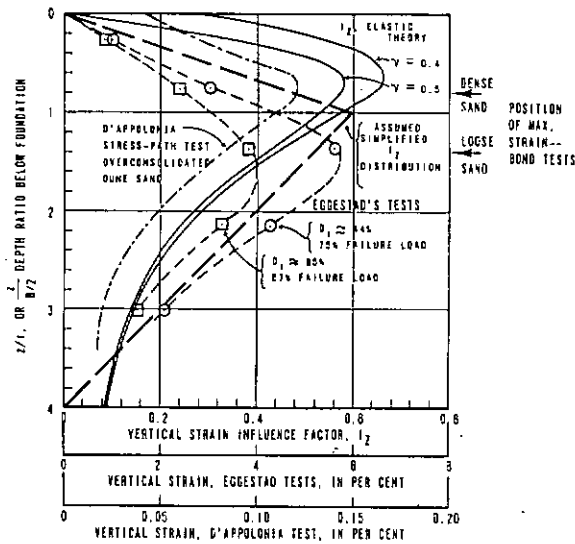


Fig. 2.28 - Distribuição teórica e experimental da deformação vertical (e do fator de influência da deformação vertical, I_z) sob o centro de uma área carregada, segundo Schmertmann (1970).

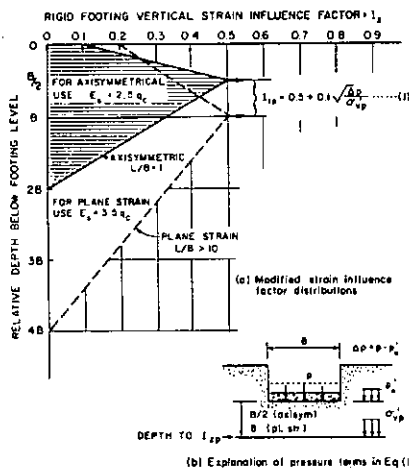


Fig. 2.29 - Distribuição modificada dos valores do fator de influência da deformação vertical, I_z , sob o centro de uma área carregada, segundo Schmertmann et al, (1978).

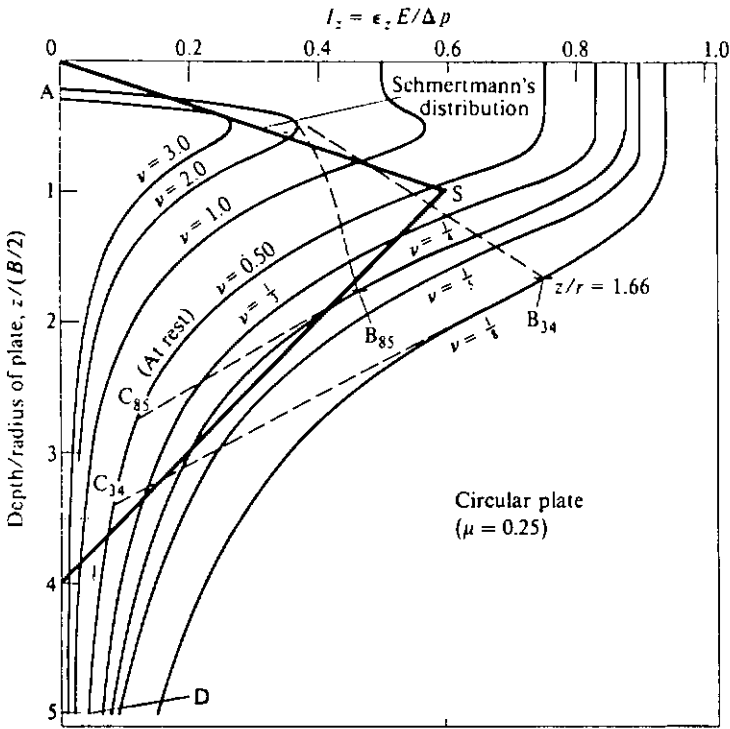


Fig. 2.30 - Distribuição teórica da deformação vertical e do fator de influência da deformação vertical (I_z) sob o centro de uma placa circular, para $\nu = 0,25$, segundo Harr (1978).

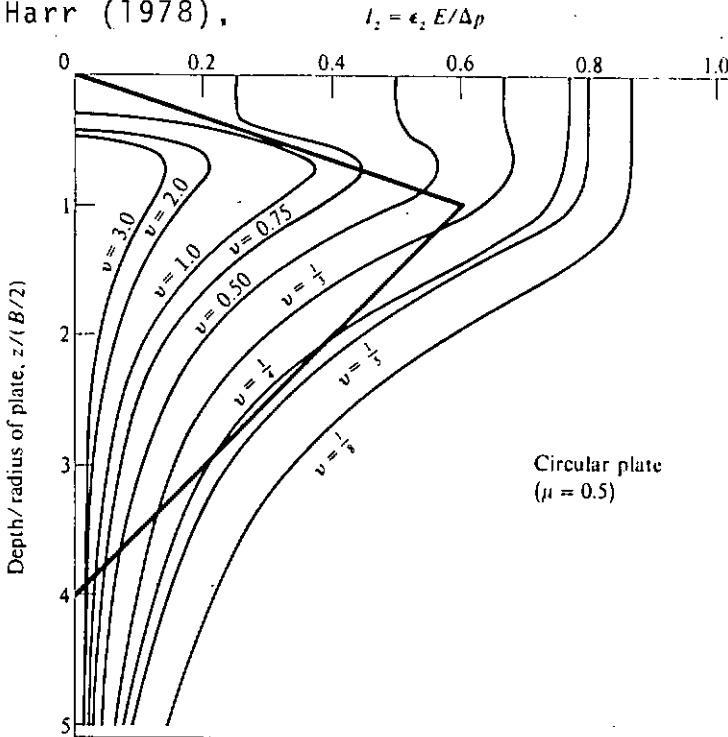


Fig. 2.31 - Distribuição teórica da deformação vertical e do fator de influência da deformação vertical (I_z) sob o centro de uma placa circular, para $\nu = 0,50$, segundo Harr (1978).

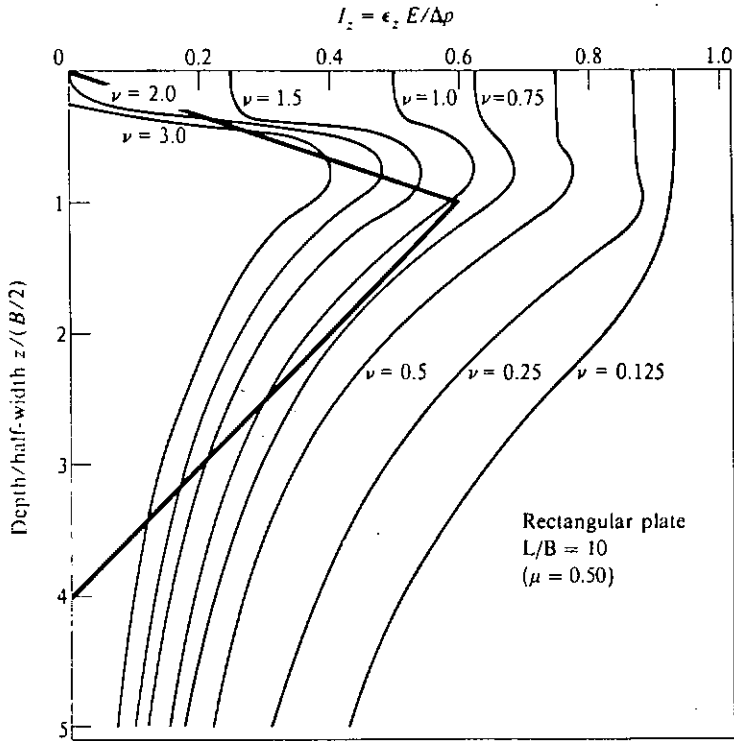


Fig. 2.32 - Distribuição teórica da deformação vertical e do fator de influência da deformação vertical (I_z) sob o centro de uma placa retangular, para $\nu = 0,50$ segundo Harr (1978).

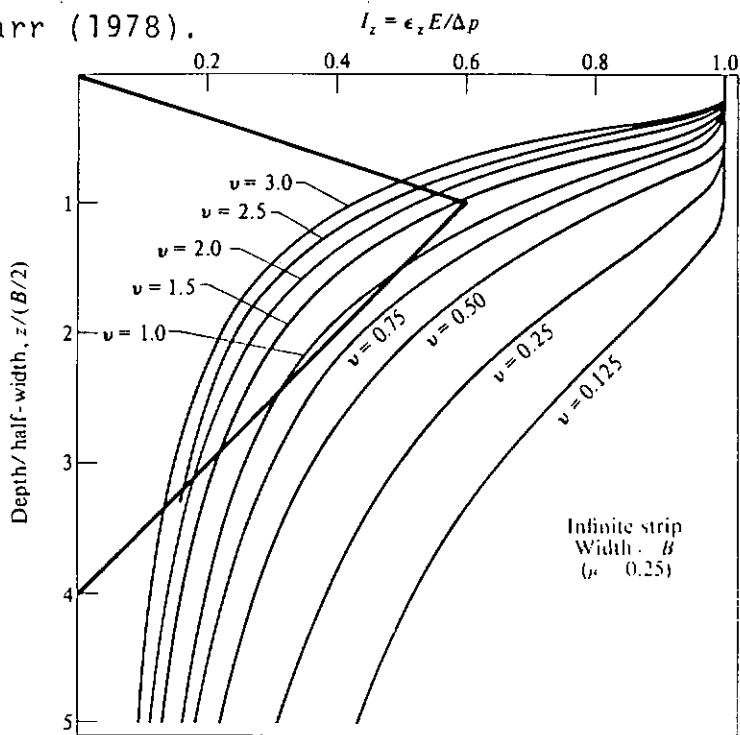


Fig. 2,33 - Distribuição teórica da deformação vertical e do fator de influência da deformação vertical (I_z) sob o centro de uma sapata corrida, para $\nu = 0,25$ segundo Harr (1978).

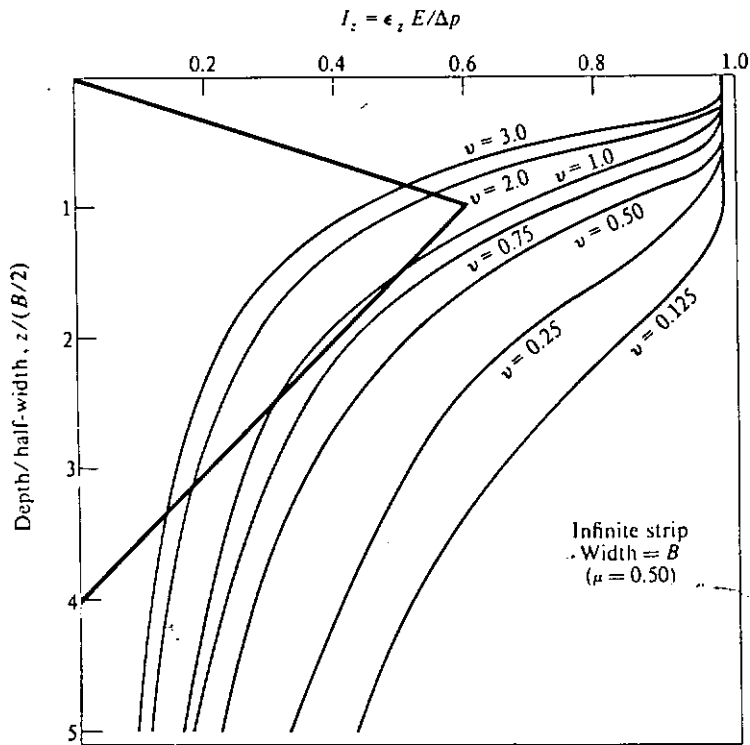


Fig. 2.34 - Distribuição teórica da deformação vertical e do fator de influência da deformação vertical (I_z) sob o dentro de uma sapata corrida, para $\nu = 0,50$ segundo Harr (1978).

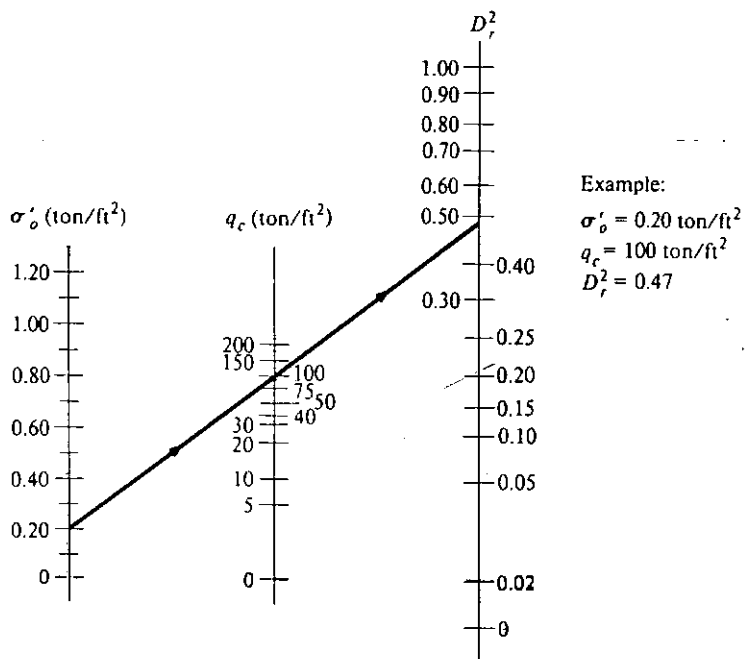


Fig. 2.35 - Nomograma para determinação da densidade relativa com base na equação de Schultze e Melzer (1965),

CAPÍTULO 3

ESTUDO PARAMÉTRICO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Este capítulo contém resultados de um estudo paramétrico do comportamento de placas superficiais pelo Método dos Elementos Finitos. Foram estudados 6 casos, procurando examinar a influência da aderência da placa ao solo, da não linearidade (das propriedades do solo) e do estado de tensão inicial. Estes estudos compreendiam apenas condições drenadas.

Nos estudos, cujos resultados são apresentados neste capítulo, foi usado o programa PROGEO 1, desenvolvido por Lopes (1980). O programa emprega o elemento isoparamétrico quadrático (8 nós) e possui os algoritmos iterativo e incremental, tendo sido usado este último. O modelo de comportamento não linear disponível é o elástico (não linear), com os parâmetros: Módulo de Young e Coeficiente de Poisson. Os estudos foram feitos com um Coeficiente de Poisson constante (igual a 0,2) e com um Módulo de Young variável com a tensão confinante e com a tensão cisalhante, ou seja,

$$E_t = f(\sigma'_{oct}, \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}) \quad (3.1a)$$

A dependência da tensão confinante usada foi do tipo

$$E_i = m \sigma'_{oct}{}^n \quad (3.2)$$

e da tensão cisalhante do tipo (hiperbólico)

$$E_t = E_i \left(1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right)^2 \quad (3.3)$$

Os estudos foram realizados com a rede de elementos finitos mostrada na Figura 3.1, com 83 elementos e 282 pontos nodais

(a rede representa metade da geometria do problema devido a este ser axissimétrico).

3.1. TESTES LINEARES - CASOS 1A e 1B

Foram rodados dois testes lineares, o primeiro representando uma placa rígida e perfeitamente aderente ao solo, e o segundo representando uma placa também rígida mas sem aderência ao solo. Para o primeiro caso, chamado Caso 1A, a rede incluía os elementos da placa e o carregamento foi feito por uma força vertical aplicada ao nó de centro da placa. Neste caso, os recalques são calculados pela solução. Para o segundo caso, chamado Caso 1B, a rede não incluía os elementos da placa e foram prescritos deslocamentos verticais uniformes dos nós correspondentes a base da placa (deslocamentos horizontais ocorreram neste caso). Neste caso, forças nodais são calculadas pela solução.

Os perfis de deformação vertical produzidos pelos dois casos constam das Figuras 3.2 e 3.3. Pode-se observar que o perfil da placa não aderente apresenta um pico, o que não acontece com a placa aderente. O perfil de deformação previsto pela solução de Giroud (1972) para placa não aderente pela Teoria da Elasticidade*, reproduzido na Figura 3.2, apresenta o mesmo pico.

Os valores das deformações produzidos pelos dois casos não coincidem (em valor) porque no primeiro caso foi prescrita uma carga no centro da placa de 1 kN (correspondendo a uma pressão média de cerca de 2 kN/m²), produzindo um recalque de 0,001 m, enquanto no segundo caso foi prescrito um recalque de 0,01 m, despertando uma pressão média de cerca de 15 kN/m² (em ambos os casos $E = 17.000 \text{ kN/m}^2$ e $\nu = 0,2$).

*As soluções de Schiffman e Aggarwala (1961) e de Butterfield e Banerjee (1971) produzem resultados equivalentes.

Os perfis de recalque dos dois casos constam das Figuras 3.4, e 3.5, enquanto os perfis de tensão vertical constam das Figuras 3.6 e 3.7. Pode-se observar nestas últimas figuras uma distribuição semelhante à das deformações verticais. A Figura 3.8 apresenta a distribuição das pressões despertadas debaixo da placa pelo Caso 1B. A Figura 3.9 apresenta a distribuição (na forma de iso-valores) da tensão cisalhante máxima ($\sigma_1 - \sigma_3$) no solo, produzida pelo Caso 1A.

3.2. CASO 2

O Caso 2 consistiu em um carregamento correspondente a uma pressão média de $2,5 \text{ kN/m}^2$ em três incrementos iguais de uma placa (aderente) sobre um solo de resistência ilimitada mas com propriedades de deformação (E') dependentes da tensão confinante. Neste caso, a Equação 3.1 se reduz a

$$E' = f(\sigma'_{\text{oct}}) \quad (3.1b)$$

sendo a dependência da tensão confinante, segundo a Expressão 3.2, dada por

$$E' = 100 \cdot \sigma'_{\text{oct}} \quad (3.4)$$

Para o primeiro incremento, o módulo se baseou nas tensões iniciais (crescentes linearmente com a profundidade) dadas por $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ e $k'_0 = 1,0$. Para os incrementos posteriores o módulo se baseou nas tensões existentes no final do incremento anterior. Assim, os Módulos de Young para o primeiro incremento eram muito baixos próximo à superfície, aumentando para o segundo incremento devido ao acréscimo na tensão confinante criado pelo próprio carregamento (1º incremento).

A Figura 3.10 mostra o perfil de deformação vertical (sob o centro da placa) para os três incrementos de carga. Pode-se observar nesta figura que, devido ao Módulo de Young crescer com a

profundidade, as deformações se concentram sob a placa. A evolução do perfil de recalques com o carregamento pode ser vista na Figura 3.11.

As Figuras 3.12 e 3.13 mostram a relação tensão-deformação vertical (pela média dos 4 pontos de Gauss) em elementos na vertical sob o centro da placa e na horizontal imediatamente sob a placa. Pode-se observar nestas figuras que o Módulo de Young tende a crescer com o carregamento, confirmando a questão levantada no início do Capítulo 2 (Fig. 2.1).

As Figuras 3.14 e 3.15 mostram trajetórias de tensões no espaço $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 \times (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ (de médias) em elementos numa vertical e numa horizontal sob a placa, respectivamente.

As Figuras 3.16, 3.17 e 3.18 mostram a distribuição (na forma de isovalores) da deformação normal octaédrica (equivalente à deformação volumétrica), do acréscimo de tensão normal octaédrica (responsável pelo aumento de rigidez) e da tensão cisalhante máxima, respectivamente.

3.3. CASO 3

O Caso 3 consistiu em um carregamento idêntico ao Caso 2 de uma placa sobre um solo com resistência, dada por (critério Mohr-Coulomb):

$$\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f}{2} = a' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \tan \psi' \quad (3.5a)$$

ou

$$\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f}{2} = c' \sin \phi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \phi' \quad (3.5b)$$

tendo sido adotados $a' = 0$ e $\psi' = 26,6^\circ$ (ou $c' = 0$, $\phi' = 30^\circ$).

As propriedades de deformação (E') eram dependentes da tensão confinante (segundo a Expressão 3.4) e da tensão cisalhante. Esta última dependência era expressa por

$$E_t = E_i \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)^2 \quad (3.6)$$

ou seja, a Expressão 3.3 com $R_f = 1,0$.

As tensões iniciais para este caso foram calculadas com $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ e $K'_0 = 1,0$. Este caso é, portanto, idêntico ao Caso 2, exceto pela introdução da dependência da tensão cisalhante, que faz com que o Módulo de Young diminua com o aumento do nível de tensão cisalhante (E' é nulo quando $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 1,0$, ou seja, na ruptura).

A Figura 3.19 mostra o perfil de deformação vertical (sob o centro da placa) para os três incrementos de carga. Como no caso anterior, devido ao Módulo de Young crescer com a profundidade, as deformações se concentram sob a placa. A evolução do perfil de recalques com o carregamento pode ser vista na Figura 3.20.

As Figuras 3.21 e 3.22 mostram a relação tensão-deformação vertical seguida em elementos na vertical sob o centro da placa e na horizontal imediatamente sob a placa. Pode-se observar nestas figuras que o Módulo de Young diminui com o carregamento, o que se deve à dependência da tensão cisalhante (no Caso 2, em que só havia dependência da pressão confinante, este módulo aumentava, como mostrado nas Figuras 3.12 e 3.13). O decréscimo do Módulo de Young é mais marcante próximo ao bordo da placa (Figura 3.22) devido a se ter menores fatores de segurança (locais) nesta região (ver Figura 3.28).

As trajetórias de tensões numa vertical e numa horizontal sob a placa estão mostradas nas Figuras 3.23 e 3.24. As Figuras 3.25, 3.26 e 3.27 mostram a distribuição da deformação normal octaédrica (equivalente à deformação volumétrica), do acres-

cimo da tensão normal octaédrica e da tensão cisalhante máxima. A Figura 3.28 mostra a evolução da distribuição do nível de tensão cisalhante (inverso do fator de segurança local) com o carregamento.

3.4. CASO 4

O Caso 4 é idêntico ao Caso 3, exceto no valor das tensões iniciais. Enquanto no Caso 3 estas tensões eram calculadas com $K'_0 = 1,0$, o Caso 4 tem tensões iniciais calculadas com $K'_0 = 0,5$.

O fato de se ter $K'_0 = 0,5$ implica na existência de tensões cisalhantes iniciais, dadas por (a uma profundidade z genérica)

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} = \frac{\gamma'z - 0,5 \cdot \gamma'z}{2} = \frac{0,5 \gamma'z}{2}$$

enquanto a tensão média (a esta profundidade) será

$$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} = \frac{\gamma'z + 0,5 \gamma'z}{2} = \frac{1,5 \gamma'z}{2}$$

A razão entre tensão cisalhante inicial e a resistência (esta avaliada supondo-se uma trajetória de tensões vertical), ou seja, o nível de tensão cisalhante (ou inverso do fator de segurança) inicial, será, portanto,

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f} = \frac{0,5 \gamma'z}{1,5 \gamma'z \tan \psi'} = \frac{1}{3 \tan \psi'} = 0,667$$

Neste Caso 4, praticamente ocorreu ruptura do solo sob a placa no 2º incremento de carga (a placa sofreu um deslocamento muito grande após a aplicação do 2º incremento). O perfil de deformação vertical (sob o centro da placa) para os dois primeiros incrementos está mostrado na Figura 3.29 enquanto o perfil de recalques está mostrado na Figura 3.30.

As Figuras 3.31 e 3.32 mostram a relação tensão-deformação seguida em elementos na vertical sob o centro da placa e na horizontal imediatamente sob a placa. Pode-se observar nestas figuras que os elementos sob a placa, já no segundo incremento, apresentam Módulos de Young muito baixos, devido aos baixos fatores de segurança locais obtidos sob a placa após o 1º incremento (ver Figura 3.38). As trajetórias de tensão numa vertical e numa horizontal sob a placa, mostradas nas Figuras 3.33 e 3.34, explicam isto, mostrando que, pelo fato de se ter um estado de tensões iniciais dado pela linha K'_0 , as trajetórias de pontos sob a placa (especialmente próximos ao bordo) logo encontram a linha de ruptura (K'_f).

As Figuras 3.35, 3.36 e 3.37 mostram a distribuição da deformação normal octaédrica (equivalente à deformação volumétrica), do acréscimo da tensão normal octaédrica e da tensão cisalhante máxima. A Figura 3.38 mostra a evolução da distribuição do nível de tensão cisalhante (inverso do fator de segurança local) com o carregamento.

3.5. CASO 5

O Caso 5 é idêntico ao Caso 3, exceto no valor das tensões iniciais. Enquanto no Caso 3 estas tensões eram crescentes com a profundidade, calculadas com $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ e $K'_0 = 1,0$, o Caso 5 tem tensões iniciais constantes com a profundidade iguais a $\sigma'_v = \sigma'_h = 16 \text{ kN/m}^2$ (tensões correspondentes ao Caso 3 a uma profundidade de $B/2$).

A Figura 3.39 mostra o perfil de deformação vertical (sob o centro da placa) para os três incrementos de carga. A evolução do perfil de recalques com o carregamento pode ser vista na Figura 3.40.

As Figuras 3.41 e 3.42 mostram a relação tensão-deformação vertical seguida em elementos na vertical sob o centro da

placa e na horizontal imediatamente sob a placa. Pode-se observar nestas figuras que o Módulo de Young permanece praticamente constante com o carregamento.

As trajetórias de tensões numa vertical e numa horizontal sob a placa estão mostradas nas Figuras 3.43 e 3.44. As Figuras 3.45, 3.46 e 3.47 mostram a distribuição da deformação normal octaédrica (equivalente à deformação volumétrica), do acréscimo da tensão normal octaédrica e da tensão cisalhante máxima. A Figura 3.48 mostra a evolução da distribuição do nível de tensão cisalhante (inverso do fator de segurança local) com o carregamento.

O que se pode concluir do conjunto de Figuras produzidas por este caso é que, devido ao elevado fator de segurança e ao fato de se ter tensões iniciais constantes com a profundidade, este caso equivale a um caso linear (Caso 1A).

Comparação das curvas pressão - recalque

As curvas pressão - recalque dos Casos 1 a 5 estão mostradas na Figura 3.49. Pode-se observar nesta figura que o Caso 1 (elástico linear) e o Caso 5 (estado de tensão homogêneo e isotrópico) produziram resultados bastante próximos.

No Caso 2 observou-se um aumento de rigidez após a aplicação do 1º incremento, devido ao aumento das tensões (em consequência deste incremento). O segundo e terceiro incrementos produziram praticamente os mesmos resultados.

Os Casos 3 e 4, que incluem a possibilidade de ruptura, apresentam recalques incrementais maiores com o carregamento, tendo o Caso 4 ($K_0 = 0,5$) apresentado um desempenho bastante inferior ao Caso 3 ($K_0 = 1,0$).

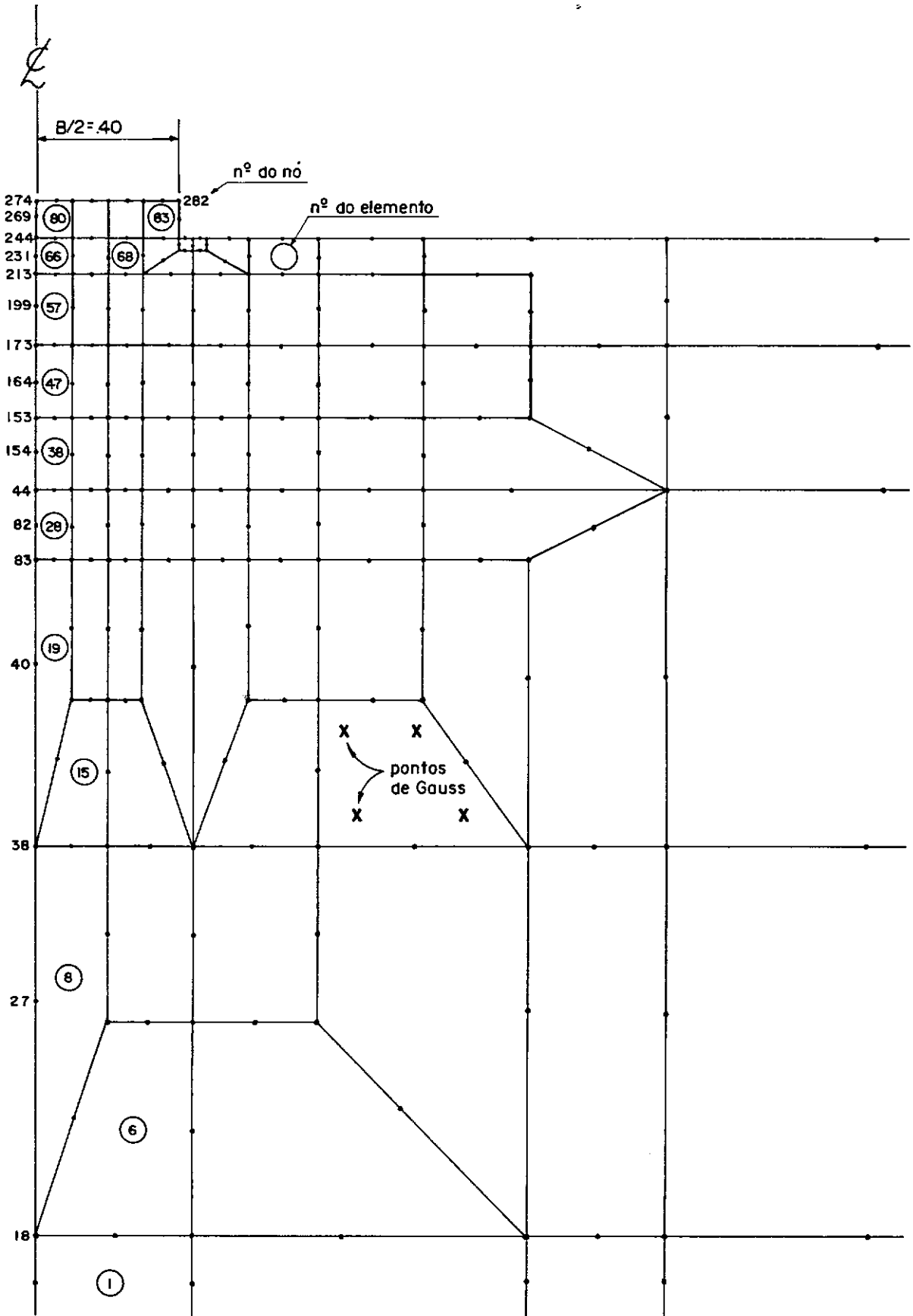


FIG. 3.1 — Rede de elementos finitos representando uma placa na superfície.

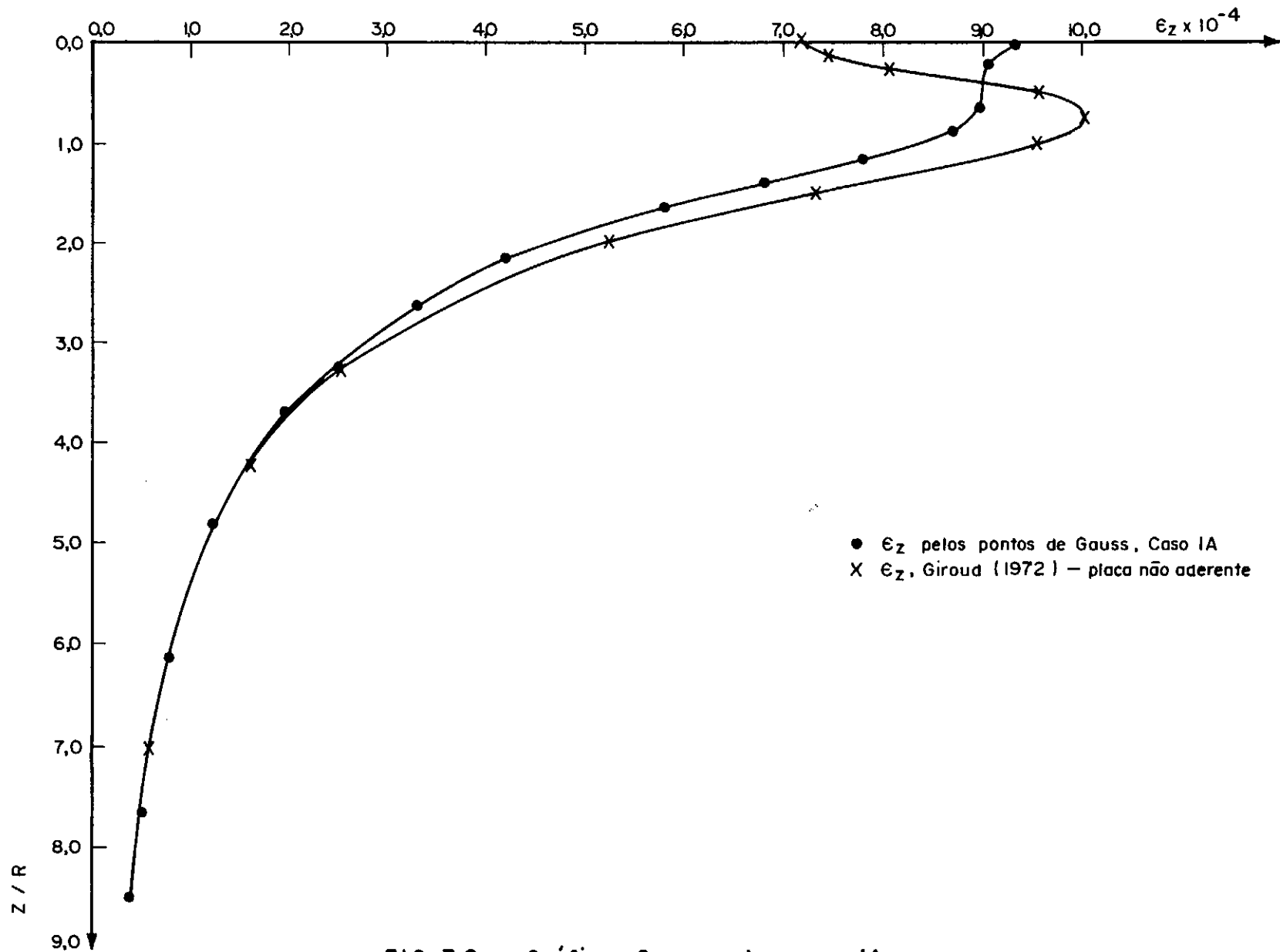
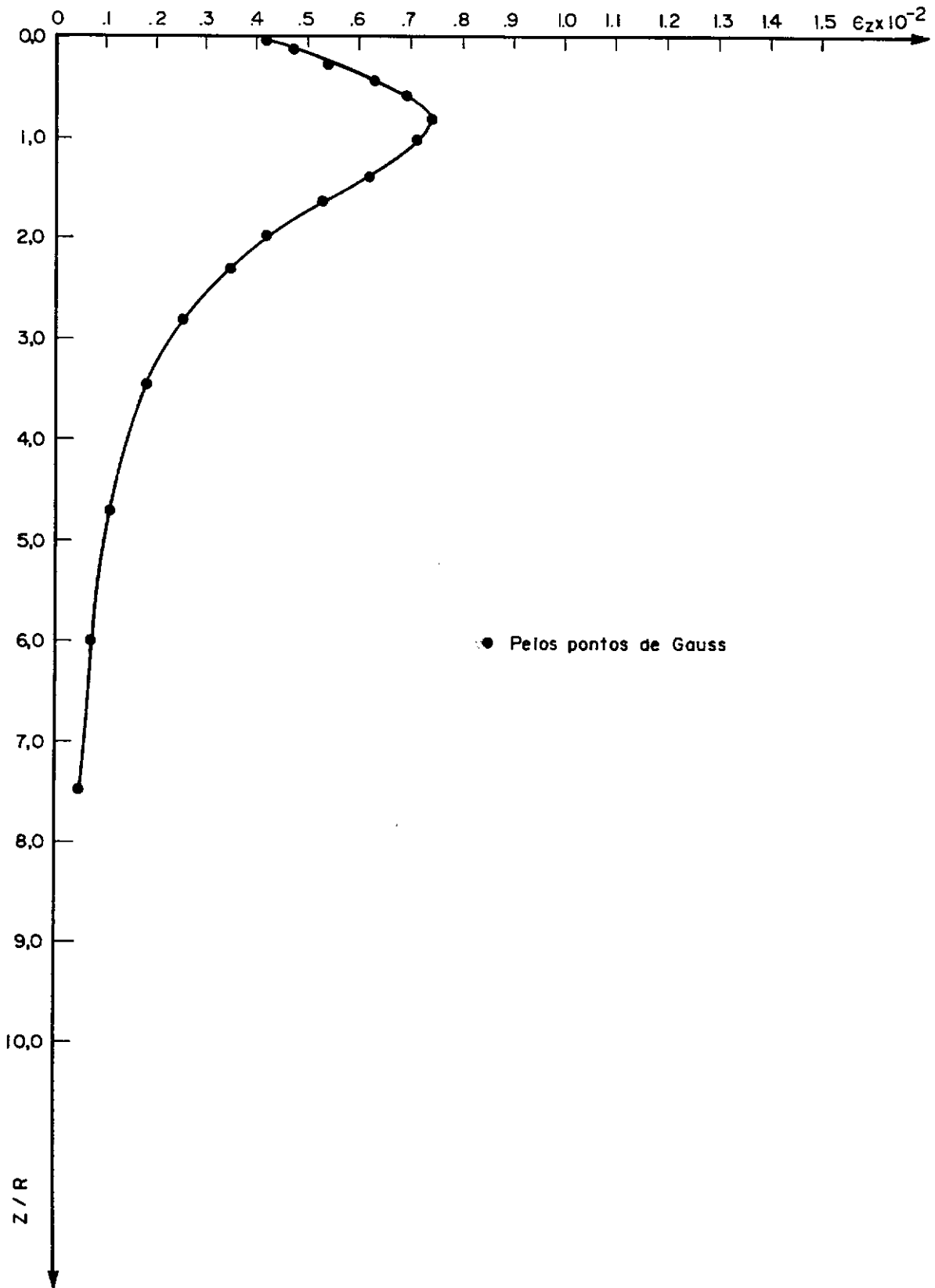


FIG. 3.2 — Gráfico $\epsilon_z \times z$ do caso IA.

FIG. 3.3 — Gráfico $\epsilon_z \times z$ do caso IB.

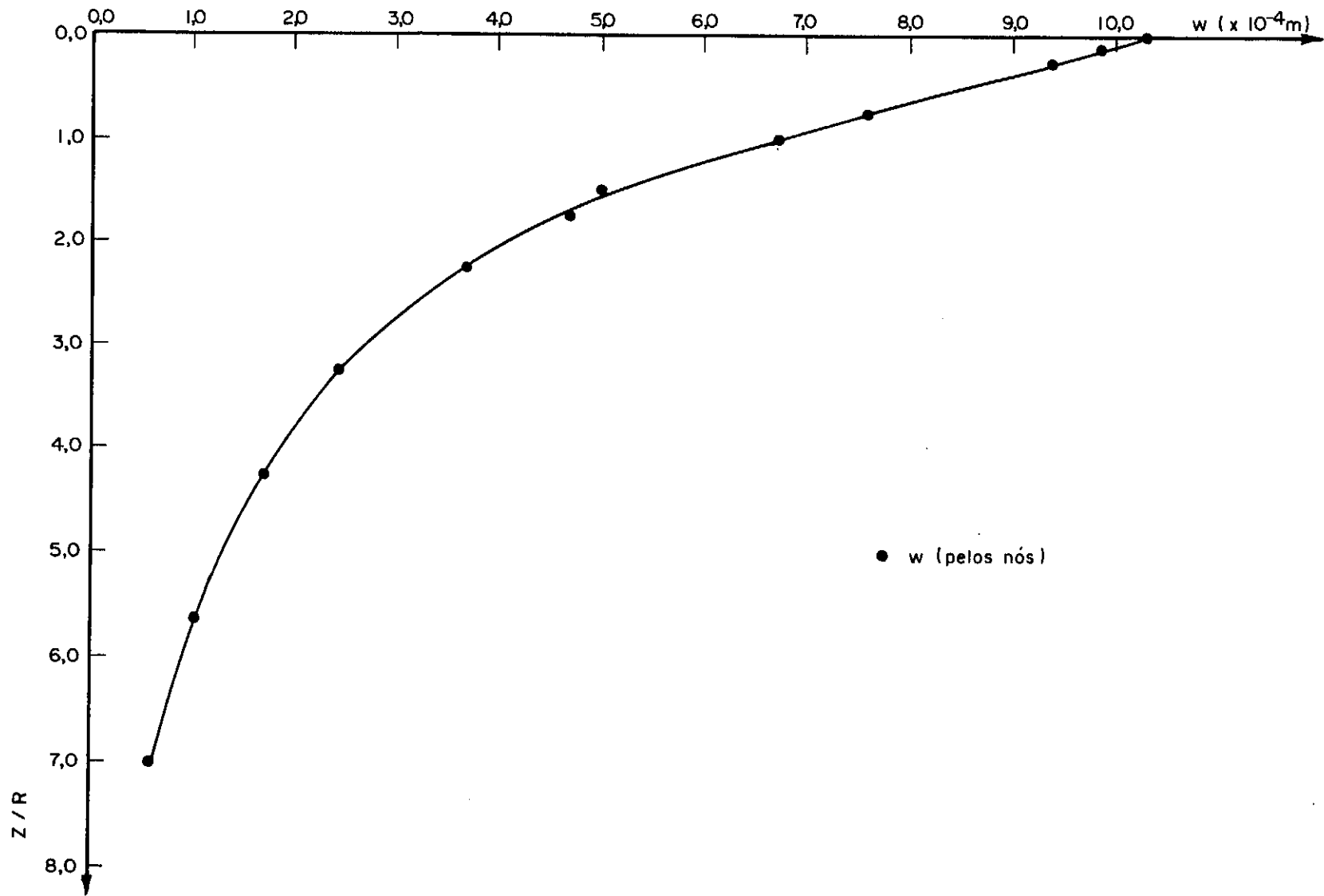
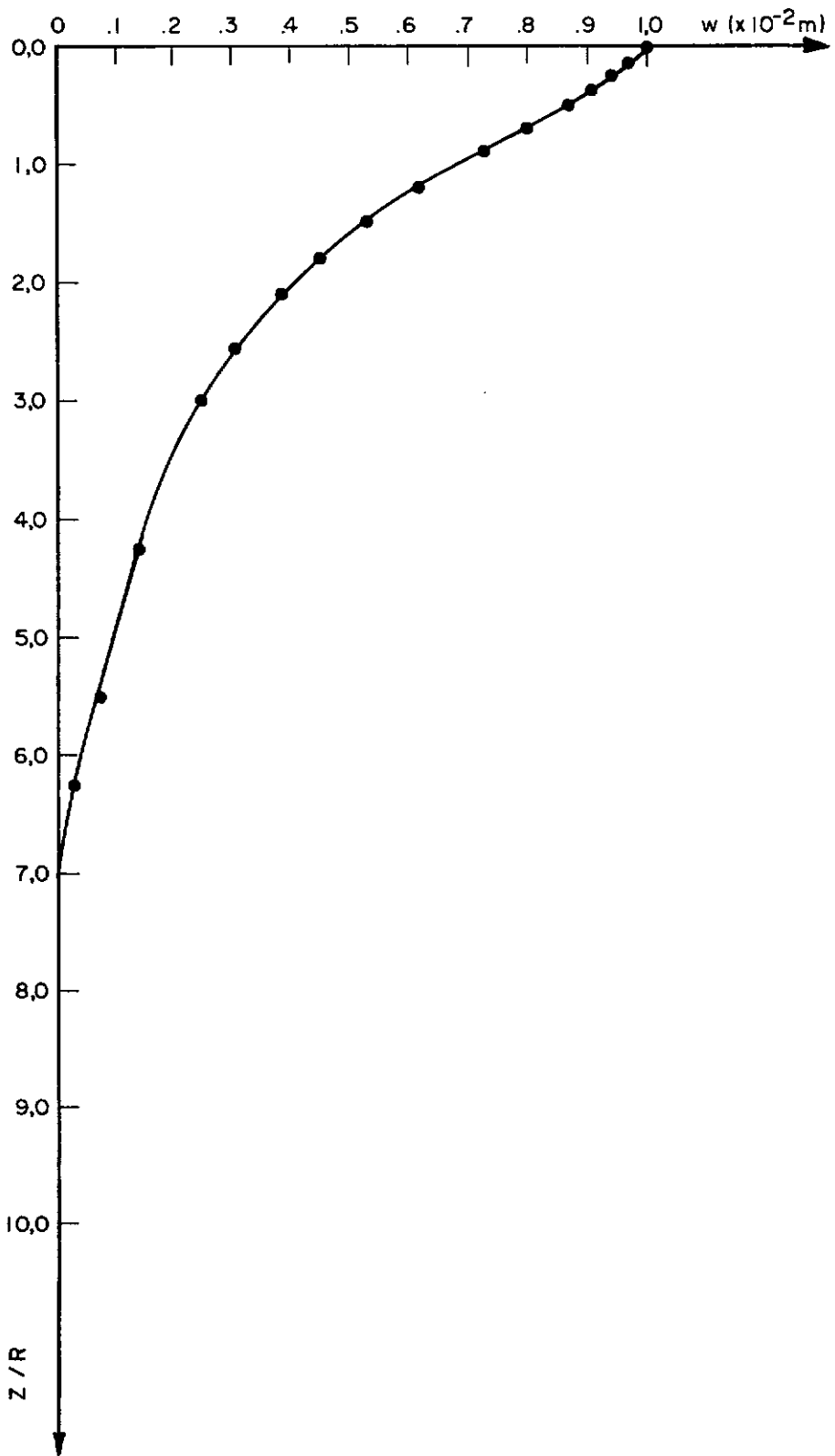


FIG. 3.4 — Gráfico $w \times z$ do caso IA.

FIG. 3.5 — Gráfico $w \times z$ do caso IB.

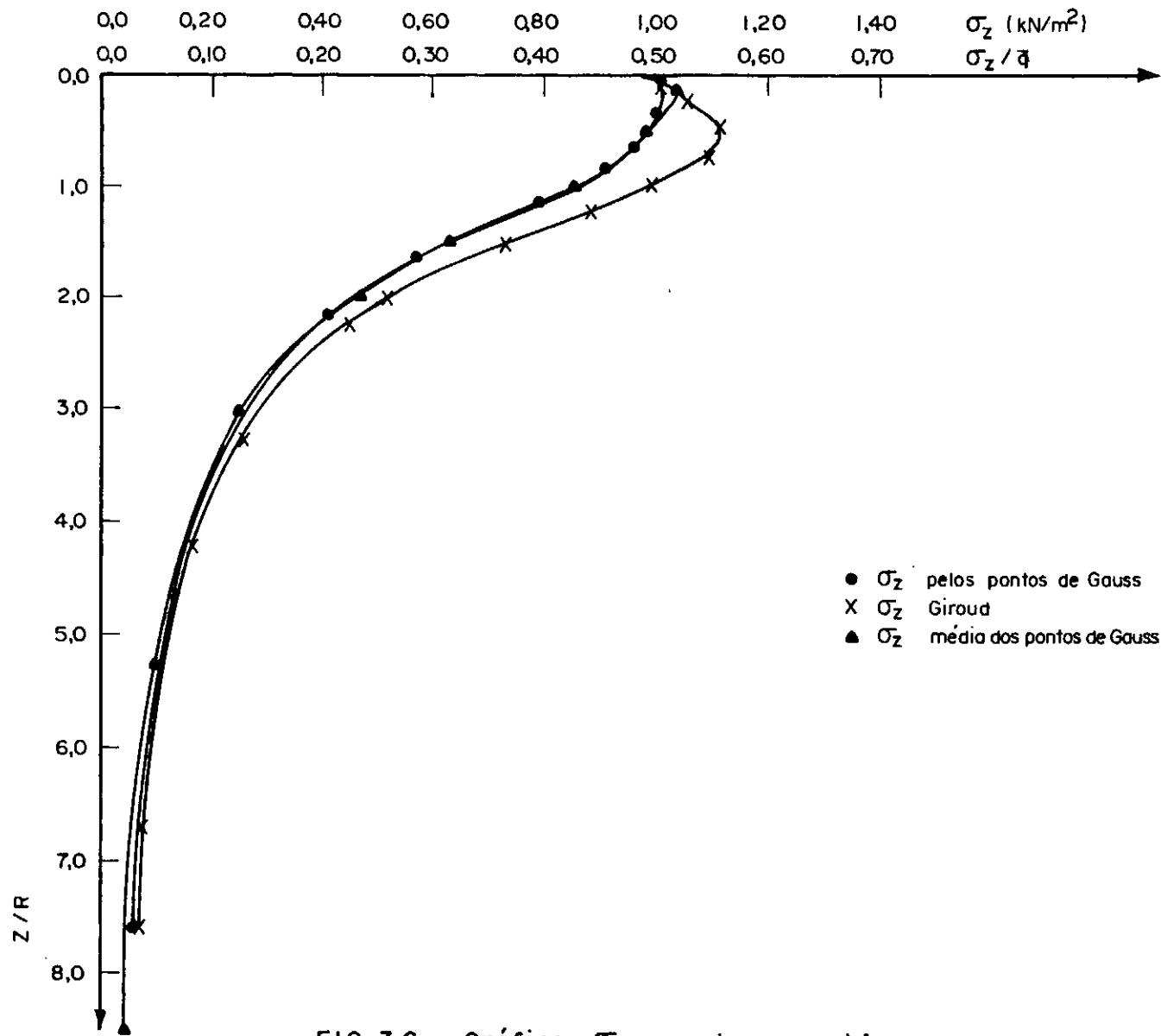
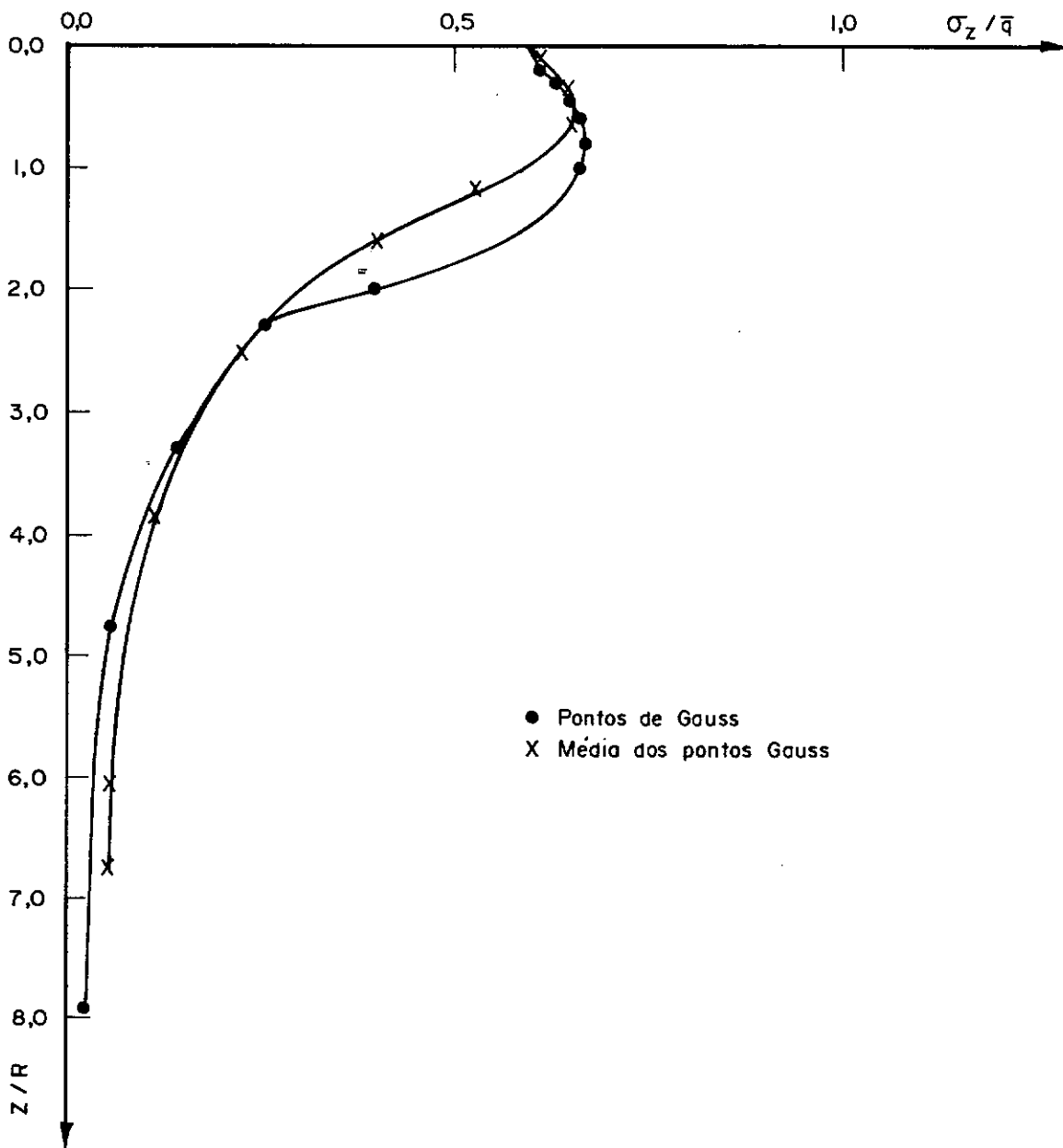
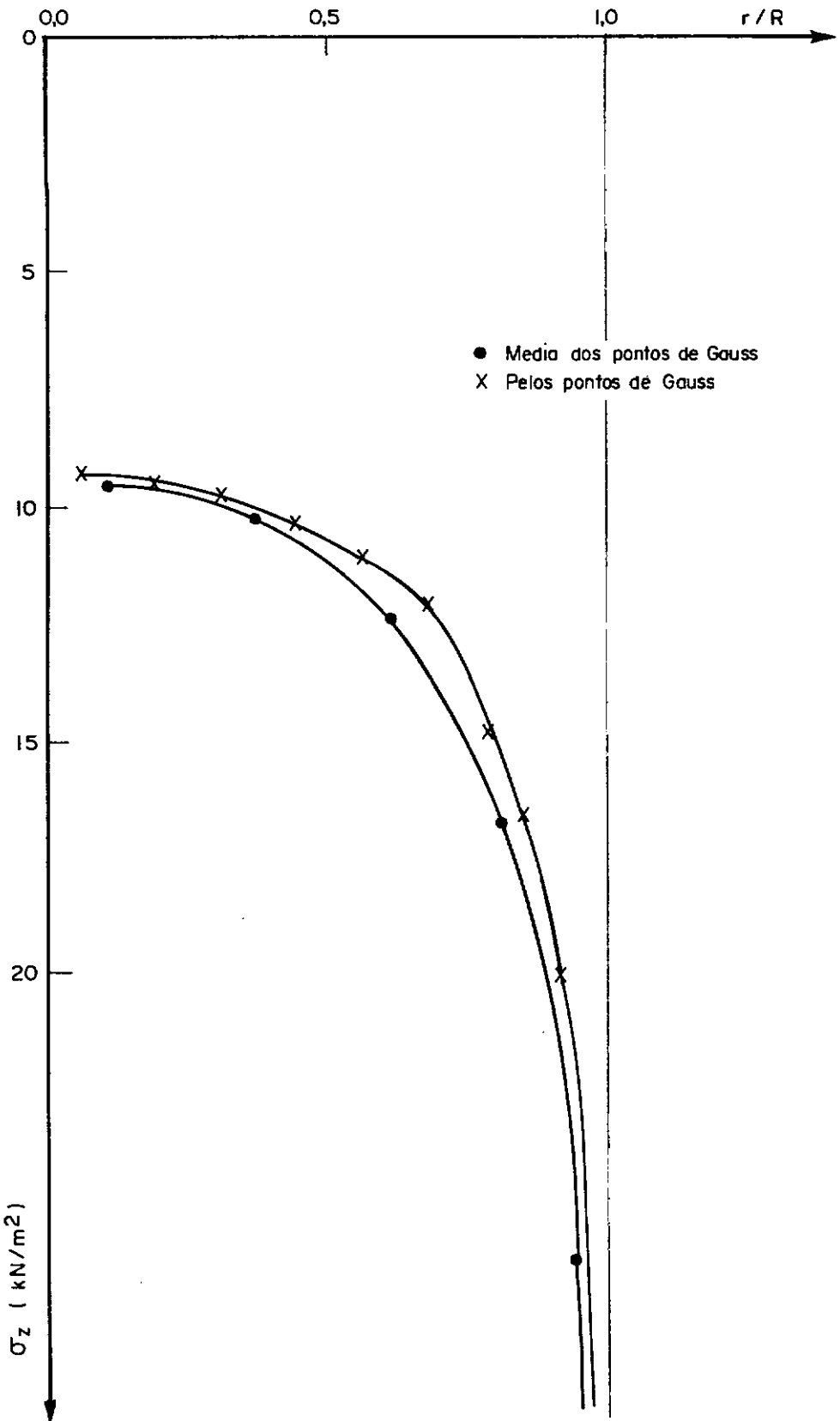


FIG. 3.6 — Gráfico σ_z x z do caso 1A.

FIG. 3.7 — Gráfico $\sigma_z \times z$ do caso IB.

FIG. 3.8 — Gráfico σ_z x r/R do caso IB.

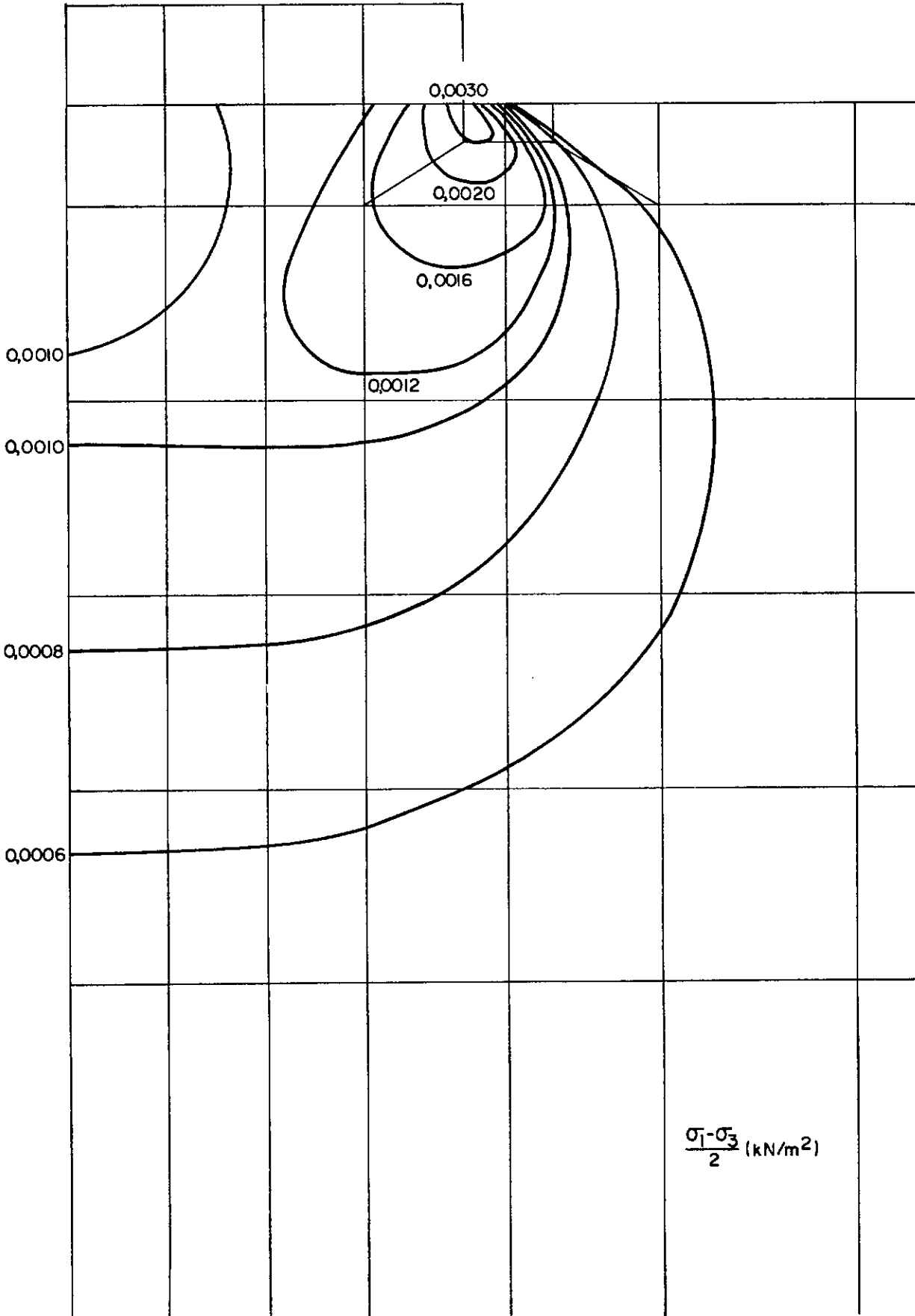


FIG. 3.9 — Distribuição de tensão cisalhante máxima do caso 1A.

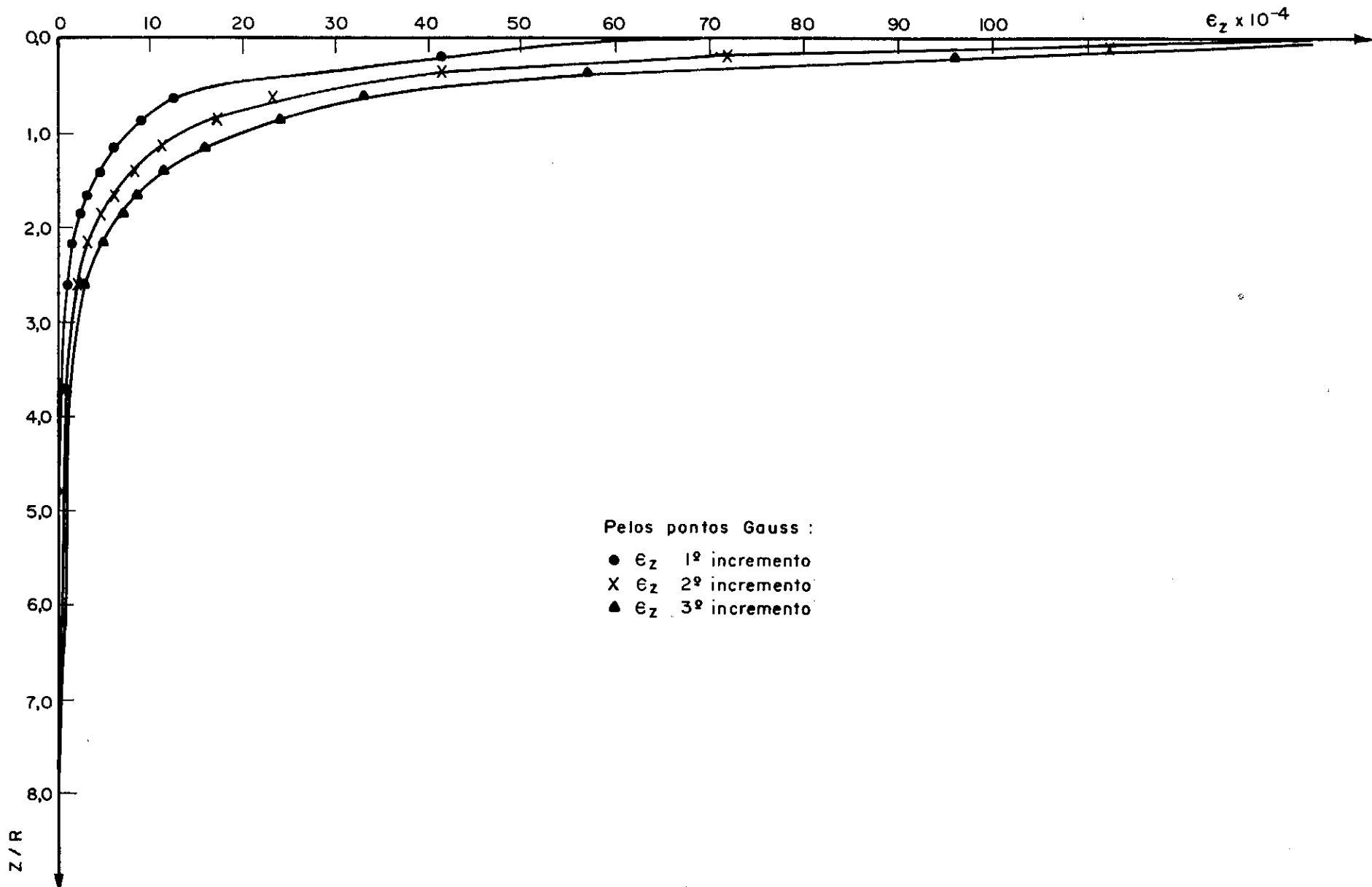


FIG. 3.10 — Gráfico ϵ_z x z do caso 2

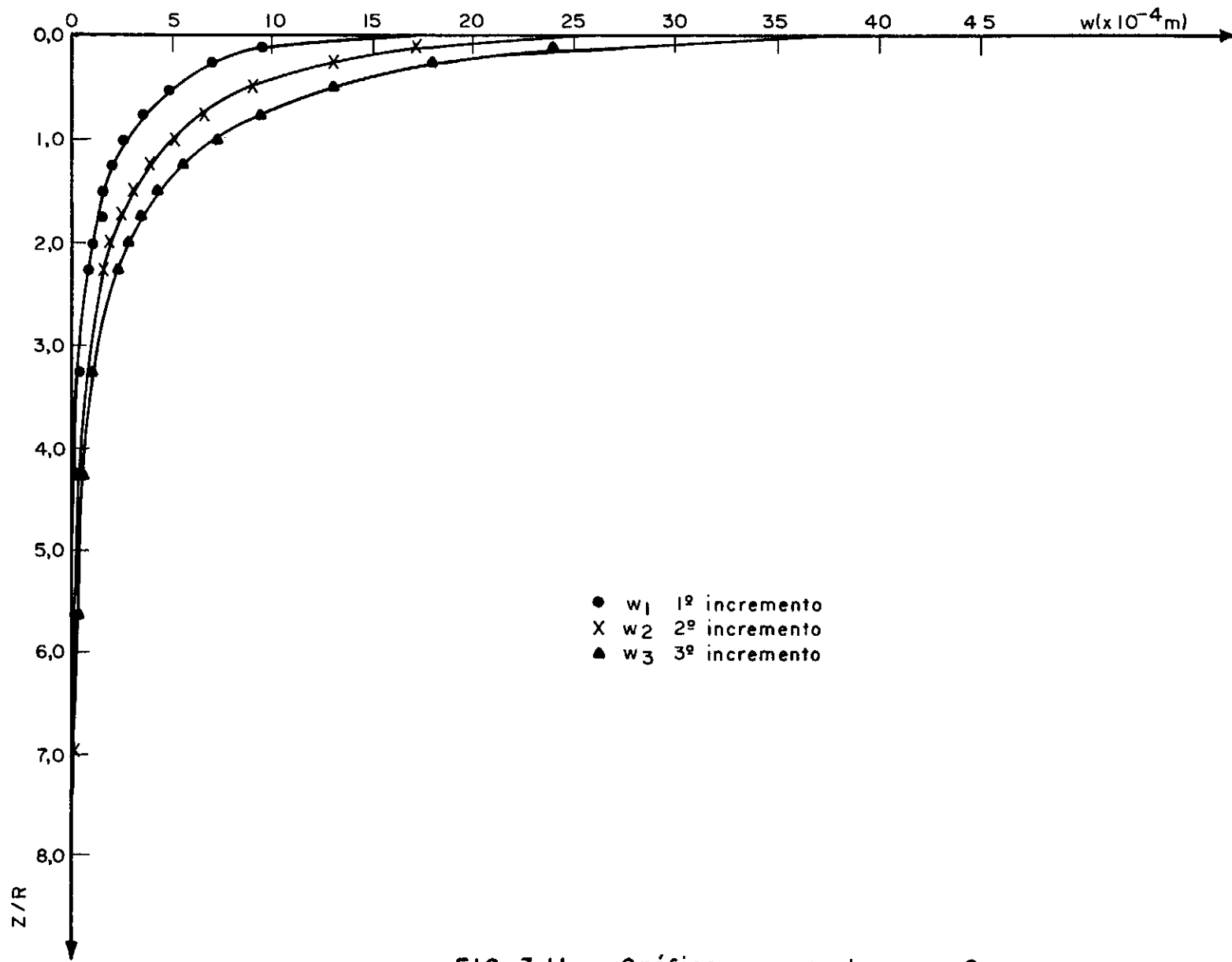


FIG. 3.11 — Gráfico $w \times z$ do caso 2.

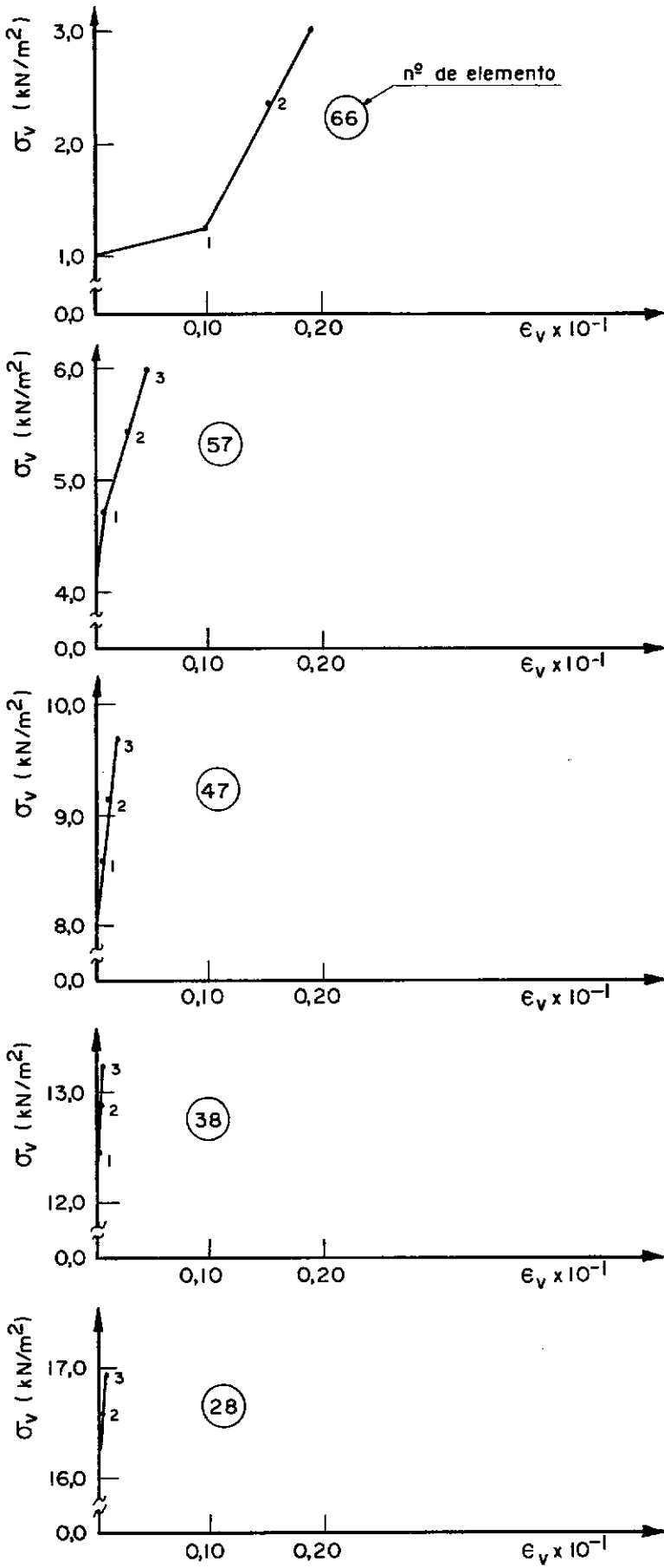


FIG. 3.12 — Gráfico $\sigma_V \times \epsilon_V$ em elementos numa vertical sob o centro da placa do caso 2.

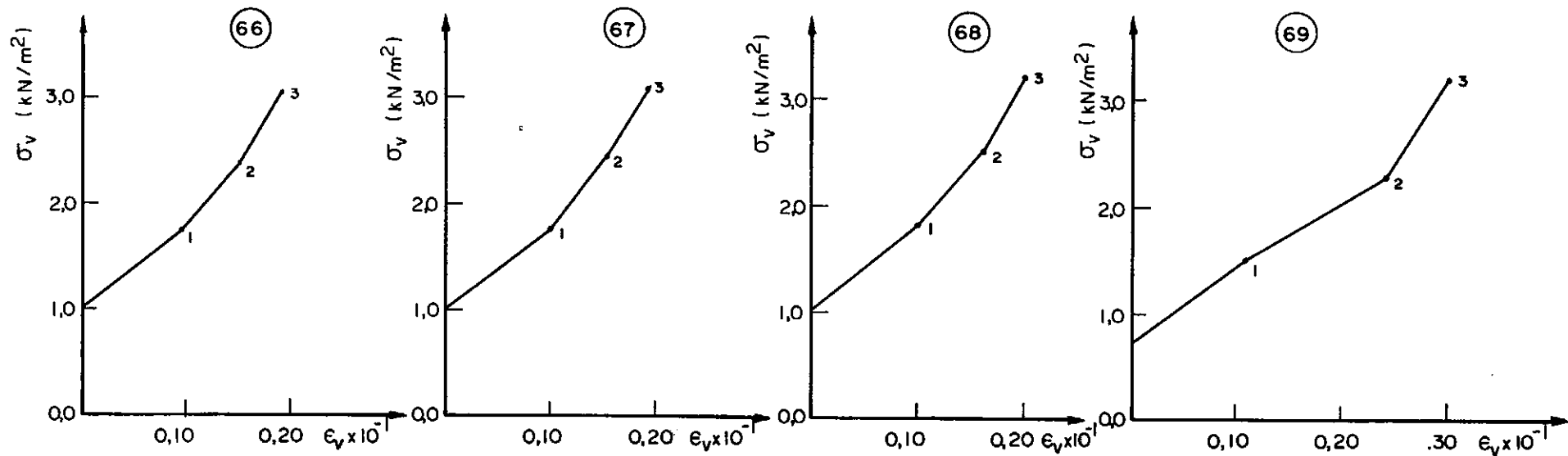


FIG. 3.13 — Gráfico $\sigma_v \times \epsilon_v$ em elementos numa horizontal sob a placa do caso 2.

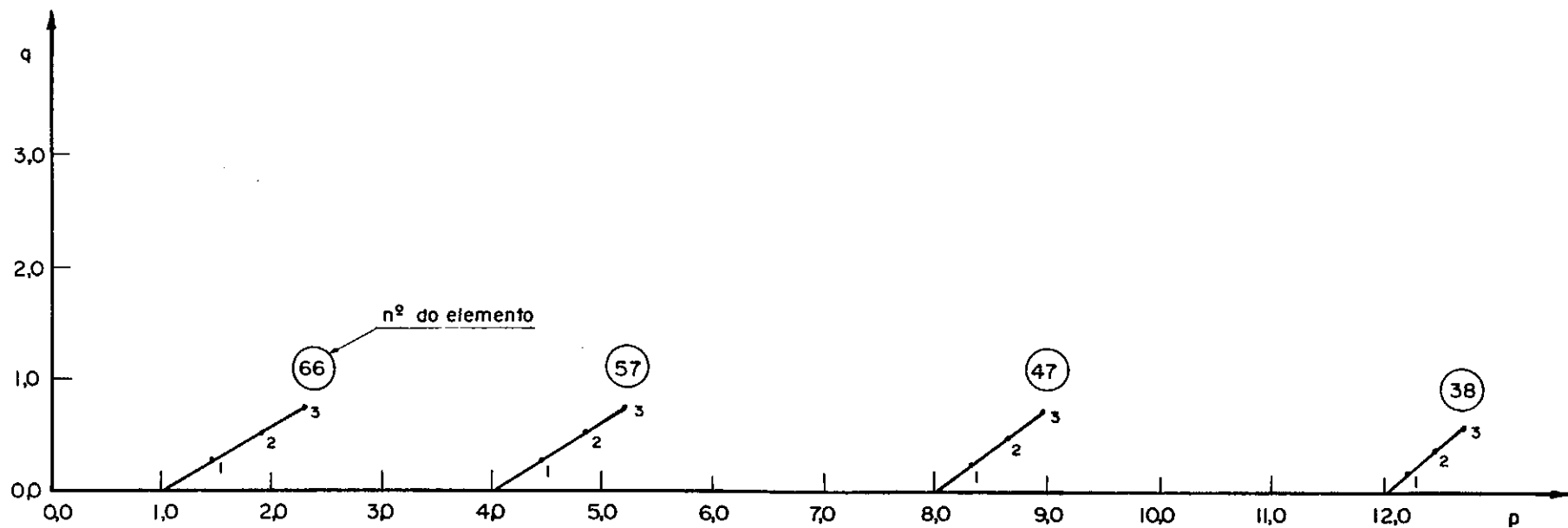


FIG. 3.14 — Diagrama $\sigma_1 - \sigma_3/2 \times \sigma_1 + \sigma_3/2$ em elementos numa vertical sob o centro da placa do caso 2.

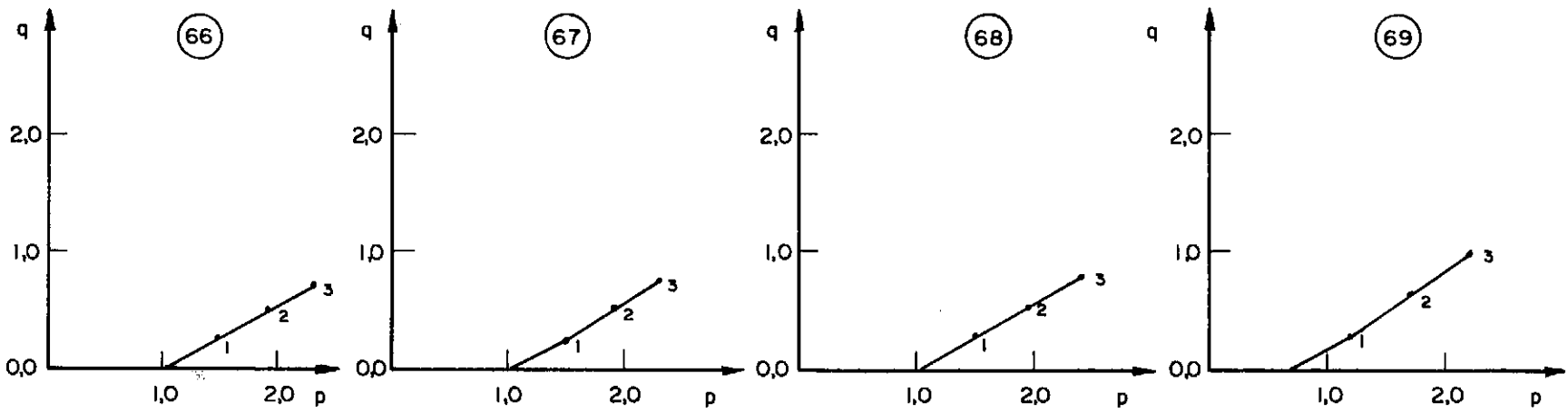


FIG. 3.15 — Diagrama $\sigma_1 - \sigma_3/2$ x $\sigma_1 + \sigma_3/2$ em elementos numa horizontal sob a placa do caso 2.

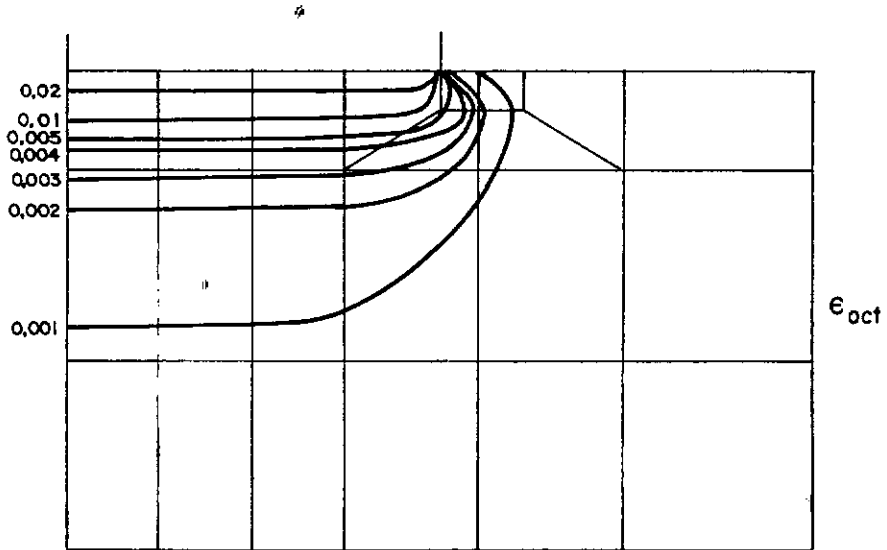


FIG. 3.16 — Distribuição da deformação octaédrica (volumétrica) após o 1º incremento do caso 2.

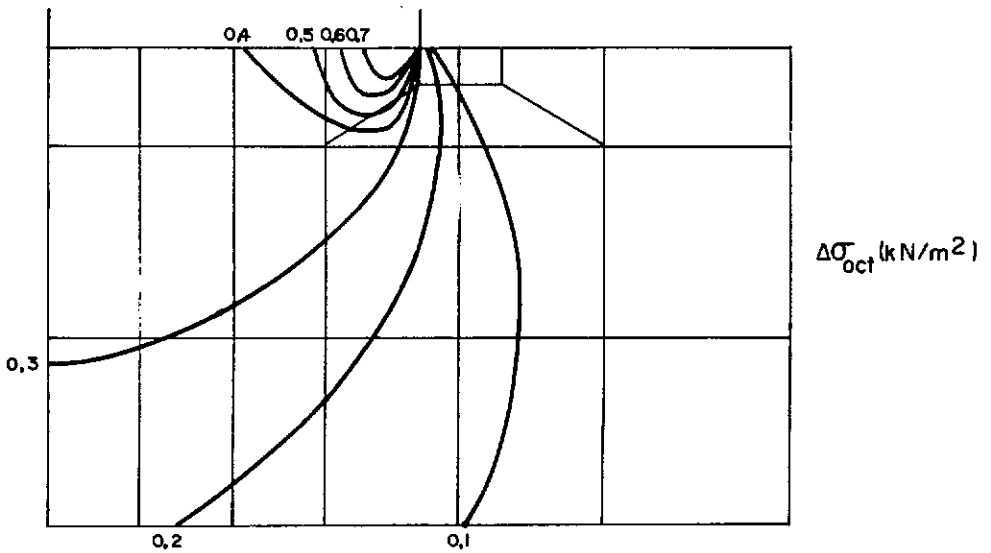


FIG. 3.17 — Distribuição do acréscimo de tensão normal octaédrica após o 1º incremento do caso 2.

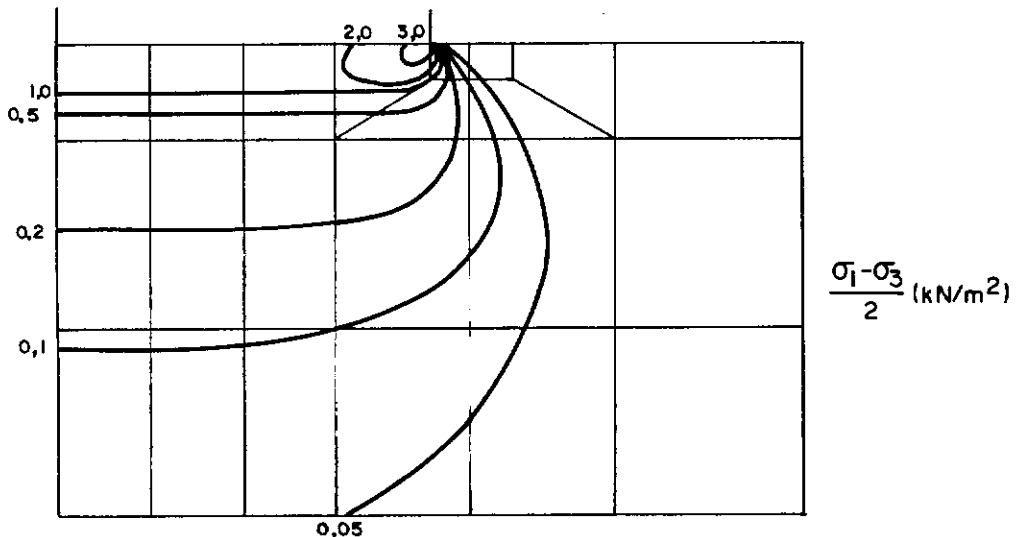


FIG. 3.18 — Distribuição da tensão cisalhante máxima após o 1º incremento do caso 2.

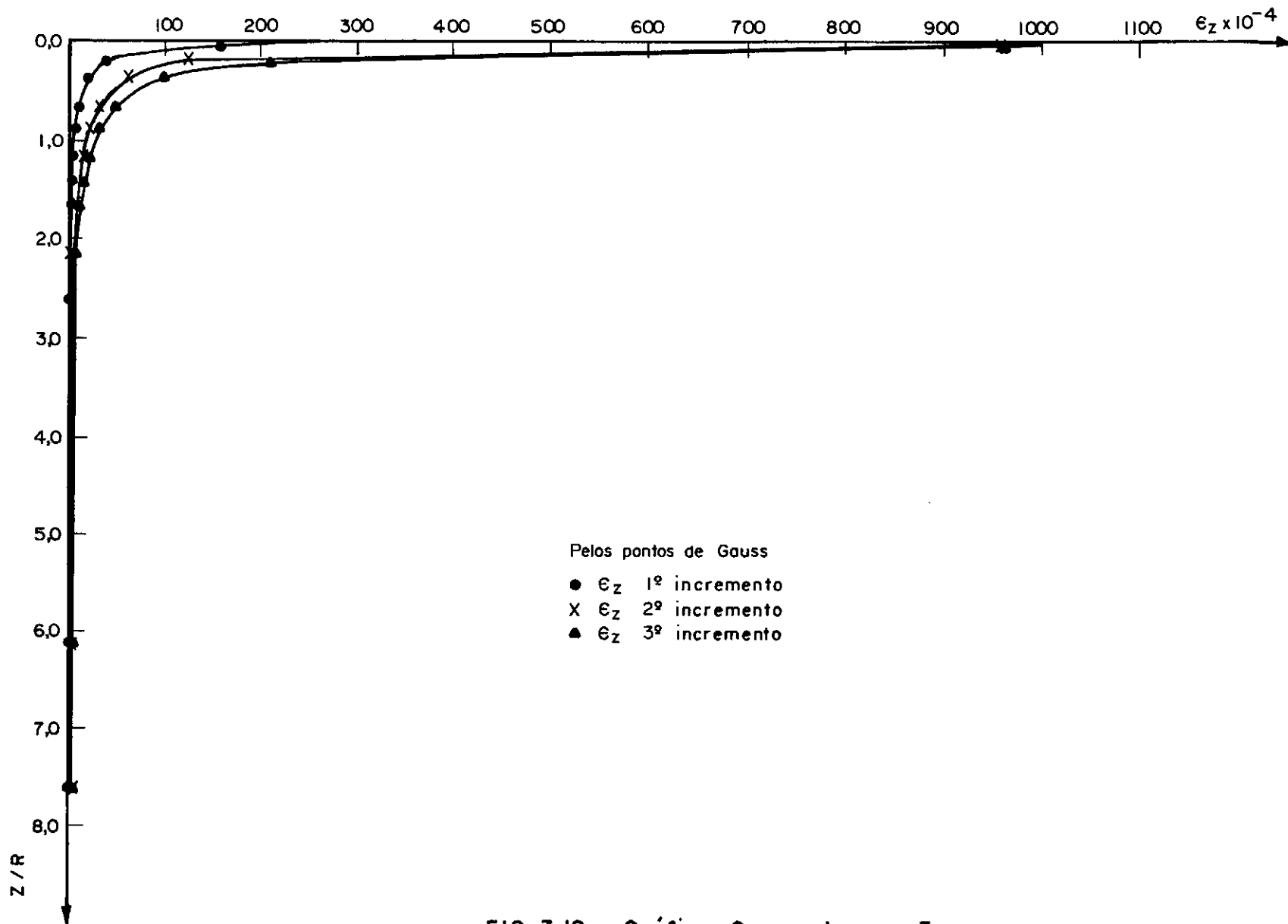


FIG. 3.19 — Gráfico $\epsilon_z \times z$ do caso 3.

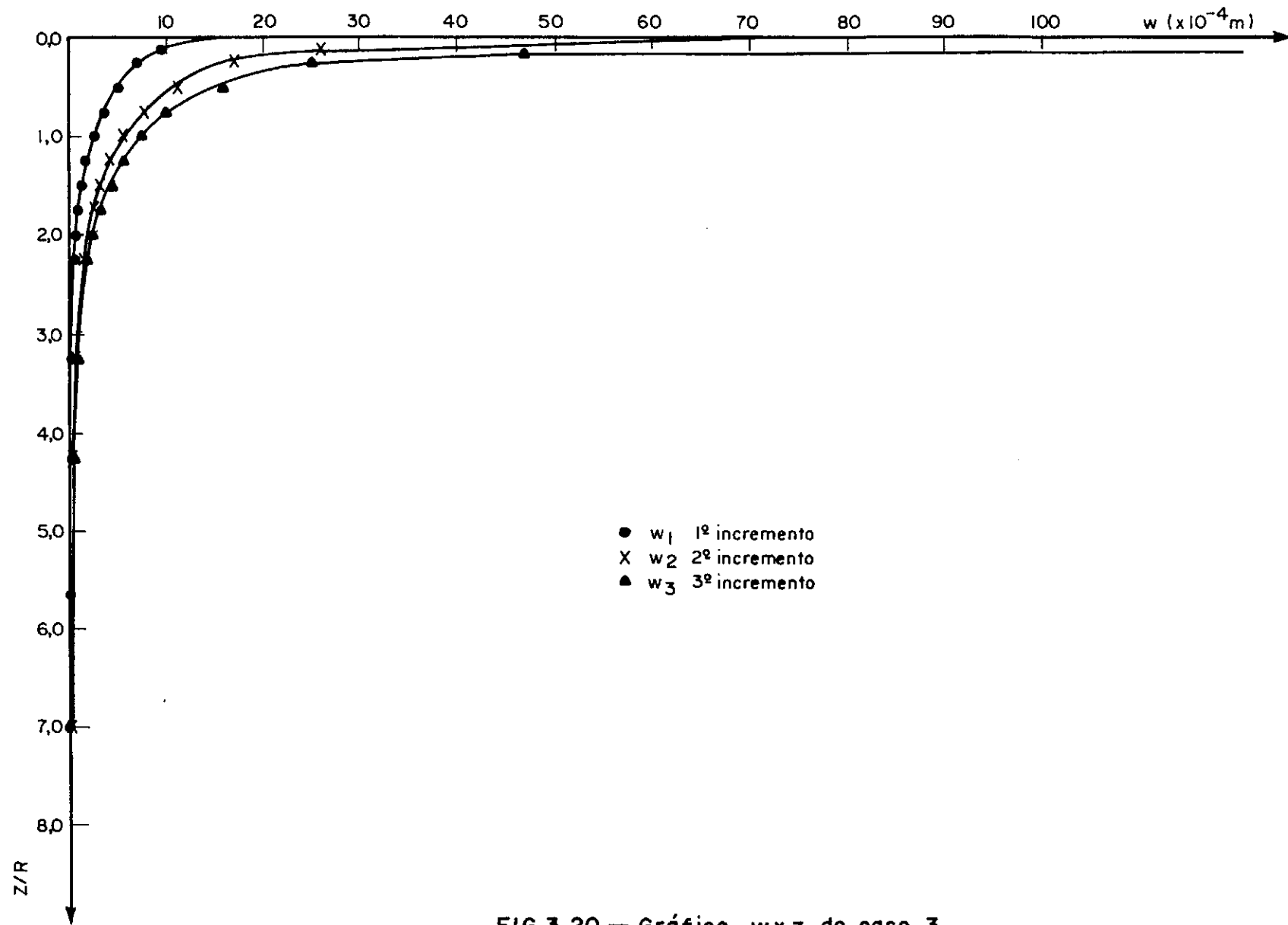


FIG.3.20 — Gráfico $w \times z$ do caso 3.

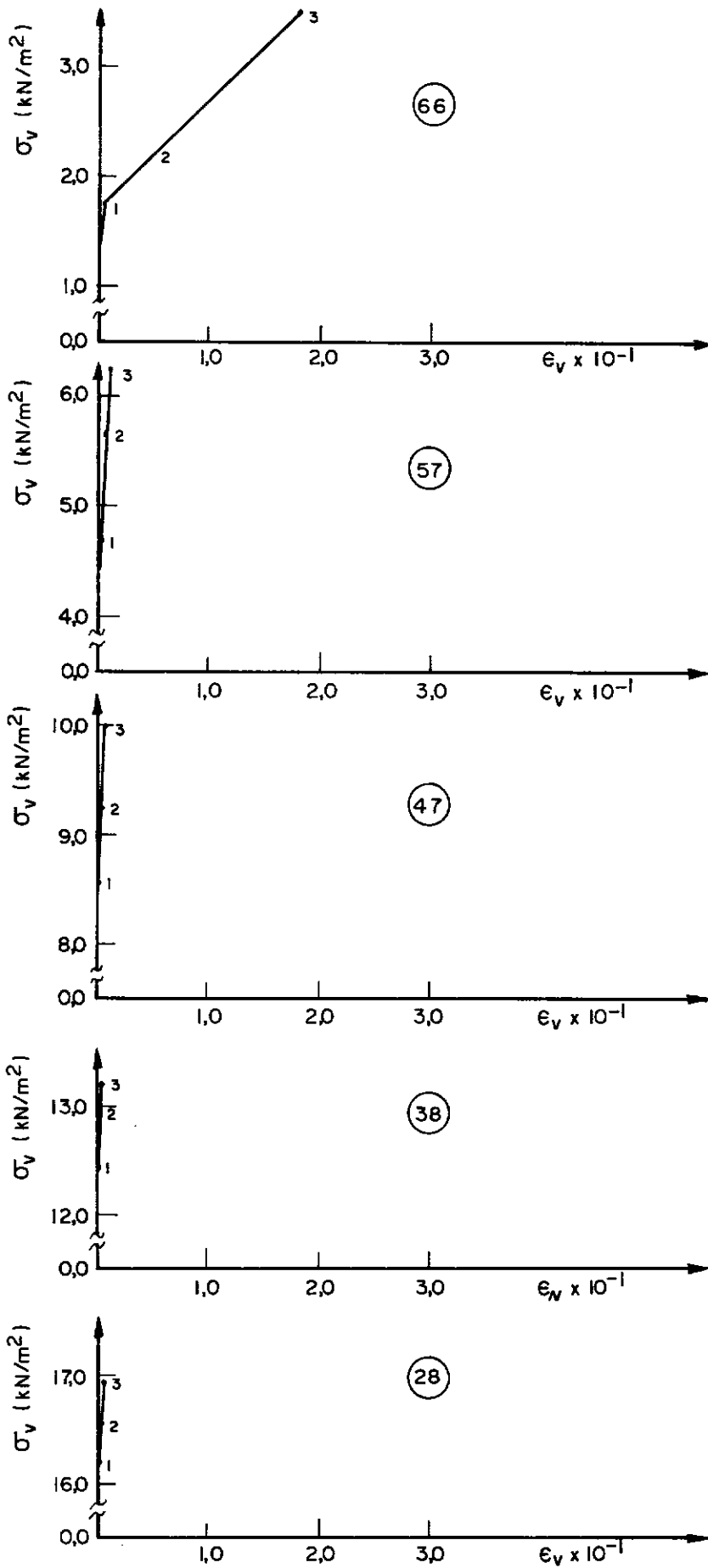


FIG. 3.21 — Gráfico $\sigma_v \times \epsilon_v$ em elementos numa vertical do centro da placa no caso 3.

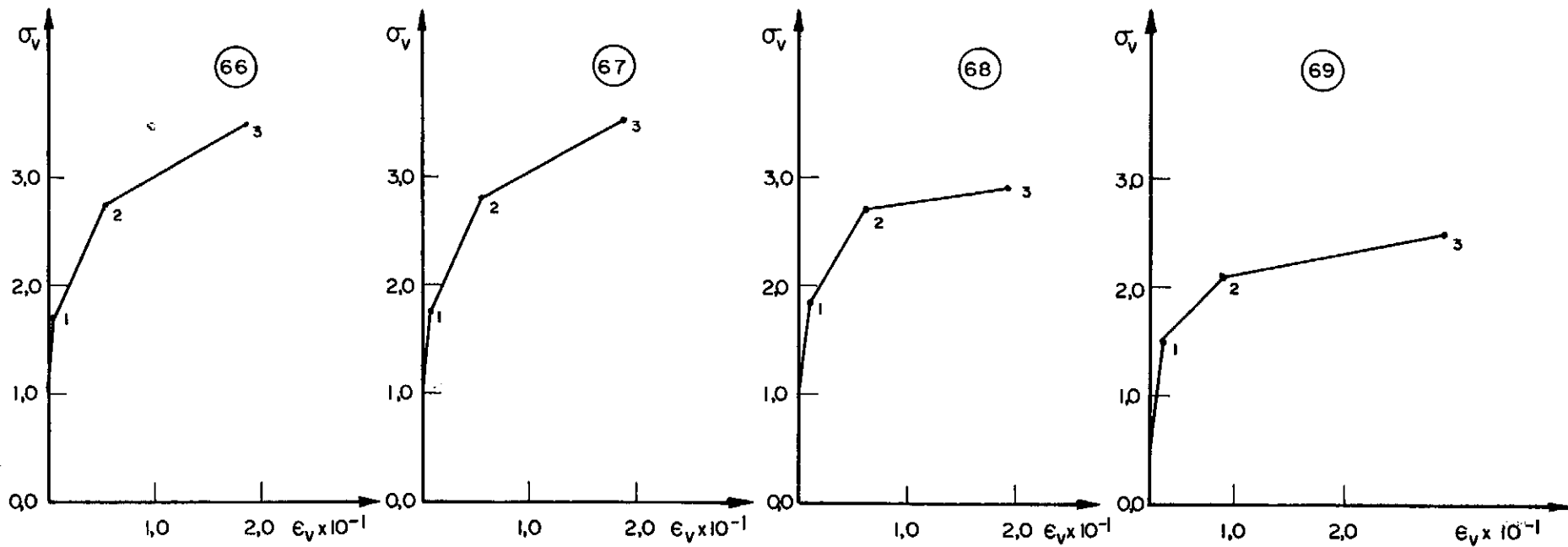


FIG. 3.22 — Gráfico $\sigma_v \times \epsilon_v$ em elementos numa horizontal sob a placa do caso 3.

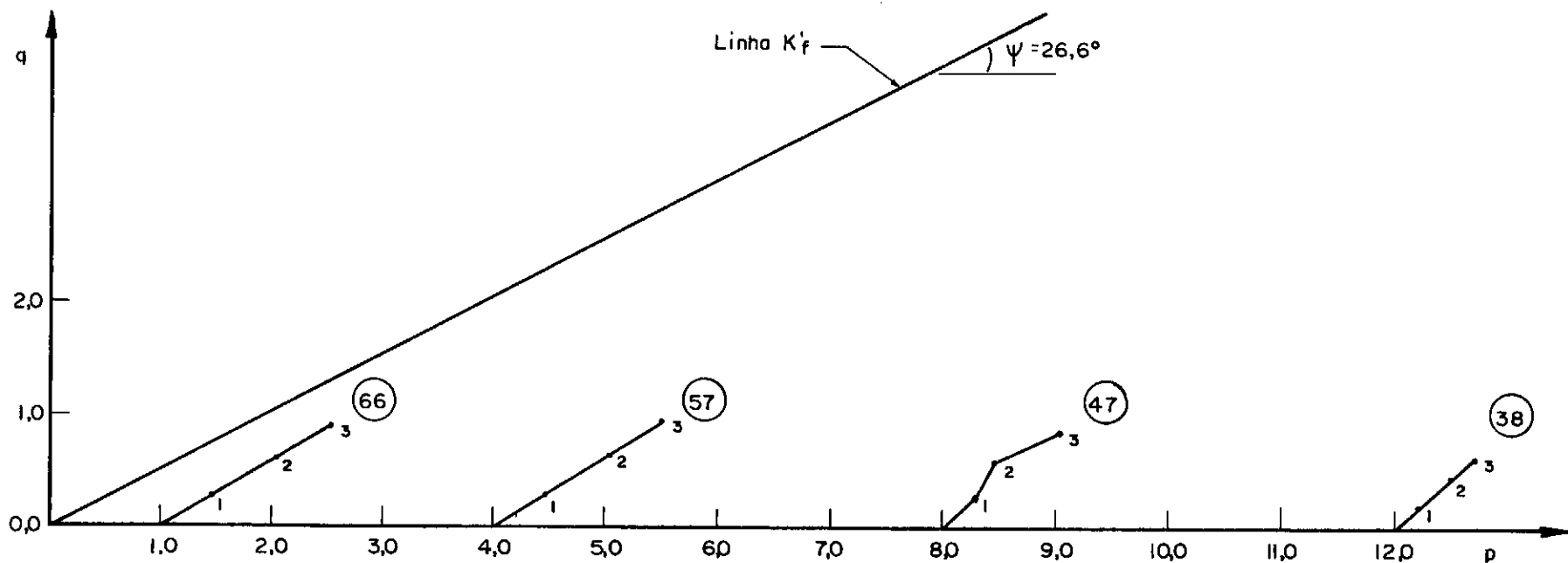


FIG. 3.23 – Diagrama $\sigma_1 - \sigma_3/2 \times \sigma_1 + \sigma_3/2$ em elementos numa vertical sob o centro da placa do caso 3.

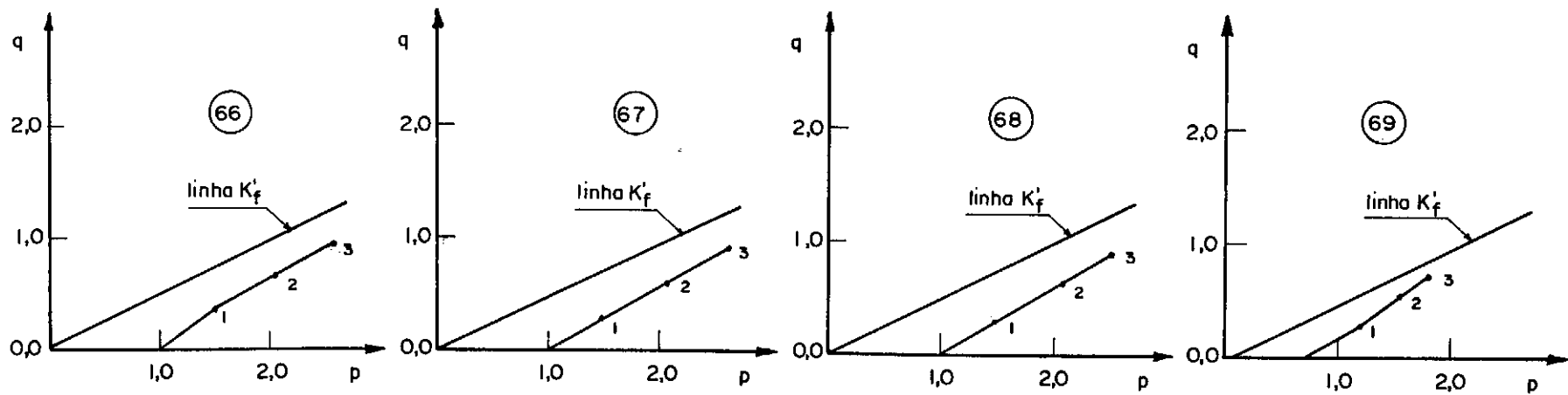


FIG. 3.24 — Diagrama $\sigma_1 - \sigma_3/2 \times \sigma_1 + \sigma_3/2$ em elementos numa horizontal sob a placa do caso 3.

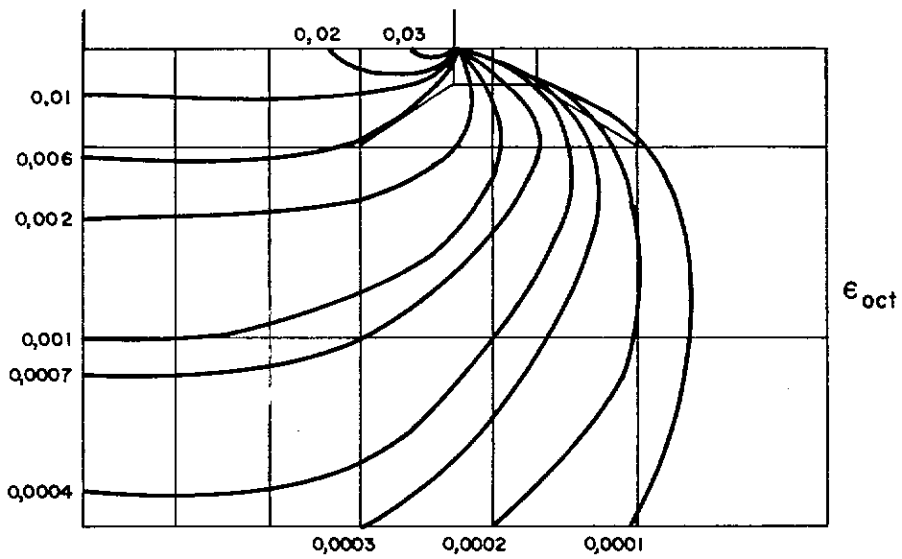


FIG. 3.25 — Distribuição da deformação octaédrica (volumétrica) após o 1º incremento do caso 3.

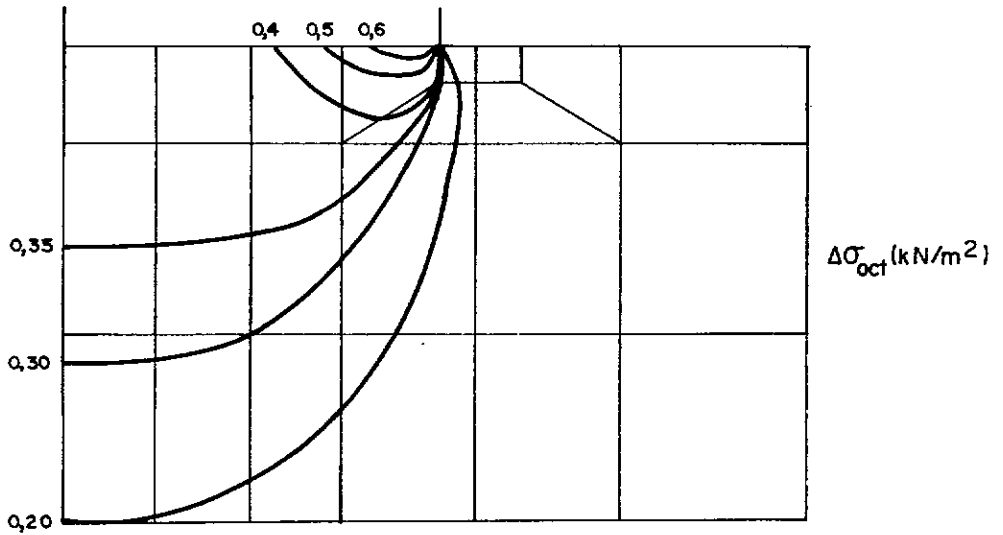


FIG. 3.26 — Distribuição do acréscimo de tensão normal octaédrica após o 1º incremento do caso 3.

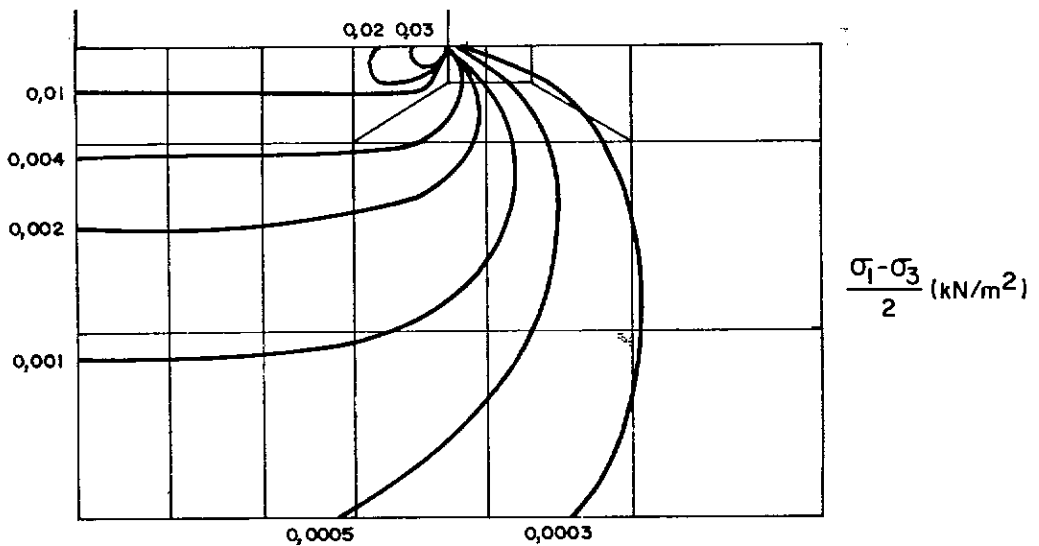
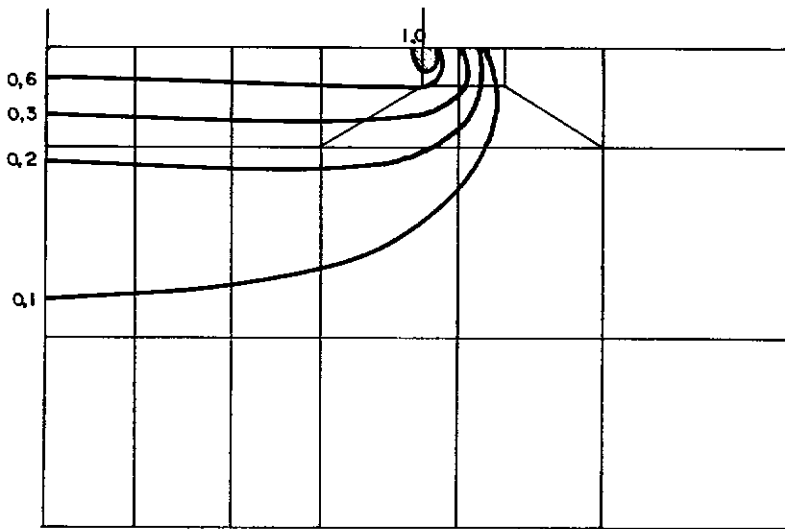
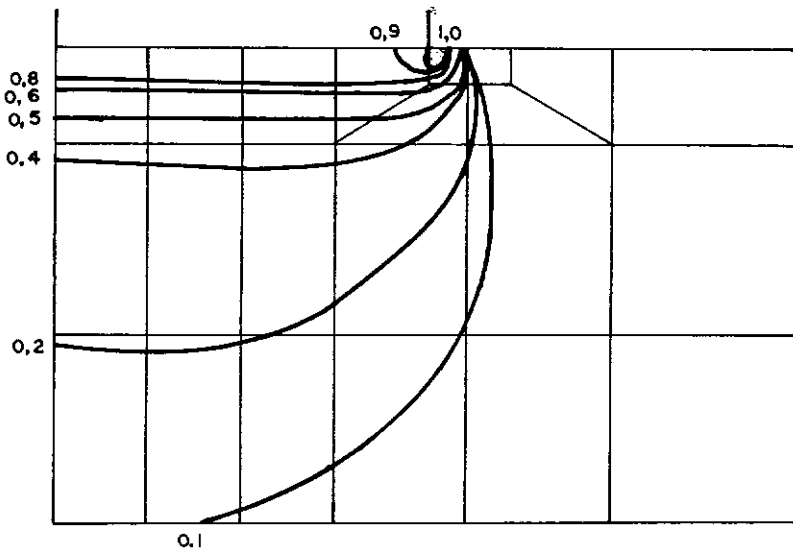


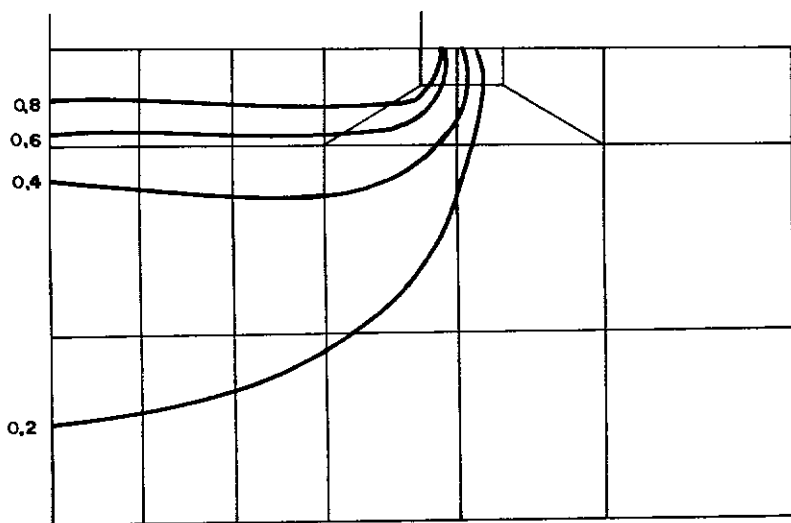
FIG. 3.27 — Distribuição da tensão cisalhante máxima após o 1º incremento do caso 3.



(a)



(b)



(c)

FIG. 3.28 (a, b, c) – Evolução da razão $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)_e$ com o carregamento do caso 3.

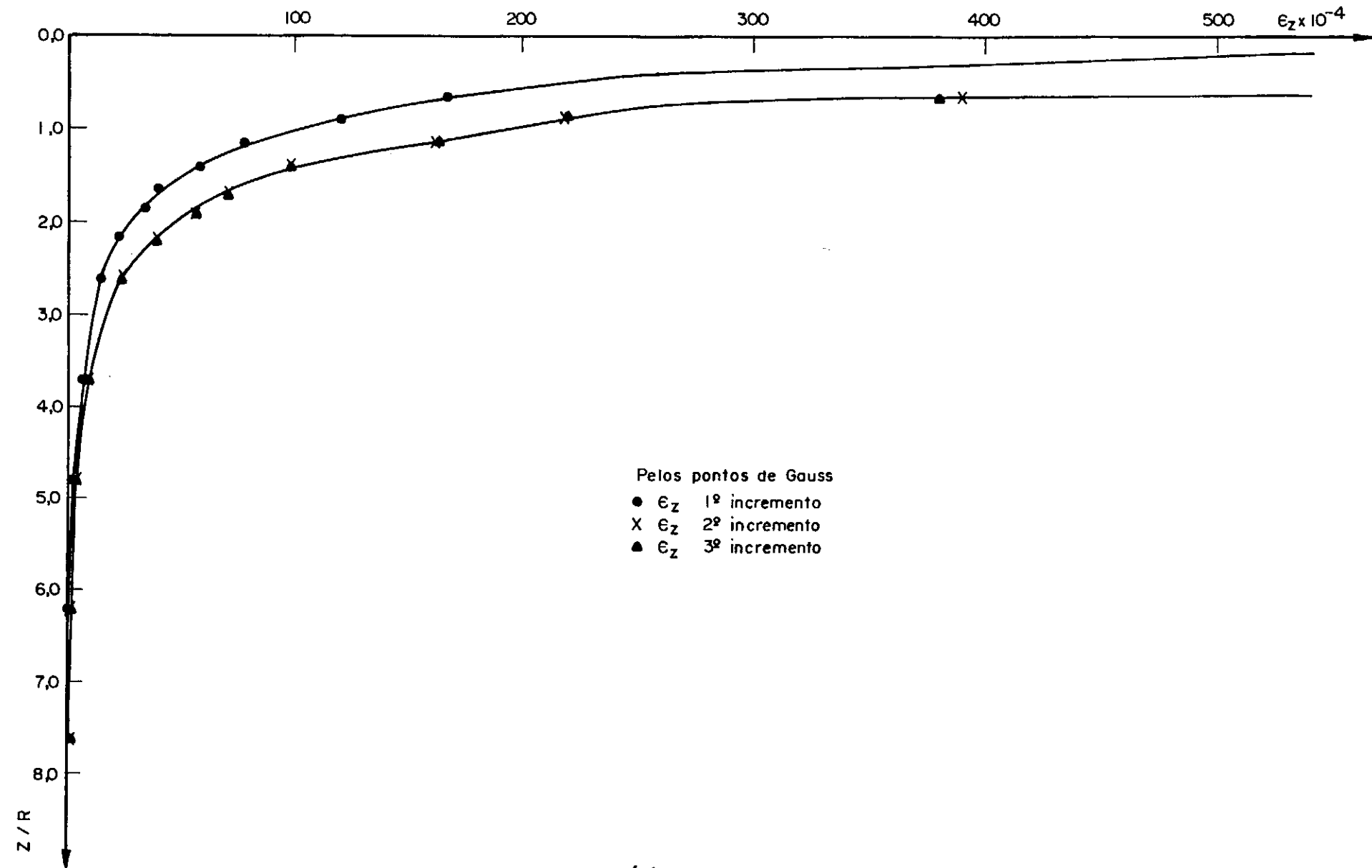


FIG. 3.29 — Gráfico $\epsilon_z \times z$ do caso 4.

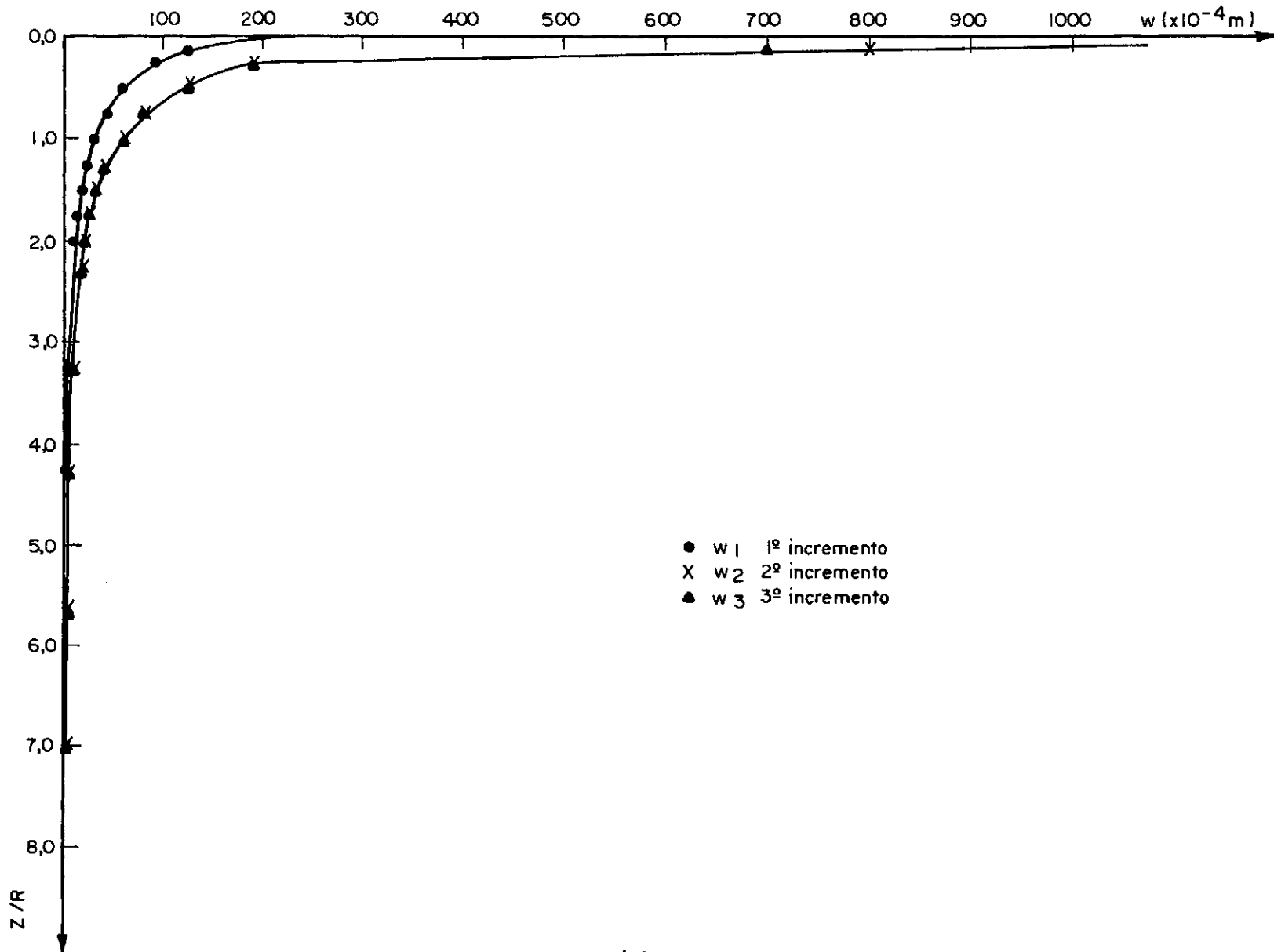


FIG. 3.30 — Gráfico $w \times z$ do caso 4.

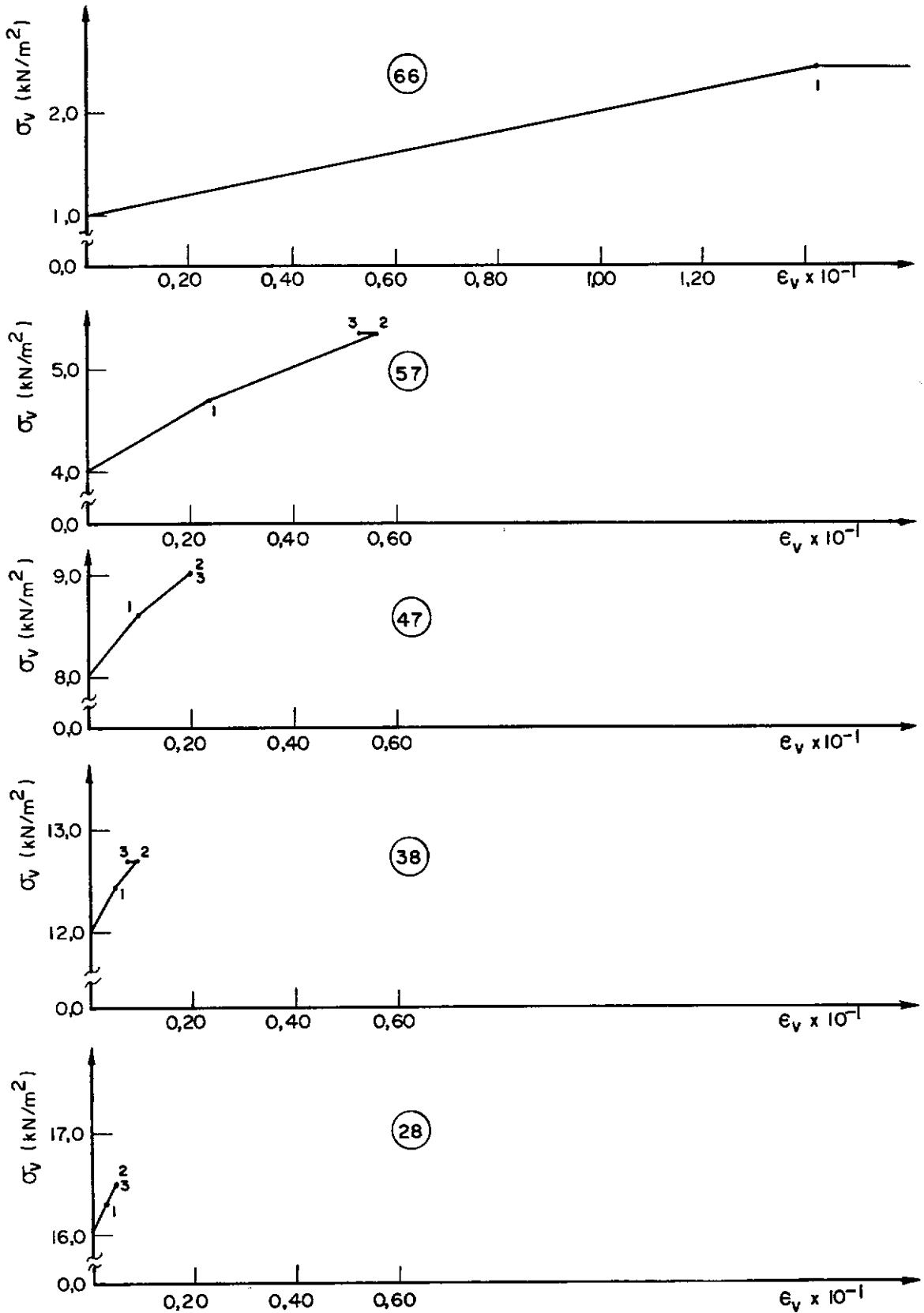


FIG. 3.31 — Gráfico $\sigma_v \times \epsilon_v$ em elementos numa vertical sob o centro da placa do caso 4.

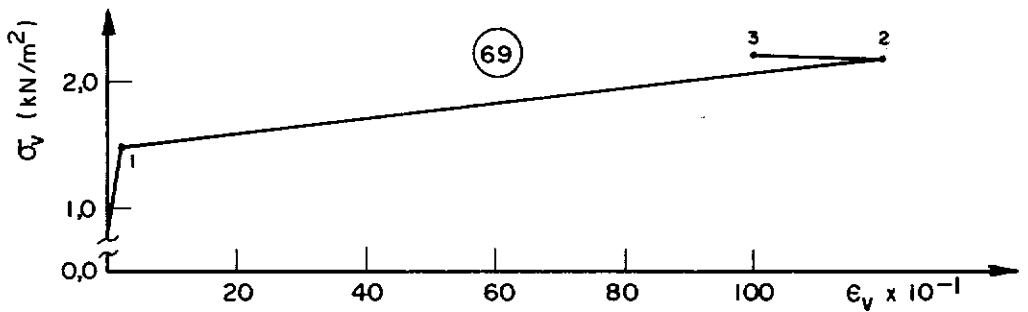
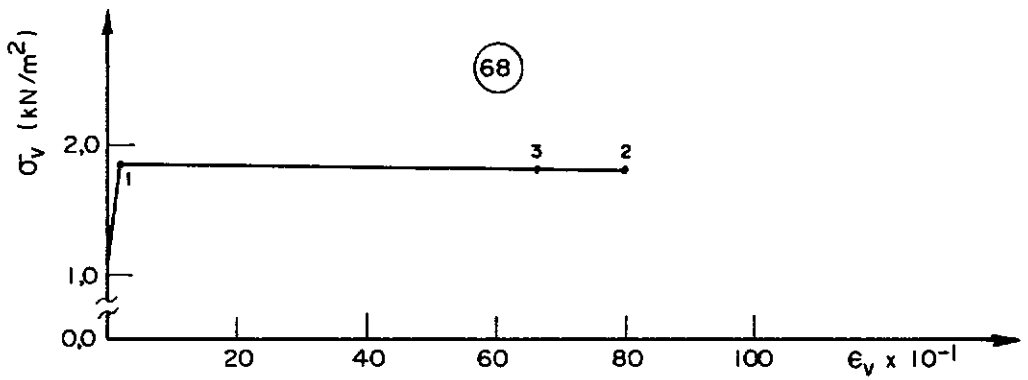
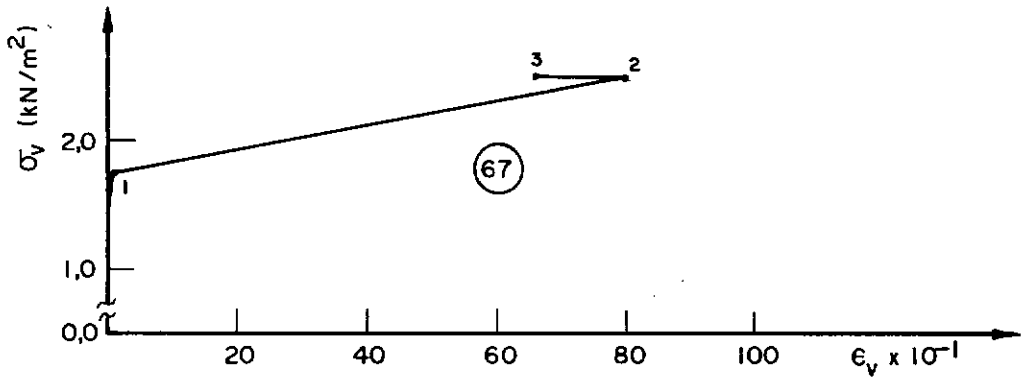
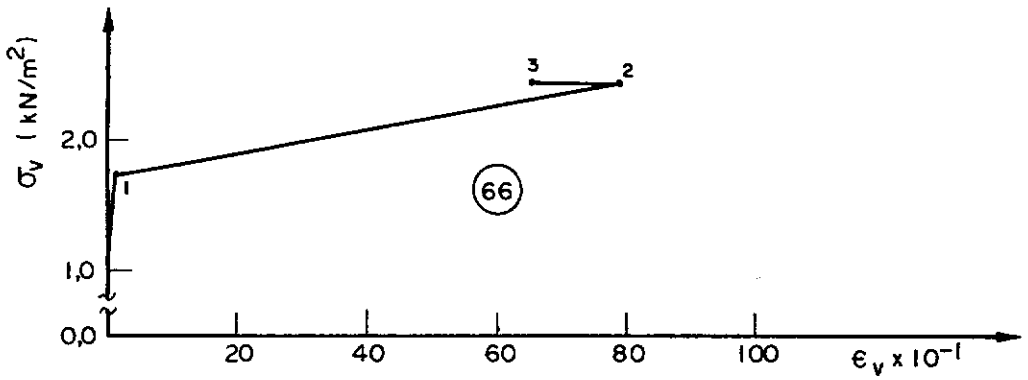


FIG. 3.32 — Gráfico $\sigma_v \times \epsilon_v$ em elementos numa horizontal sob a placa do caso 4.

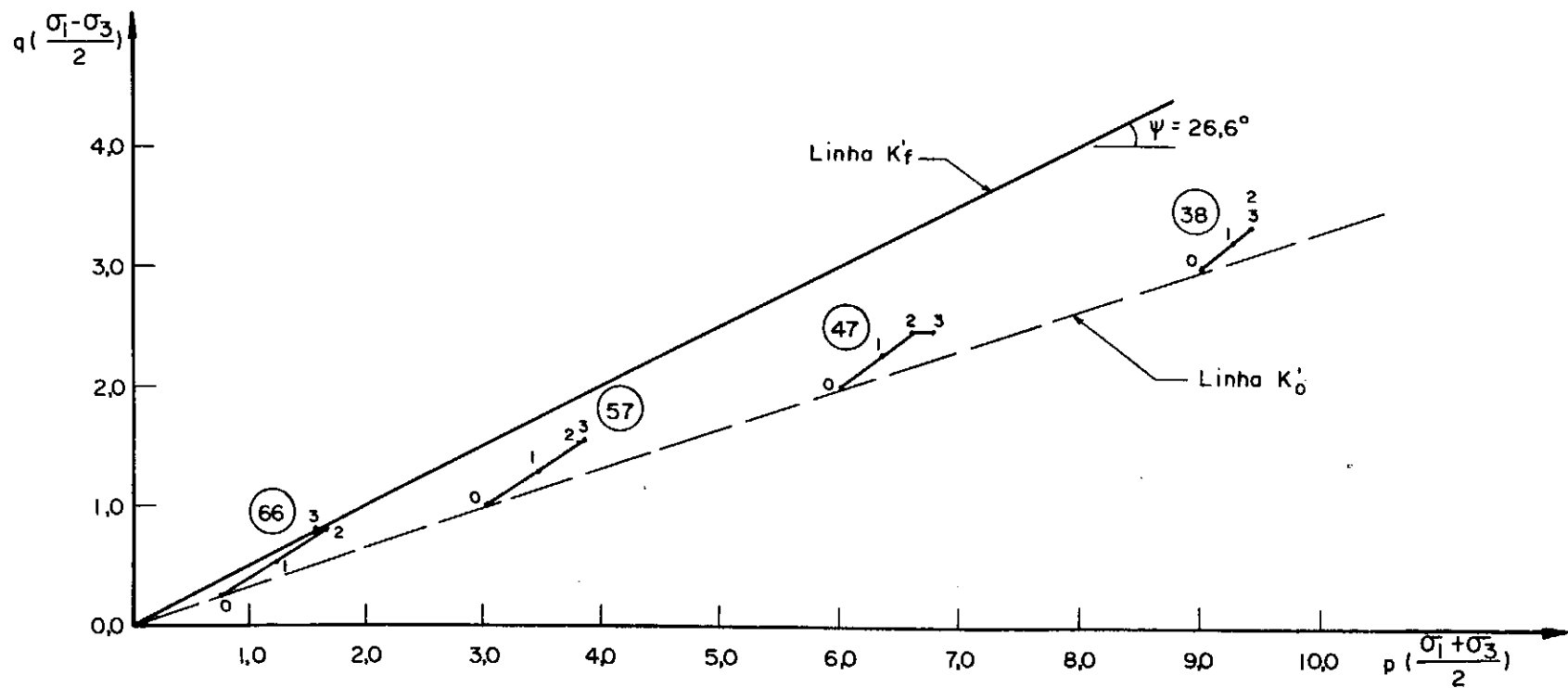


FIG. 3.33 — Diagrama $\sigma_1 - \sigma_3/2 \times \sigma_1 + \sigma_3/2$ em elementos numa vertical sob o centro da placa do caso 4.

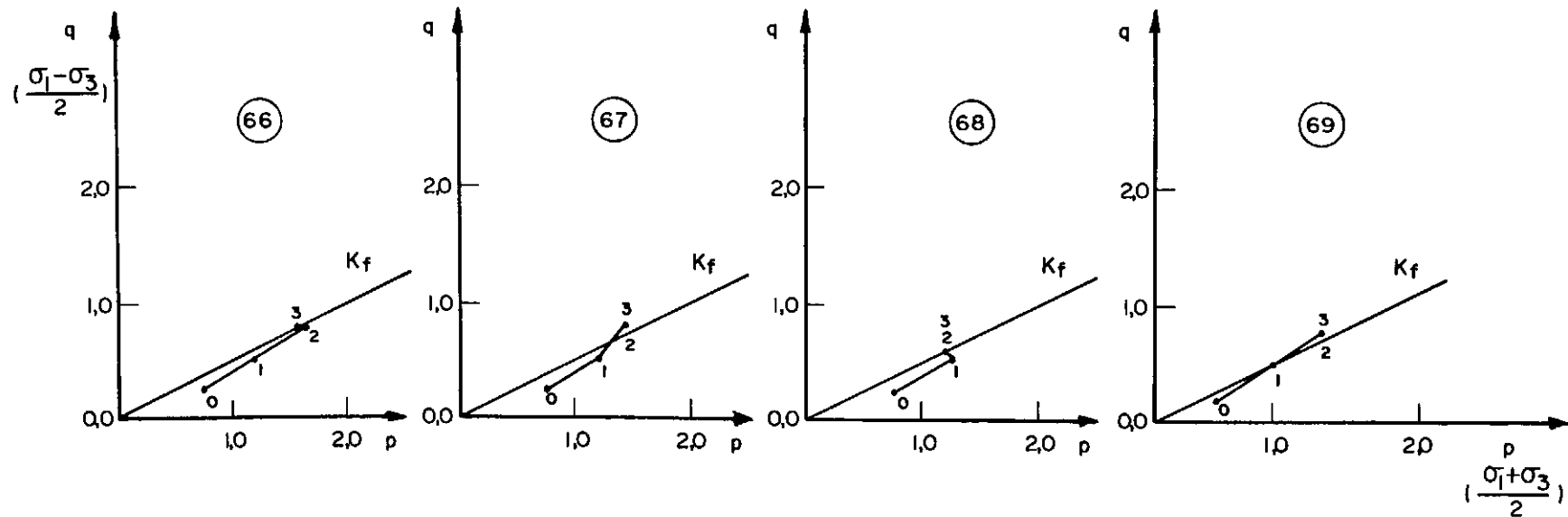


FIG.3.34 — Diagrama $\sigma_1 - \sigma_3 / 2 \times \sigma_1 + \sigma_3 / 2$ em elementos numa horizontal sob a placa do caso 4.

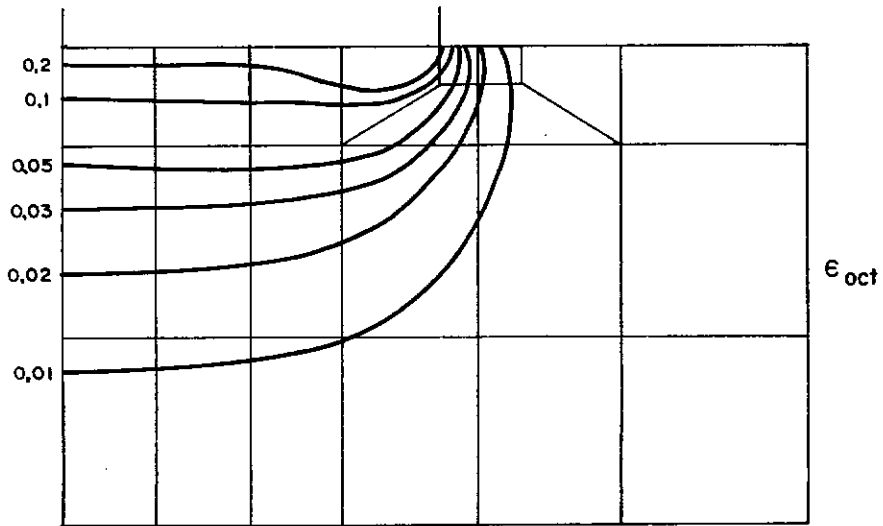


FIG.3.35 — Distribuição da deformação octaédrica (volumétrica) após o 1º incremento do caso 4.

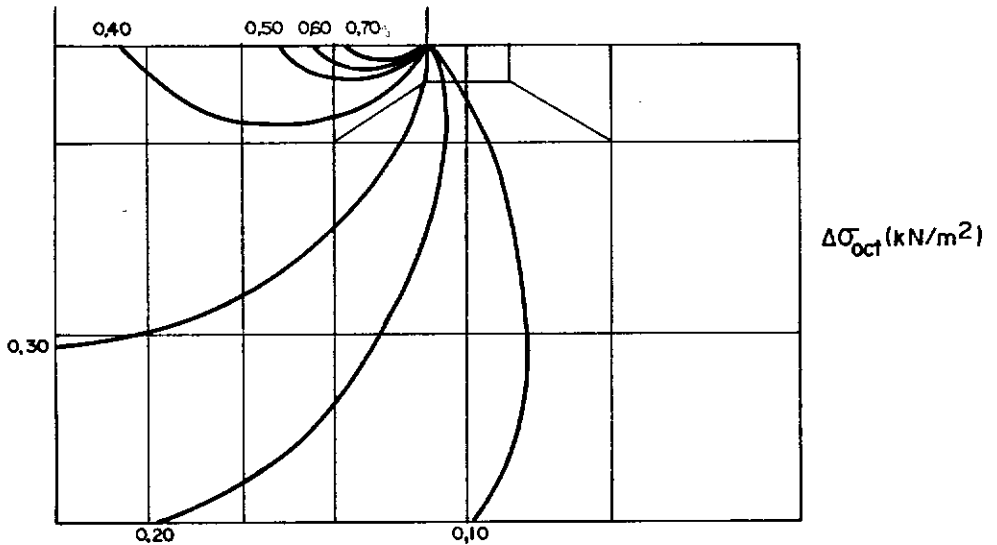


FIG.3.36 — Distribuição do acréscimo de tensão normal octaédrica após o 1º incremento do caso 4.

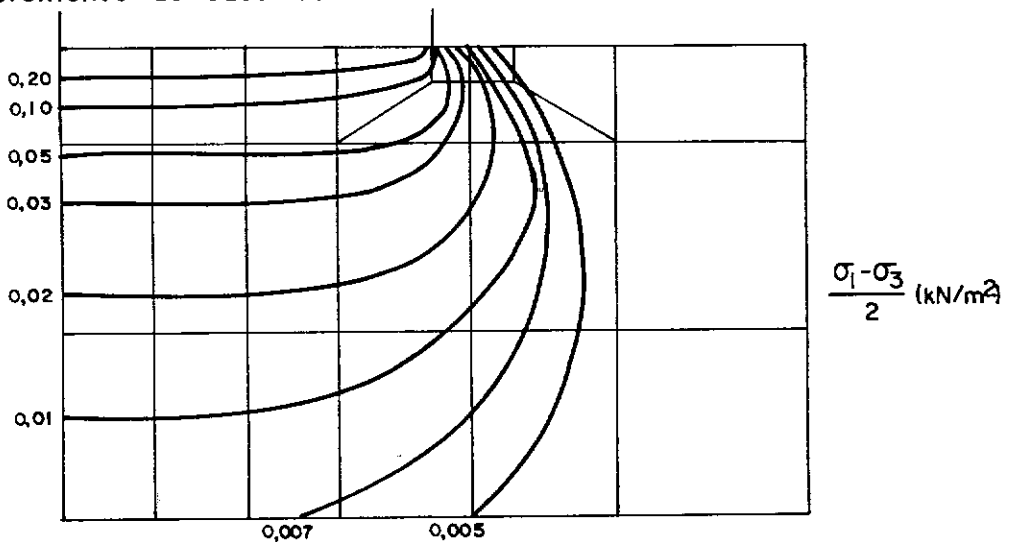


FIG.3.37 — Distribuição da tensão cisalhante máxima após o 1º incremento do caso 4.

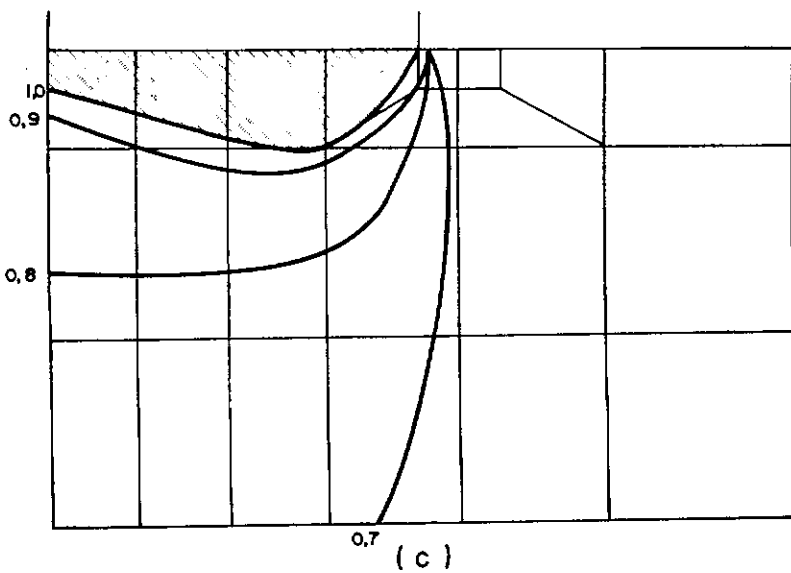
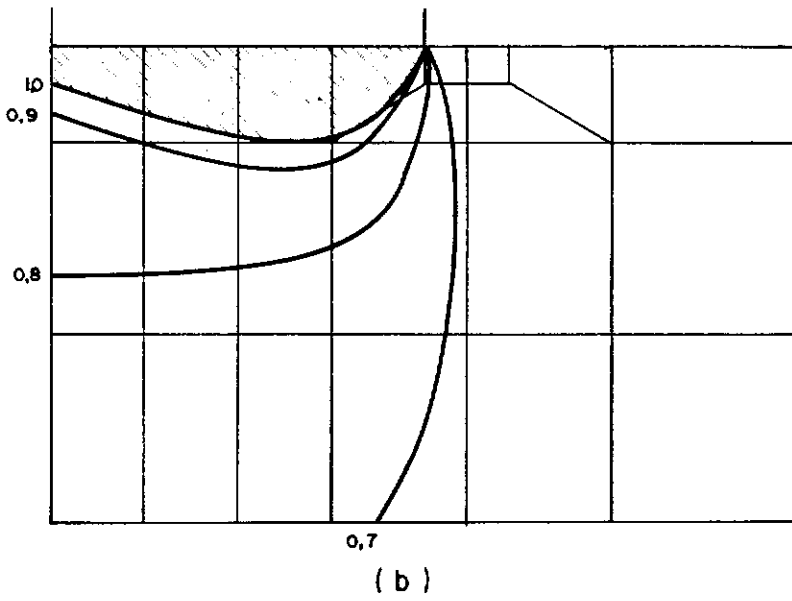
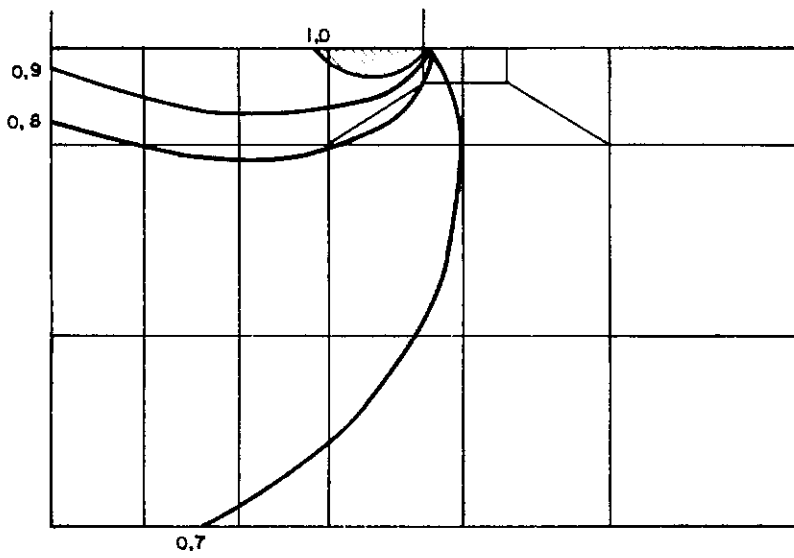


FIG. 3.38 (a,b,c) — Evolução da razão $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)_e$ com o carregamento do caso 4.

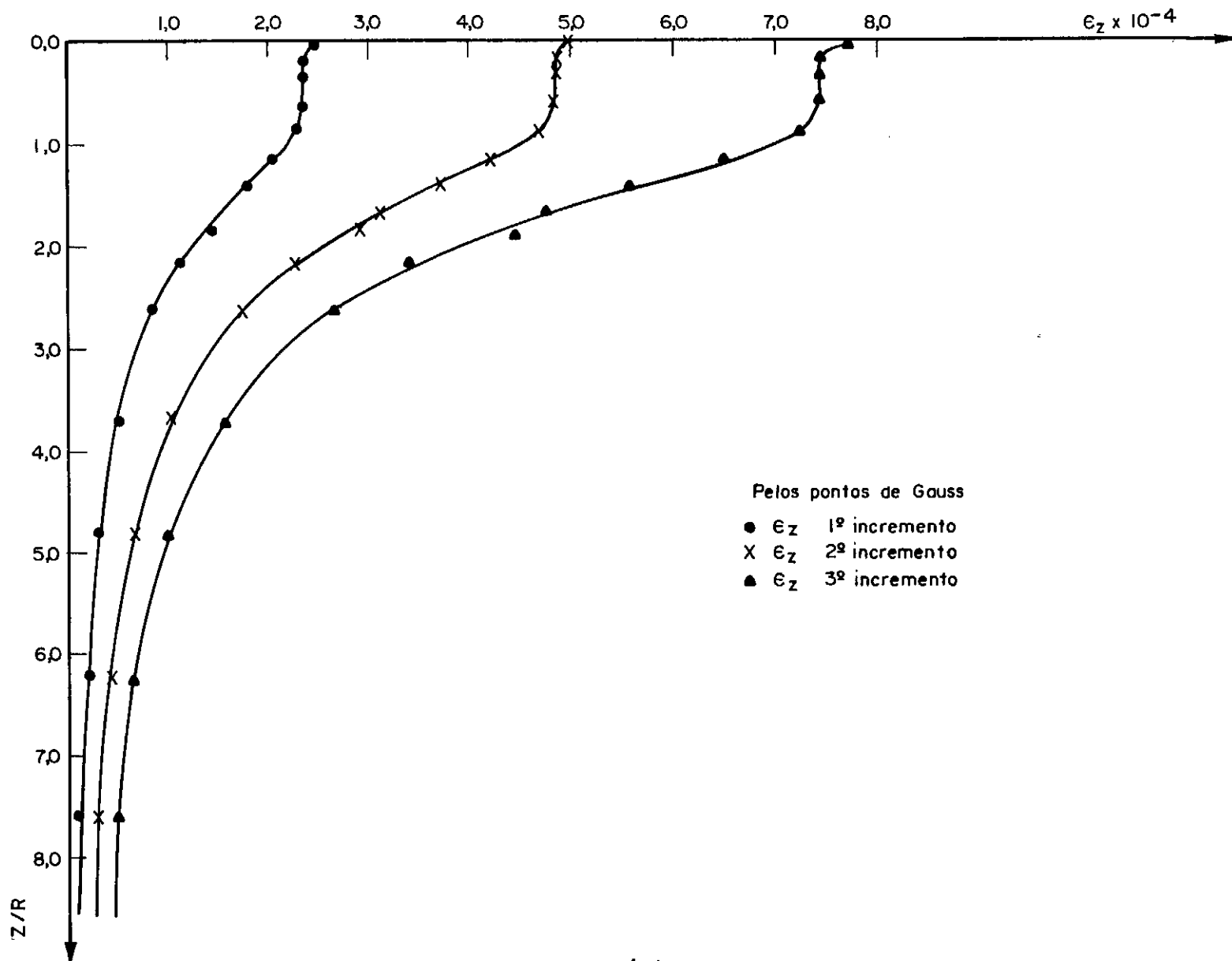


FIG. 3.39 — Gráfico $\epsilon_z \times z$ do caso 5.

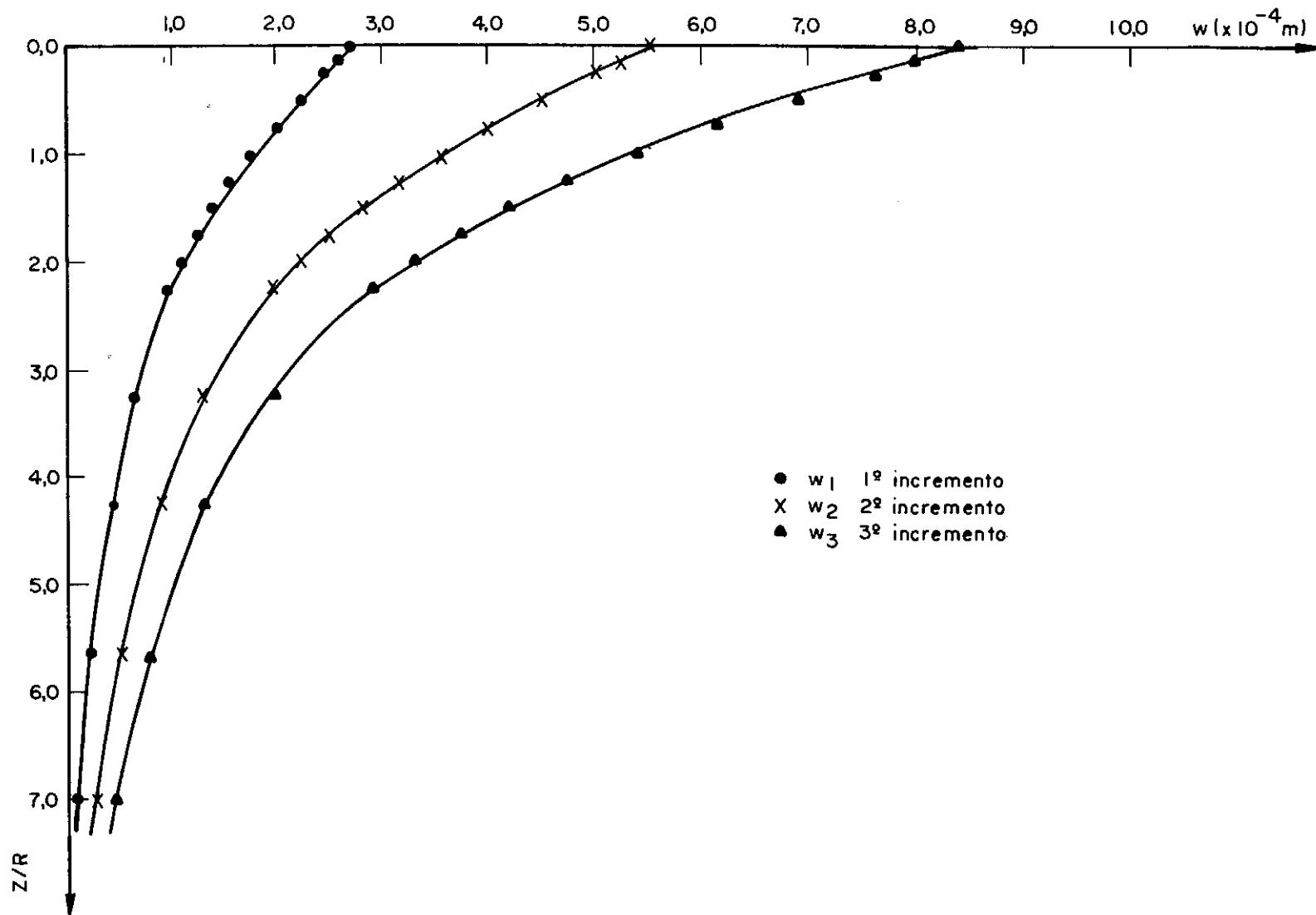


FIG. 3.40 — Gráfico $w \times z$ do caso 5.

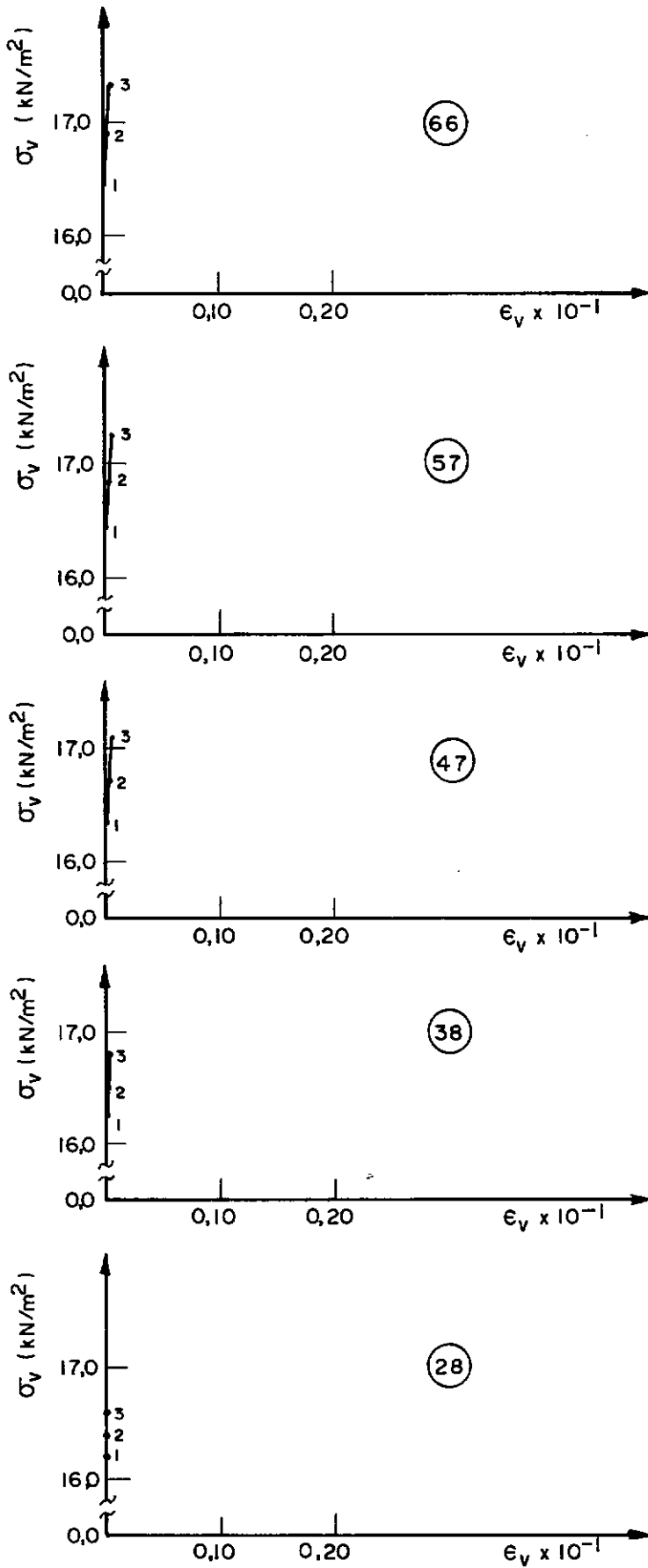


FIG.3.41—Gráfico $\sigma_v \times \epsilon_v$ em elementos numa vertical sob o centro da placa do caso 5.

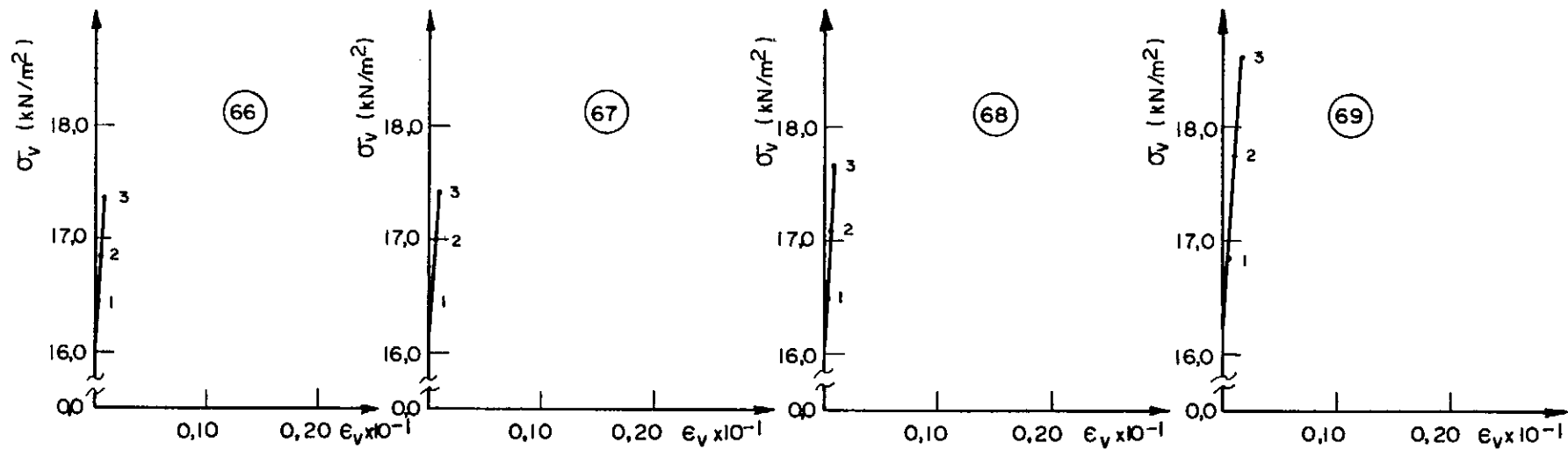


FIG. 3.42 — Gráfico $\sigma_V \times \epsilon_V$ em elementos numa horizontal sob a placa do caso 5.

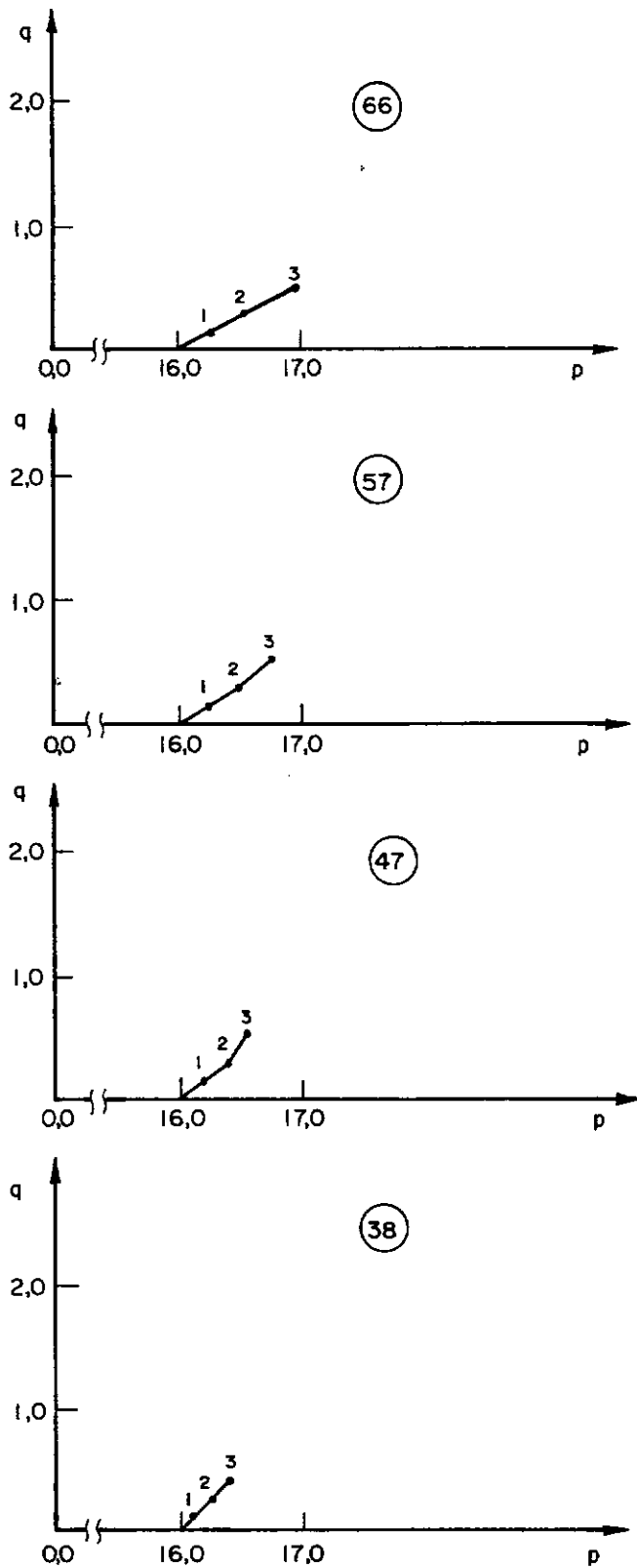


FIG. 3.43 — Diagrama $\sigma_1 - \sigma_3/2 \times \sigma_1 + \sigma_3/2$ em elementos numa vertical sob o centro da placa no caso 5.

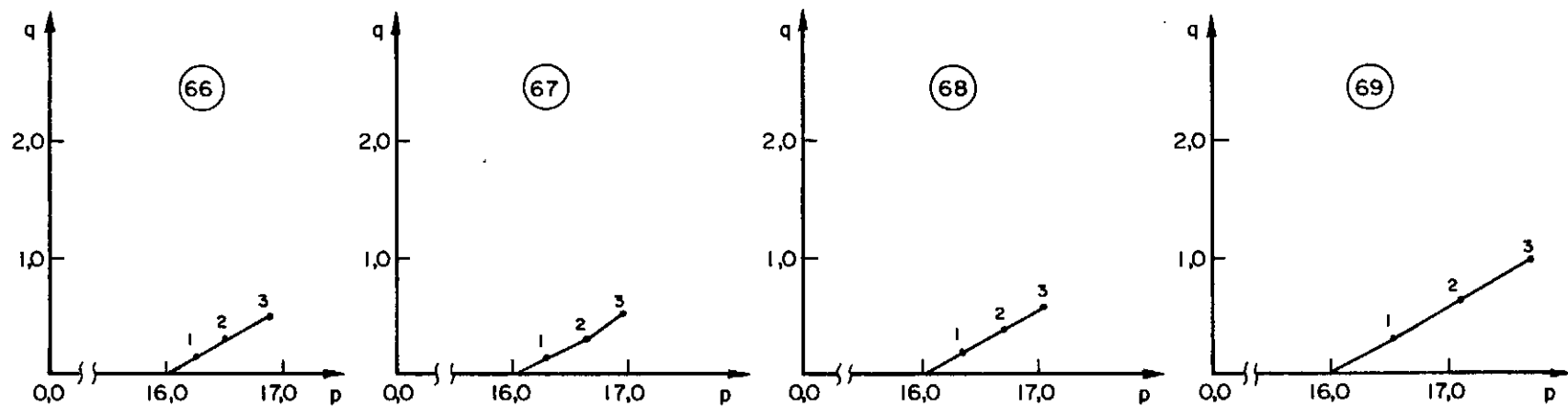


FIG.3.44 — Diagrama $\sigma_1 - \sigma_3 / 2 \times \sigma_1 + \sigma_3 / 2$ em elementos numa horizontal sob a placa no caso 5.

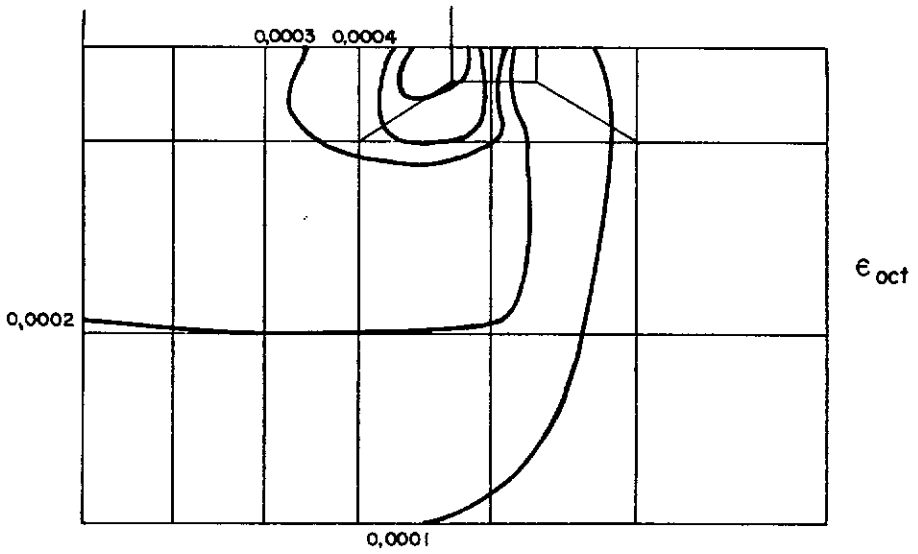


FIG. 3.45 — Distribuição da deformação octaédrica (volumétrica) após o 1º incremento do caso 5.

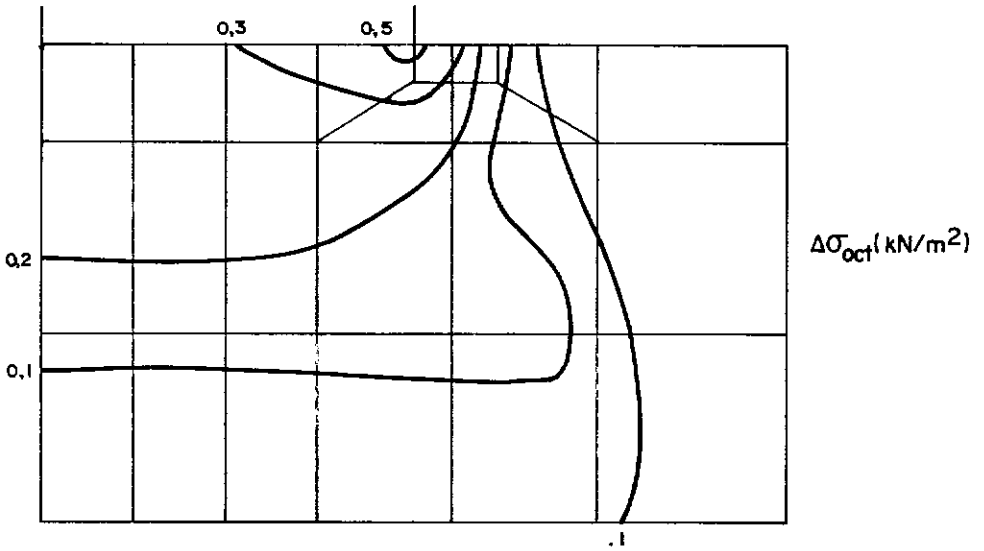


FIG. 3.46 — Distribuição do acréscimo de tensão normal octaédrica após o 1º incremento do caso 5.

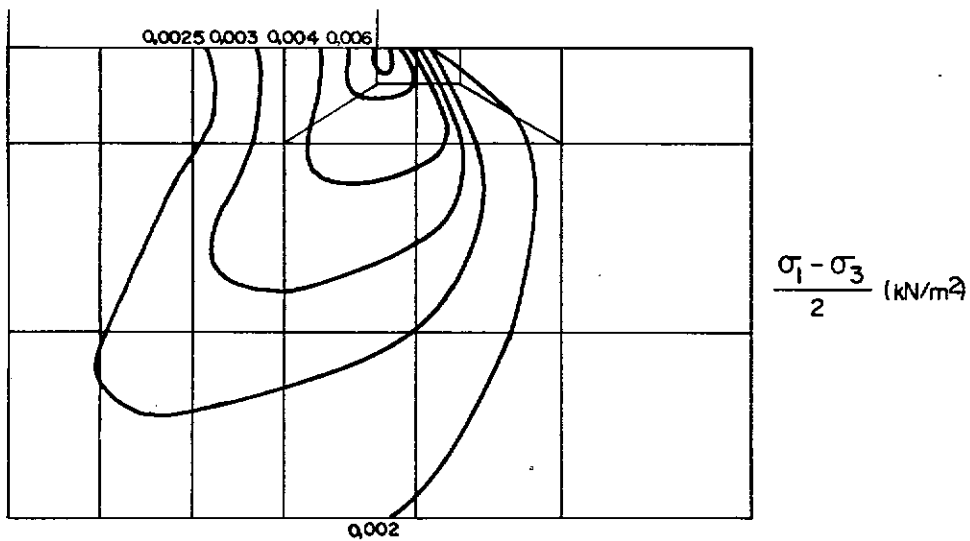
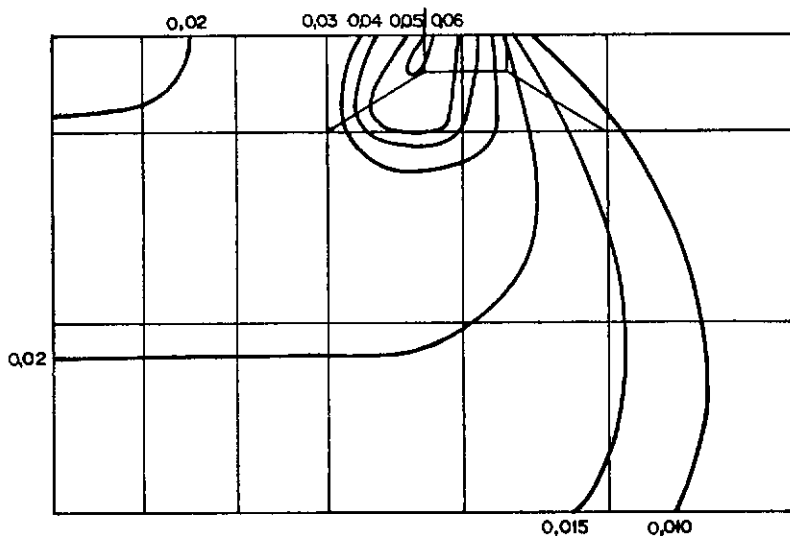
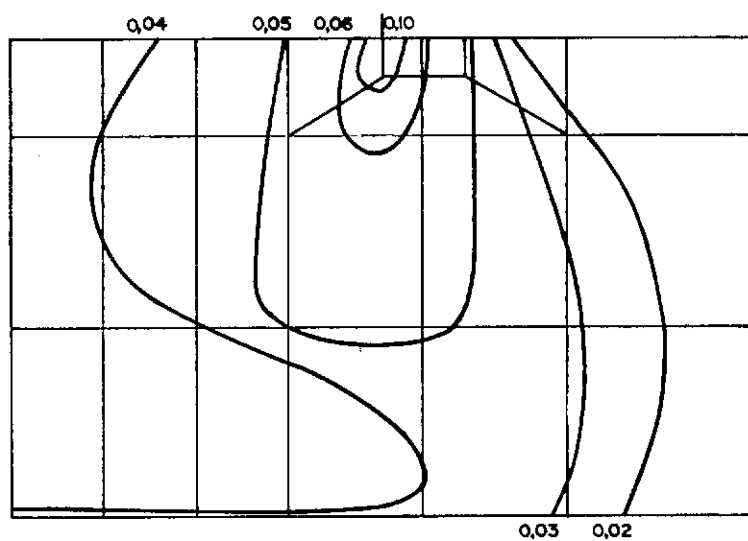


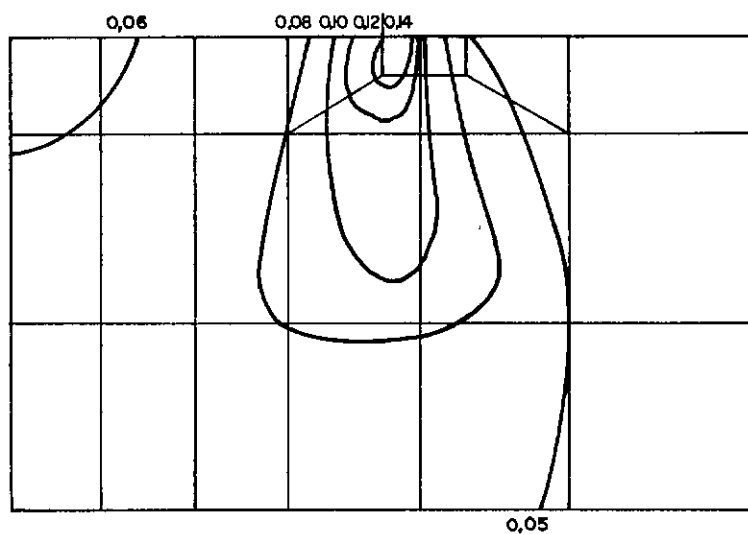
FIG. 3.47 — Distribuição da tensão cisalhante máxima após o 1º incremento do caso 5.



(a)



(b)



(c)

FIG. 3.48 (a,b,c) — Evolução da razão $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)_e$ com o carregamento do caso 5.

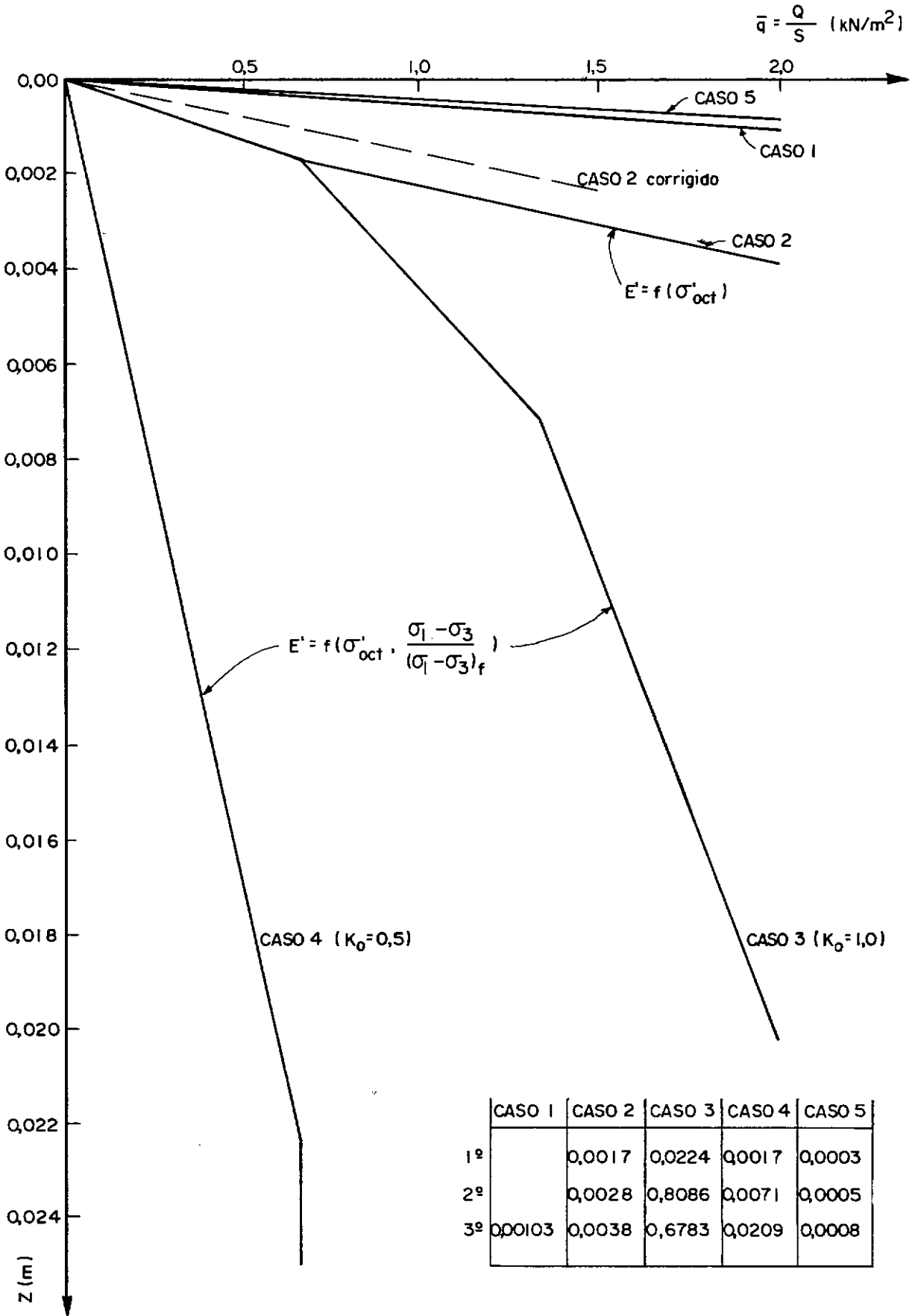


FIG. 3.49 — Curvas pressão x recalque dos casos 1 a 5.

CAPÍTULO 4

COMPARAÇÃO DE RECALQUES PREVISTOS E MEDIDOS EM PROVAS DE CARGA PUBLICADAS

Este capítulo contém comparações entre previsões de recalques por métodos semi-empíricos (apresentados no Capítulo 2) e medições de recalques feitas em cinco séries de provas de carga encontradas na literatura (Barata, 1970a ; Jardim, 1980; Campos, 1980; Velloso et al., 1978).

As duas primeiras séries de provas de carga foram realizadas em Campinas (SP), em solo residual de basalto, a terceira e quarta séries no Rio de Janeiro, em solo residual de gnaiss, e a quinta foi realizada próximo a Vitória (ES), em solo da Formação Barreiras (solo sedimentar do terciário). Embora os solos em questão não sejam puramente granulares, como os solos que serviriam de base para o estabelecimento da maioria dos métodos apresentados no Capítulo 2, a aplicação desses métodos de previsão foi considerada válida, levando-se em conta que os recalques observados eram drenados, principalmente devido ao fato dos solos estarem parcialmente saturados (em todos os cinco locais de prova, o lençol d'água encontrava-se abaixo de duas vezes a dimensão das placas).

4.1. PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM CAMPINAS (SÃO PAULO)

Como parte dos serviços executados pela firma Sondotécnica S.A. na Refinaria do Planalto (REPLAN), da Petrobrás, em Campinas, foram realizadas quatro séries de provas de carga em placas de diferentes diâmetros. O terreno é típico de vasta região do planalto meridional brasileiro, apresentando uma camada superficial constituída de uma argila (residual) porosa, areno-siltosa, cor vermelha, resultante da alteração do basalto. Tal camada ocorre com espessura de siltes argilo-arenosos ou areias siltos-

sas, de coloração amarela, o nível do lençol freático é muito profundo, não tendo sido localizado ao longo da profundidade investigada (aproximadamente 15,0 metros).

Ensaio de laboratório foram executados com amostras retiradas da superfície e de várias profundidades. Na Figura 4.1 está apresentada a granulometria do solo onde foram executadas as provas de carga. Foram executadas diversas provas de carga tripliques (três placas circulares de diâmetros de 30 cm, 60 cm e 80 cm), de acordo com o método de Housel (1929 e 1939) preconizado (com algumas adaptações e modificações) por Barata (1962, 1966, 1967).

Para a execução das provas de carga necessitou-se de uma escavação de profundidade entre 0,60 e 1,60 m para retirada do material superficial (muito perturbado, por diversas razões). A rigor, dentro dos critérios do método, tudo se passou como se as provas de carga fossem "à superfície" do terreno.

Das quatro séries de provas de carga, duas não apresentaram resultados coerentes e foram, portanto, descartadas. As duas séries aproveitadas correspondem às sondagens 367 e 305.

Na Figura 4.2 estão apresentados os gráficos pressão - recalque para as placas de 30 cm, 60 cm e 80 cm de diâmetro correspondentes às sondagens 367 e 305, respectivamente. A pressão escolhida para a aplicação dos métodos semi-empíricos foi de $0,5 \text{ kgf/cm}^2$, que corresponde, aproximadamente, ao final do trecho linear.

Nas Figuras 4.3 e 4.4 são mostrados os ensaios de penetração dinâmica (SPT) e estática (cone) realizados próximos aos locais de ensaio.

Os cálculos necessários à aplicação dos diversos métodos semi-empíricos de previsão de recalques estão no Apêndice 1. Os valores dos recalques previstos e da razão entre os recalques calculados e os observados estão nas Tabelas 4.1a e 4.1b para as son

dagens 367 e 305, respectivamente.

4.2. PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM ADRIANÓPOLIS (RIO DE JANEIRO)

Como parte da pesquisa de tese de Jardim (1980), foram realizadas provas de carga numa esplanada preparada no topo de um pequeno morro próximo à Torre nº 4 da linha de transmissão Adrianópolis-Grajaú no Rio de Janeiro. O morro é constituído de um manto de solo residual maduro, resultante da alteração de gnaisse, de cor vermelha, com espessura média de aproximada de 2,50 m, que se sobrepõe a uma camada bastante espessa de solo menos intemperizado, de cor amarela, tendo ambos baixo grau de saturação. O nível do lençol freático deve ser muito profundo, não tendo sido localizado em sondagens até 15,0 m.

Os ensaios de laboratório foram executados com amostras da superfície e das profundidades de 2,0 e 4,0 metros. Na Figura 4.5 está apresentada a granulometria do solo onde foram executadas as provas de carga.

Foram executadas provas de carga à compressão em placas circulares de aço e de diâmetro de 30, 60 e 80 cm (como preconizado por Housel, 1929), tanto na superfície do terreno como às profundidades de 2,0 a 4,0 m, totalizando nove ensaios. No atual trabalho sã foram usados os resultados das provas de carga executadas na superfície.

A placa de 80 cm consiste numa chapa circular de 1 polegada (2,54 cm) de espessura, sendo que na sua região central foi soldada uma outra chapa circular, de igual espessura e diâmetro de 50 cm, para aumentar sua rigidez. As placas de 30 e 60 cm são feitas de uma única chapade 1 polegada de espessura.

O sistema de aplicação das cargas (Figura 4,6) era constituído de um macaco hidráulico, com capacidade de 60 tf e curso de 16 cm, reagindo contra um perfil metálico tipo HE - 300 B (com lar

gura da mesa e altura de 30 cm) que por sua vez transferia a carga a dois tirantes de vergalhão de 1 1/4" de bitola, ancoradas a 10 m de profundidade e espaçadas entre si de 3,5 m (cada série de ensaios foi realizada usando cada vão entre os tirantes, Figura 4.7). O sistema de reação foi dimensionado para resistir, com segurança, a cargas de até 31 tf.

As cargas aplicadas pelo macaco hidráulico foram controladas por uma célula de carga ("load cell"), de diâmetro igual ao do pistão do macaco e capacidade de 60 tf, colocada entre o macaco e o perfil. A transmissão de cargas do macaco às placas era feita por um tubo de aço, sem costura, de diâmetro externo de 16,8 cm de espessura das paredes de 0,7 cm. Para a prova à superfície usou-se um pedaço de 0,10 m.

Os deslocamentos foram medidos, simultaneamente, por dois deflectômetros, sensíveis a 0,01 mm e de curso ilimitado, colocados diametralmente opostos.

Para as provas de carga realizadas à superfície, necessitou-se apenas de uma pequena escavação para retirada de solo solto. Em seguida, regularizou-se a superfície do local com muito cuidado, para evitar que a placa ficasse fora do nível ou que sua área não ficasse totalmente em contato com o terreno. Para isso espalhou-se um pouco de areia sobre a superfície, para preencher as depressões que existiam, ou, em casos mais difíceis, aplicou-se uma fina camada de gesso.

As cargas foram aplicadas em estágios que correspondem a variação de pressão de 1,0 kgf/cm². Os acréscimos de carga eram feitos com a maior rapidez possível ao operador (aproximadamente 15 segundos).

A primeira leitura (L_1), correspondente a cada estágio de carregamento, foi feita imediatamente após a aplicação da carga e, a partir desse momento, em intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 4 horas...). A aplicação de um novo carregamento só foi realizada quando verifi

cada a estabilização dos recalques, com tolerância máxima de 5% do recalque total do estágio. Os incrementos de carga foram feitos até que houvesse ruptura do solo de fundação ou até o valor limite da capacidade do sistema de reação, isto é, 31 tf.

Na Figura 4.8 estão apresentados os gráficos pressão-recalque para as placas de diâmetro 30 cm, 60 cm e 80 cm ensaiadas na superfície. A pressão escolhida para a aplicação dos métodos semi-empíricos foi de 2,5 kgf/cm², que correspondeu, aproximadamente, ao final do trecho linear.

Na Figura 4.7 é mostrado o ensaio de diepsondering realizado próximo ao local das provas de carga. Como não se dispunha de ensaios de penetração dinâmica (SPT) próximo do local das provas, foi utilizada, nas aplicações de métodos baseados neste ensaio, uma correlação direta do tipo

$$N_{SPT} = \frac{q_c}{k}$$

tendo sido adotado $k = 2,0$, que é um valor médio dentro os encontrados na comparação dos dois tipos de ensaio naquele material (solo residual maduro) na área.

Os cálculos necessários à aplicação dos diversos métodos semi-empíricos de previsão de recalques estão no Apêndice 2. Os valores de recalques previstos constam da Tabela 4.2 bem como a razão entre o recalque calculado e o observado (medido).

4.3. PROVAS DE CARGA REALIZADAS NA GÁVEA (RIO DE JANEIRO)

Uma série de provas de carga foi executada no "Campo Experimental" (ver Figura 4.9) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro na Gávea. O local é um morro, que foi cortado em 1963 para criação de um plateau, com a retirada da camada de solo residual maduro e parte da camada de solo residual jovem, o corte removeu cerca de 8,0m de solo local das provas de carga (ver planta e corte na Figura 4.10).

O solo do local foi objeto de várias teses, como a. de Costa (1980), que realizou ensaios de laboratório e provas de carga com placas-parafuso, de Brandt (1978), que realizou ensaios pressiométricos e provas de carga horizontais, de Brito (1980), que realizou estudo químico e mineralógico, de Campos (1980), que realizou ensaios de laboratório e provas de carga superficiais, de Macarini (1980), que realizou ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, e de Romanel (1981), que fez uma interpretação (com soluções elásticas lineares, rigidez crescente com a profundidade) das provas de carga. As provas de carga analisadas na presente tese são as realizadas por Campos (1980) e Brito (1980).

Foram realizadas 8 sondagens de reconhecimento na área das provas de carga, com execução de ensaios de penetração dinâmica (SPT). A locação das sondagens pode ser vista na Figura 4.10. Os resultados dos ensaios de penetração dinâmica estão apresentados em conjunto na Figura 4.11.

A granulometria do solo local pode ser vista na Figura 4.12 (apud Brito, 1980). Pode-se observar que a distribuição granulométrica das amostras é bastante semelhante, podendo ser classificadas como areia pouco siltosa, enquadrando-se no grupo SW-SM do Sistema Unificado.

As provas de carga foram realizadas em placas de concreto armado de 40, 80 e 160 cm de diâmetro. Antes da concretagem das placas, foi removida uma camada de 30 cm de espessura, correspondente a um aterro existente sobre o solo residual jovem, sendo que na região da prova de carga de 40 cm de diâmetro, foi necessária a retirada de uma camada de 60 cm. As áreas escavadas encontram-se assinaladas na Figura 4.13. Antes da concretagem das sapatas, foi executado um nivelamento manual dos locais e depois foi colocada nata de cimento, também nivelada.

O sistema de reação consistia numa viga de concreto armado com 4 tirantes. Para aplicação de carga, foram utilizados dois macacos hidráulicos, um de 50 toneladas de carga máxima, para as sapatas de 40 cm e 80 cm de diâmetros, e outro de 200 tone

tadas de carga máxima, para a sapata de 160 cm de diâmetro. Os macacos hidráulicos foram soldados à viga de reação e às sapatas, visando minimizar a possibilidade de inclinação das sapatas durante o transcorrer dos ensaios.

Os deslocamentos verticais superficiais foram medidos na base das sapatas e na superfície do terreno, por meio de extensômetros mecânicos. Para o ensaio executado na sapata de 160 cm de diâmetro, a medida dos deslocamentos foi feita ainda no interior do terreno (tassômetros magnéticos).

As provas de carga foram realizadas separadamente, em duas etapas. Na primeira fase, foram feitos 5 estágios de carregamento até uma pressão máxima de $2,53 \text{ kgf/cm}^2$, realizando-se, em seguida, um descarregamento total em 3 estágios. Na segunda fase, foram feitos 7 estágios de carregamento até uma pressão máxima de 10 kgf/cm^2 , para as sapatas de 40 cm e 80 cm de diâmetro, e cinco estágios de carregamento até uma pressão máxima de $5,7 \text{ kgf/cm}^2$, para a sapata de 160 cm de diâmetro. Entre uma etapa e outra houve um espaço de tempo mínimo de 8 dias.

Em cada estágio de carga, os recalques foram lidos nos seguintes intervalos de tempo: 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2 horas, sendo o carregamento de cada estágio mantido até a estabilização das deformações (como critério de estabilização, adotou-se a ocorrência de no máximo 5% do recalque total neste estágio, entre leituras sucessivas, ou de um tempo mínimo de 1 hora de duração, para os estágios de carregamentos, e meia hora, para descarregamento).

O último estágio da prova de carga de 80 cm de diâmetro foi suspenso antes do previsto devido a um vazamento da bomba hidráulica. A prova de carga de 160 cm de diâmetro, que se pretendia chegar a uma pressão média de $7,5 \text{ kgf/cm}^2$, encerrou-se com a pressão de $5,7 \text{ kgf/cm}^2$. Durante esse estágio ocorreu a quebra do macaco hidráulico, induzindo a inclinação do seu embolo e, conseqüentemente o aparecimento de uma acentuada inclinação da sapata.

A Figura 4.14 apresenta as curvas pressão-recalque obtidas das provas de carga, para as sapatas de 40, 80 e 160 cm de diâmetro. Foi escolhida a pressão de 2,5 kgf/cm² para aplicação dos métodos semi-empíricos pois correspondia ao limite do trecho linear.

Como no local das provas sô tinham sido realizados ensaios de penetração dinâmica (SPT), a aplicação dos métodos baseados no ensaio estático ("diepsondering") foi feita com base na relação,

$$q_c = k N_{SPT}$$

tendo sido adotado $k = 4,5$, que é um valor médio dentre os usualmente encontrados para solos residuais jovens de gnaiss (p.ex., Velloso, 1977).

Os cálculos necessários à aplicação dos diversos métodos semi-empíricos de previsão de recalques estão no Apêndice 3. Os valores de recalque previstos constam da Tabela 4.3 bem como a razão entre o recalque calculado e o observado (medido).

4.4. PROVAS DE CARGA REALIZADAS NA USINA SIDERÚRGICA DE TUBURÃO (VITÓRIA)

Tres provas de carga foram executadas pela firma Geotécnica S.A. na área destinada à construção de altos fornos da Usina Siderúrgica de Tuburão em Vitória, Espírito Santo (Velloso et al., 1978). O local das provas está situada a cerca de 10 km ao norte de Vitória, ao longo do litoral. O terreno é constituído de solos sedimentares terciários característicos da Formação Barreiras. O solo é descrito como argila areno-siltosa fissurada, rija a muito rija, cinza clara, com manchas vermelhas e concreções lateríticas. As curvas granulométricas deste material se situam na faixa mostrada na Figura 4.15.

As provas de carga foram executadas a cerca de 10 m abaixo da superfície do terreno, em cota próxima à prevista para a fundação do alto forno. O lençol freático situa-se a 5,0 abaixo desta cota. Na Figura 4.16 estão mostrados a planta e o perfil

da escavação realizada na área das provas.

Para se realizar as provas de carga na cota prevista, uma escavação foi executada com equipamentos de terraplenagem e, ao se chegar próximo à cota dos ensaios, a escavação prosseguiu manualmente; a superfície do terreno foi protegida contra a ação de chuvas e drenada (superficialmente).

Foram carregadas duas sapatas de concreto armado, com 1,0 x 1,0 m e de 2,0 x 2,0 m, e também uma placa metálica de 0,30 x 0,30 m, instalada 3,0 m abaixo do nível das sapatas (Figura 4.16).

O sistema de reação era constituído por blocos de concreto empilhados em plataforma formada de vigas metálicas, apoiadas em fogueiras de dormentes. O peso da cargueira era de 360 toneladas.

Utilizaram-se macacos com capacidade de até 500 t, apoiadas nas sapatas e reagindo contra a cargueira. Não foram usadas células de carga, tendo sido aferidos no IME os macacos e bombas usados.

O sistema de referência era constituído por 2 perfis I de 24" apoiados em fogueiras de dormentes, localizadas fora da área de influência das provas de carga.

Foram medidos recalques em 4 posições nas placas, bem como da superfície do terreno ao redor das placas. Estas medições foram feitas com extensômetros mecânicos, com leitura de 0,01 mm, conectados a adaptadores que foram soldados ao sistema de referência. Além destas medições, foram medidos recalques em diversas posições e profundidades abaixo do nível do terreno, além de deslocamentos horizontais por inclinômetro.

Foram medidas, ainda, pressões de contato da sapata no solo, com células de pressão, com capacidade de 10 kgf/cm².

As provas de carga tiveram carregamento cíclico (com des carregamento total), sendo que a cada novo ciclo a pressão aumentava em $1,0 \text{ kg/cm}^2$. A carga de cada ciclo era aplicada em estágios, com leituras de recalques a 1, 2, 4, 8, 15, 30 e 60 minutos após o início de cada estágio, aplicando-se estágios subsequentes somente após a velocidade de recalque ter decaído para valores inferiores a $0,03 \text{ mm/min}$.

Os gráficos pressão-recalque-tempo de cada uma das provas de carga estão apresentados nas Figuras 4.17 a 4.19. As curvas pressão-recalque (total) apresentam uma inflexão que geralmente caracteriza acomodação do contato placa-solo e/ou recompressão de material superficial que se expandiu com a escavação. Em algumas interpretações de curvas com esta característica, diminui-se o recalque de acomodação e/ou recompressão, obtido pelo prolongamento do trecho linear da curva até o eixo dos recalques. Entretanto, também as fundações para a estrutura real estarão sujeitas a esta acomodação e/ou recompressão e, portanto, esta parcela do recalque deveria ser considerada. Assim, nas comparações que serão feitas com os métodos de previsão, tanto os recalques totais, obtidos para $2,5 \text{ kg/cm}^2$ (notadamente sobre o trecho linear), como os recalques corrigidos para acomodação e/ou recompressão serão usados. Estes recalques são os seguintes:

	Sapata 1 x 1m	Sapata 2 x 2m	Placa 30 x 30 cm
recalque total	1,0 mm	3,0 mm	0,3 mm
recalque por acomodação	0,7 mm	2,0 mm	—
recalque corrigido	0,3 mm	1,0 mm	0,3 mm

(a placa de 30 x 30 cm não apresenta a inflexão mencionada e, portanto, os dois recalques coincidem).

Os resultados de ensaios de penetração dinâmica próximos das provas de carga estão mostrados na Figura 4.20. Como no local das provas só tinham sido realizados ensaios de penetração

dinâmica (SPT), a aplicação dos métodos baseados no ensaio estático ("diepsondering") foi feita com base na mesma correlação do item anterior, ou seja,

$$q_c = 4,5 N_{SPT}$$

Os cálculos necessários à aplicação dos diversos métodos semi-empíricos de previsão de recalques estão no Apêndice 4. Os valores de recalque previstos constam da Tabela 4.4 bem como a razão entre o recalque calculado e o observado (medido).

M E T O D O	ENSAIO	$w_{CALCULADO}$ (mm)			$w_{CALC} / w_{OBS.}$			
		Ø 0,30	Ø 0,60	Ø 0,80	Ø 0,30	Ø 0,60	Ø 0,80	MEDIA
Terzaghi e Peck (1948)	SPT	6,4	9,7	11,4	4,3	5,4	3,4	4,4
Meyerhof (1965)	SPT	4,2	6,5	7,5	2,8	3,6	2,2	2,9
Peck e Bazaraa (1969)	SPT	1,1	1,6	1,9	0,7	0,9	0,6	0,7
Tomlinson (1969)	SPT	1,6	2,5	2,9	1,1	1,4	0,9	1,0
Sutherland (1974)	SPT	2,1	3,2	3,8	1,4	1,8	1,1	1,3
Alpan (1964)	SPT	1,7	2,0	2,4	1,1	1,1	0,7	1,0
D'Appolonia et al (1970)	SPT	0,4	0,8	1,0	0,3	0,4	0,3	0,3
Parry (1971, 1978)	SPT	0,8	1,4	1,7	0,5	0,8	0,5	0,6
Schultze e Sherif (1973)	SPT	1,9	1,8	2,0	1,3	1,0	0,6	1,0
Peck, Hanson e Thornburn (1974)	SPT	3,2	4,8	5,7	2,1	2,7	1,7	2,2
Oweis (1979)	SPT	1,5	2,6	3,2	1,0	1,4	0,9	1,1
Arnold (1980)	SPT	1,0	2,3	2,4	0,7	1,3	0,7	0,9
Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982)	SPT	2,0	4,0	5,3	1,3	2,2	1,6	1,7
Buisman-De Beer (1965)	CONE	1,6	3,9	6,1	1,1	2,2	1,8	1,7
Meyerhof (1965)	CONE	1,1	2,6	4,1	0,7	1,4	1,2	1,1
Barata (1970)	CONE	1,8	2,9	3,8	1,2	1,6	1,1	1,3
Schmertmann (1970)	CONE	2,2	3,5	6,0	1,5	1,9	1,8	1,7
Schmertmann et al (1978)	CONE	4,3	7,0	7,8	2,9	3,9	2,1	3,0
Harr (1978)	CONE	2,3	6,7	8,0	1,5	3,7	2,4	2,5
Recalque observado (para $p=0,5 \text{ Kg/cm}^2$)		1,5	1,8	3,4	média geral →			1,6

Tab. 4.1a - Resultados dos diversos métodos e das provas de carga realizadas na Refinaria do Planalto, Campinas - Sondagem 367

M E T O D O	ENSAIO	W _{CALCULADO} (mm)			W _{CALC} /W _{OBS.}			
		φ 0,30	φ 0,60	φ 0,80	φ 0,30	φ 0,60	φ 0,80	MEDIA
Terzaghi e Peck (1948)	SPT	6,4	11,3	13,3	4,9	3,9	4,4	4,4
Meyerhof (1965)	SPT	4,2	7,5	8,9	3,2	2,6	3,0	2,9
Peck e Bazaraa (1969)	SPT	1,1	1,9	2,2	0,8	0,7	0,7	0,7
Tomlinson (1969)	SPT	1,6	2,8	3,3	1,2	1,0	1,1	1,1
Sutherland (1974)	SPT	2,1	3,8	4,4	1,6	1,3	1,5	1,5
Alpan (1964)	SPT	1,7	2,6	3,3	1,3	0,9	1,1	1,1
D'Appolonia et al (1970)	SPT	0,4	0,8	1,0	0,3	0,3	0,3	0,3
Parry (1971, 1978)	SPT	0,8	1,5	2,0	0,6	0,5	0,7	0,6
Schultze e Sherif (1973)	SPT	1,9	2,1	2,3	1,5	0,7	0,8	1,0
Peck, Hanson e Thornburn (1974)	SPT	3,2	5,7	6,7	2,5	2,0	2,2	2,2
Oweis (1979)	SPT	1,5	2,6	3,2	1,2	0,9	0,9	1,0
Arnold (1980)	SPT	1,0	2,3	2,4	0,8	0,8	0,8	0,8
Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982)	SPT	2,0	4,0	5,3	1,5	1,4	1,8	1,6
Buisman-De Beer (1965)	SPT	2,3	5,8	9,1	1,8	2,0	3,0	2,3
Meyerhof (1965)	CONE	1,5	3,9	6,1	1,2	1,3	2,0	1,5
Barata (1970)	CONE	2,6	4,3	5,8	2,0	1,5	1,9	1,8
Schmertmann (1970)	CONE	3,4	5,3	19,1	2,6	1,8	3,0	2,5
Schmertmann et al (1978)	CONE	6,5	10,2	11,6	5,0	3,5	3,9	4,1
Harr (1978)	CONE	3,8	10,2	12,8	2,9	3,5	4,3	3,6
Recalque observado (para p=0,5 Kg/cm ²)		1,3	2,9	3,0	média geral →			1,7

Tab. 4.1b - Resultados dos diversos métodos e das provas de carga realizadas na Refinaria do Planalto, Campinas - Sondagem 305

M E T O D O	ENSAIO	W _{CALCULADO} (mm)			W _{CALC} /W _{OBS.}			
		Ø 0,30	Ø 0,60	Ø 0,80	Ø 0,30	Ø 0,60	Ø 0,80	MEDIA
Terzaghi e Peck (1948)	SPT*	10,6	18,8	22,2	1,9	2,5	2,4	2,3
Meyerhof (1965)	SPT*	7,1	12,5	14,8	1,3	1,7	1,6	1,5
Peck e Bazaraa (1969)	SPT*	1,8	3,1	3,7	0,3	0,4	0,4	0,4
Tomlinson (1969)	SPT*	2,5	4,7	5,5	0,6	0,6	0,6	0,6
Sutherland (1974)	SPT*	3,5	6,3	7,4	0,6	0,8	0,8	0,7
Alpan (1964)	SPT*	4,5	8,0	9,5	0,8	1,1	1,0	1,0
D'Appolonia et al. (1970)	SPT*	1,5	2,8	3,8	0,3	0,4	0,4	0,4
Parry (1971, 1978)	SPT*	1,3	2,5	3,3	0,2	0,3	0,4	0,3
Schultze e Sherif (1973)	SPT*	3,6	4,0	4,4	0,7	0,5	0,5	0,6
Peck, Hanson e Thornburn (1974)	SPT*	5,3	9,4	11,1	1,0	1,3	1,2	1,2
Oweis (1979)	SPT*	2,9	5,5	7,1	0,5	0,7	0,8	0,7
Arnold (1980)	SPT*	2,2	5,0	7,2	0,4	0,7	0,8	0,6
Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982)	SPT*	6,3	12,6	16,8	1,1	1,7	1,8	1,5
Buisman-De Beer (1965)	CONE	2,2	6,9	11,2	0,4	1,0	1,2	0,9
Meyerhof (1965)	CONE	1,5	4,6	7,5	0,3	0,6	0,8	0,6
Barata (1970)	CONE	3,6	7,2	9,6	0,7	1,0	1,0	0,9
Schmertmann (1970)	CONE	3,7	9,0	15,8	0,7	1,2	1,7	1,2
Schmertmann et al (1978)	CONE	8,1	16,1	18,9	1,5	2,1	2,0	1,9
Harr (1978)	CONE	3,6	10,5	13,7	0,7	1,4	1,5	1,2
Recalque observado para p=2,5 Kg/cm ²		5,5	7,5	9,3	média geral →			1,0

Tab. 4.2 - Resultados dos diversos métodos e das provas de carga realizadas em Adrianópolis (LIGHT)

* por correlação

RECALQUE OBSERVADO	ENSAIO	$w_{\text{CALCULADO}}$ (mm)			$w_{\text{CALC}} / w_{\text{OBS.}}$			
		Ø 0,40	Ø 0,80	Ø 1,60	Ø 0,40	Ø 0,80	Ø 1,60	MÉDIA
Terzaghi e Peck (1948)	SPT	12,3	18,1	26,9	15,4	6,7	16,8	13,0
Meyerhof (1965)	SPT	8,2	12,1	17,9	10,3	4,5	11,2	8,7
Peck e Bazaraa (1969)	SPT	2,0	3,0	4,5	2,5	1,1	2,8	2,1
Tomlinson (1969)	SPT	3,1	4,5	6,7	3,9	1,7	4,2	3,3
Sutherland (1964)	SPT	4,1	6,0	9,0	5,1	2,2	5,6	4,3
Alpan (1964)	SPT	1,6	2,5	3,8	2,0	0,9	2,4	1,8
D'Appolonia et al (1970)	SPT	1,0	1,6	3,9	1,3	0,6	2,5	1,5
Parry (1971, 1978)	SPT	1,5	2,7	6,0	1,9	1,0	3,8	2,2
Schultze e Sherif (1973)	SPT	3,5	3,7	8,3	4,4	1,4	5,2	3,7
Peck, Hanson e Thornburn (1974)	SPT	6,2	9,1	13,5	7,8	3,4	8,4	6,5
Oweis (1979)	SPT	3,6	6,4	11,9	4,5	2,4	7,4	4,8
Arnold (1980)	SPT	2,2	3,4	4,5	2,8	1,3	2,8	2,3
Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982)	SPT	6,1	11,2	24,4	7,6	4,1	15,3	9,0
Buisman-De Beer (1965)	CONE*	1,1	3,6	10,5	1,4	1,3	6,6	3,1
Meyerhof (1965)	CONE*	0,7	2,4	7,0	0,9	0,9	4,4	2,1
Barata (1970)	CONE*	2,4	4,8	9,6	3,0	1,8	6,0	3,6
Schmertmann (1970)	CONE*	2,6	6,5	12,3	3,3	1,8	7,7	4,3
Schmertman et al (1978)	CONE*	5,6	9,1	14,4	7,0	2,5	9,0	6,2
Harr (1978)	CONE*	1,2	3,4	7,6	1,5	1,3	4,8	2,5
Recalques observados para $p=2,5 \text{ Kg/cm}^2$		0,8	2,7	1,6	média geral →			4,5

Tab. 4.3 - Resultados dos diversos métodos e das provas de carga realizadas na Gávea (PUC)
* por correlação.

M É T O D O	ENSAIO	$w_{\text{CALCULADO}}$ (mm)			$w_{\text{CALC}}/w_{\text{OBS.}}$				$w_{\text{CALC}}/w_{\text{OBS.}}$			
		□ 0,30	□ 1,00	□ 2,00	□ 0,30	□ 1,00	□ 2,00	MÉDIA	□ 0,30	□ 1,00	□ 2,00	MÉDIA
Terzaghi e Peck (1948)	SPT	6,4	14,9	19,1	21,3	14,9	6,4	14,2	21,3	49,7	19,1	30,0
Meyerhof (1965)	SPT	4,3	9,9	12,7	14,3	9,9	4,2	9,5	14,3	33,0	12,7	20,0
Peck e Bazaraa (1969)	SPT	1,1	2,5	3,2	3,7	2,5	1,1	2,4	3,7	8,3	3,2	5,7
Tomlinson (1969)	SPT	1,6	3,7	4,8	5,3	3,7	1,6	3,5	5,3	12,3	4,8	7,5
Sutherland (1974)	SPT	2,1	5,0	6,4	7,0	5,0	2,1	4,7	7,0	16,7	6,4	10,0
Alpan (1964)	SPT	1,3	3,0	3,8	4,3	3,0	1,8	2,9	4,3	10,0	3,8	6,0
D'Appolonia et al (1970)	SPT	0,7	2,3	4,7	2,3	2,3	1,6	2,1	2,3	7,7	4,7	4,9
Parry (1971, 1978)	SPT	0,8	2,5	5,0	2,7	2,5	1,7	2,3	2,7	8,3	5,0	5,3
Schultze e Sherif (1973)	SPT	2,3	5,0	6,6	7,7	5,0	2,2	6,0	7,7	16,7	6,6	10,3
Peck, Hanson e Thornburn (1974)	SPT	3,2	7,5	9,6	10,7	7,5	3,2	7,1	10,7	25,0	9,6	15,1
Oweis (1979)	SPT	2,3	6,0	9,0	7,7	6,0	3,3	5,7	7,7	20,0	9,9	12,5
Arnold (1980)	SPT	1,7	3,6	4,2	5,3	3,6	1,4	3,4	5,3	12,0	4,2	7,2
Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982)	SPT	3,4	11,2	22,3	10,8	11,2	7,4	9,8	10,8	37,3	22,3	23,5
Buisman-De Beer (1965)	CONE*	0,3	2,0	6,2	1,0	2,0	3,1	2,0	1,0	6,7	6,2	4,6
Meyerhof (1965)	CONE*	0,2	1,3	4,1	1,0	1,3	1,4	1,2	1,0	4,3	4,1	3,1
Barata (1970)	CONE*	0,6	2,0	4,0	2,2	2,0	1,3	1,8	2,2	6,7	4,0	4,3
Schmertmann (1970)	CONE*	2,0	6,5	9,3	7,0	6,5	3,1	5,5	7,0	21,7	9,3	12,7
Schmertmann et al (1978)	CONE*	1,5	3,9	7,6	5,0	3,9	2,5	3,8	5,0	13,0	7,6	8,5
Harr (1978)	CONE*	0,4	1,8	3,4	1,3	1,8	1,1	1,4	1,3	6,0	3,4	3,6
Recalque observado total		0,30	1,00	3,00	média - 4,6				média - 10,3			
Acomodação		-	0,70	2,00								
Recalque corrigido para $p=,25 \text{ Kg/cm}^2$		0,30	0,30	1,00	média (das médias acima) - 7,5							

Tab. 4.4 - Resultados dos diversos métodos e das provas de carga realizadas na Companhia Siderúrgica de Tubarão, Vitória

* por correlação

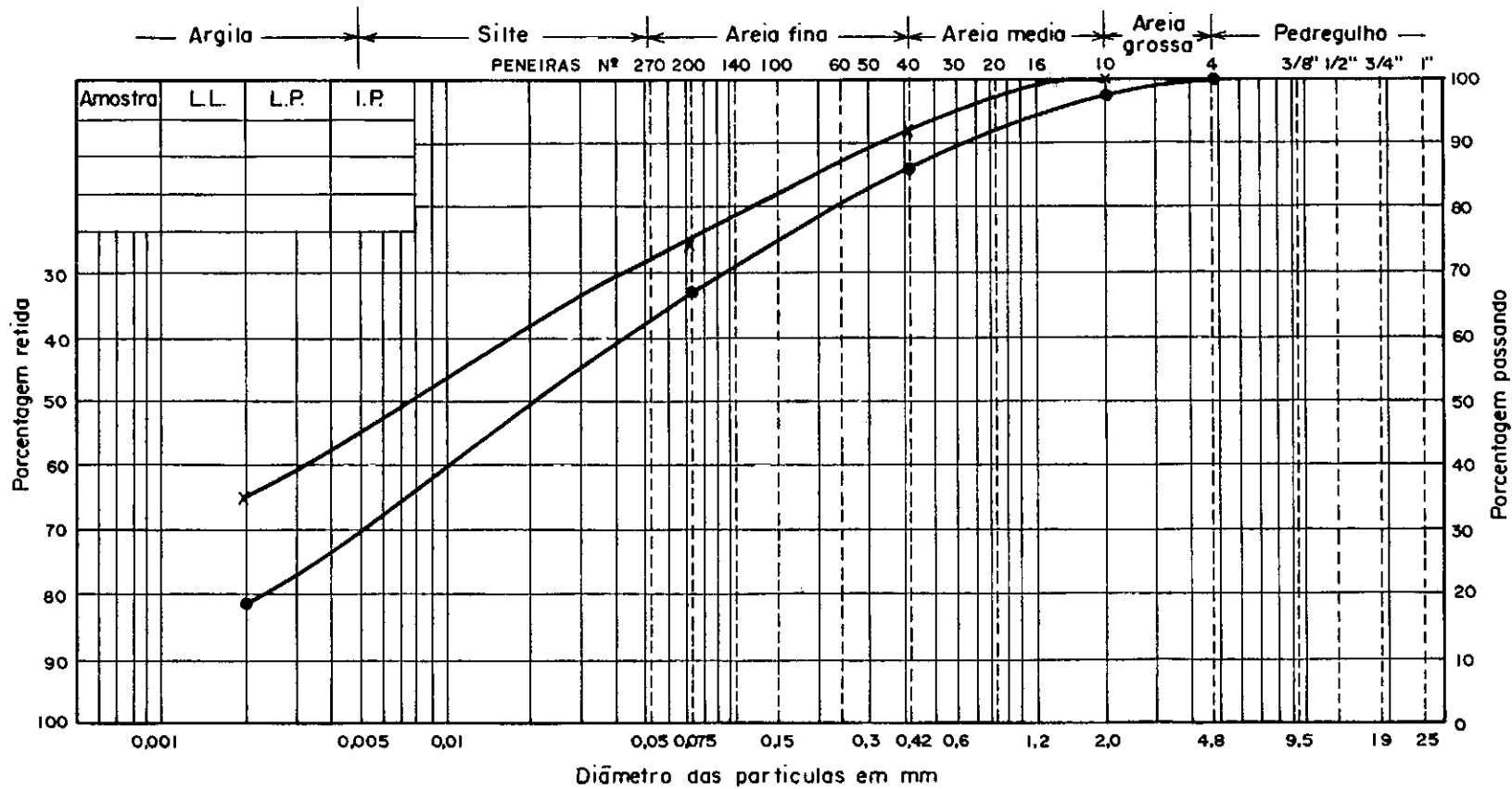


FIG. 4.1 — Faixa da granulometria do terreno em Campinas.

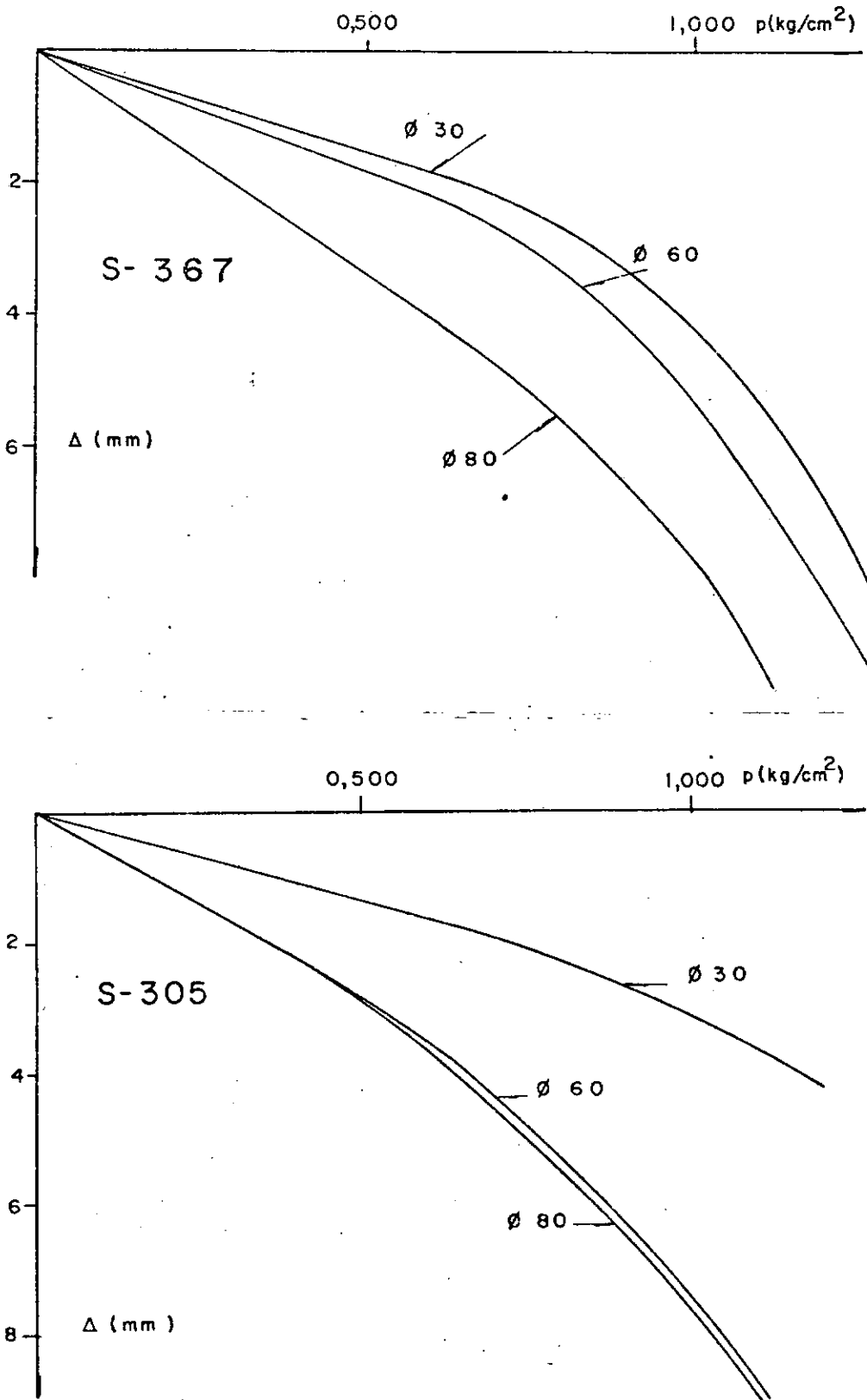


Fig. 4.2 - Curvas pressão x recalque das placas de diâmetros 30 cm, 60 cm e 80 cm das sondagens 367 e 305.

SONDAGEM - 305 EPC-56

Nº DE GOLPES (SPT)

RESISTÊNCIA DE PONTA - q_c (kg/cm²)

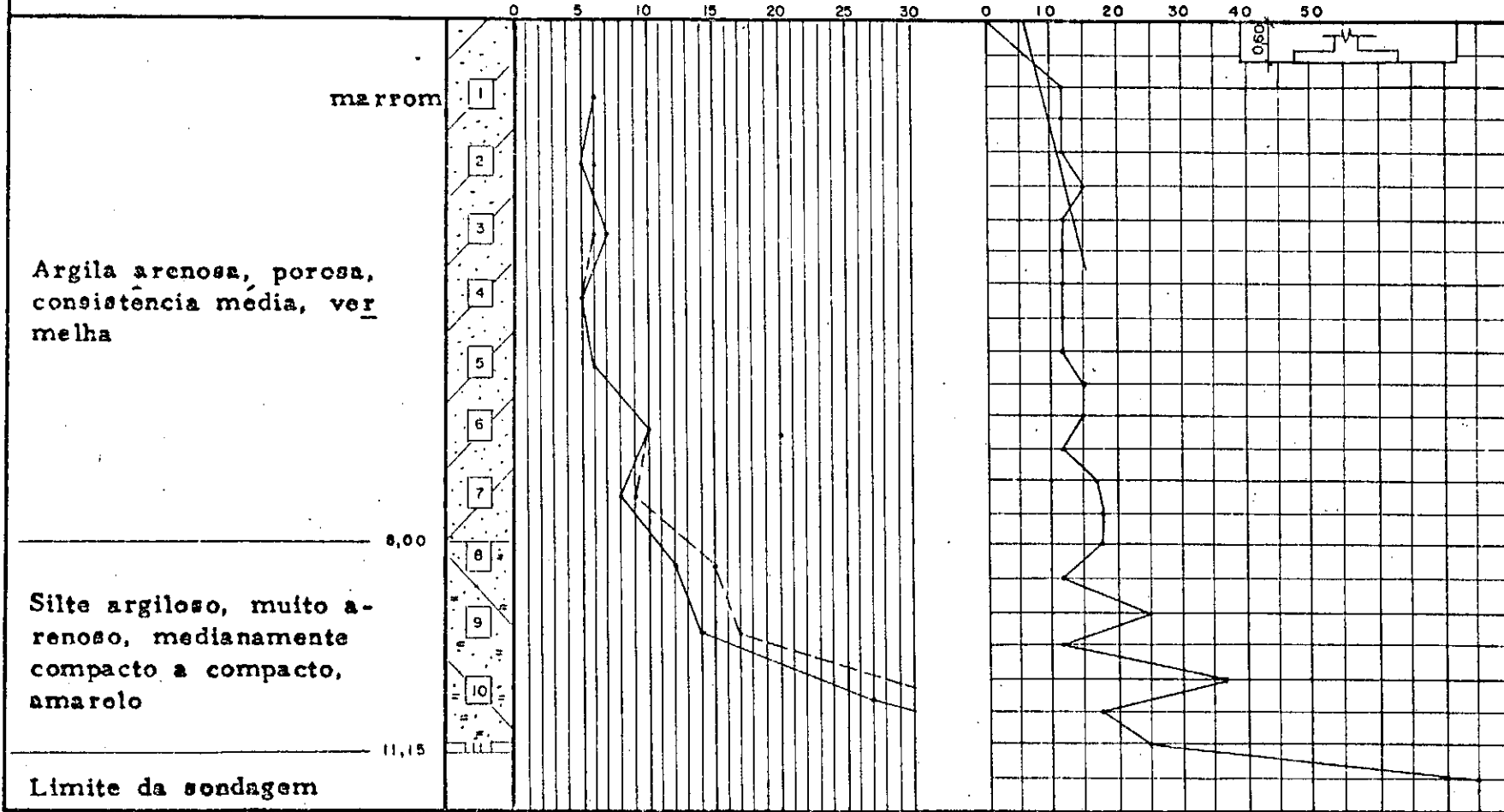


Fig. 4.3 - Resultados dos ensaios de penetração dinâmica e estática da sondagem 305.

SONDAGEM - 367 EPC-70

Nº DE GOLPES (SPT)

RESISTÊNCIA DE PONTA - q_c (Kg/cm²)

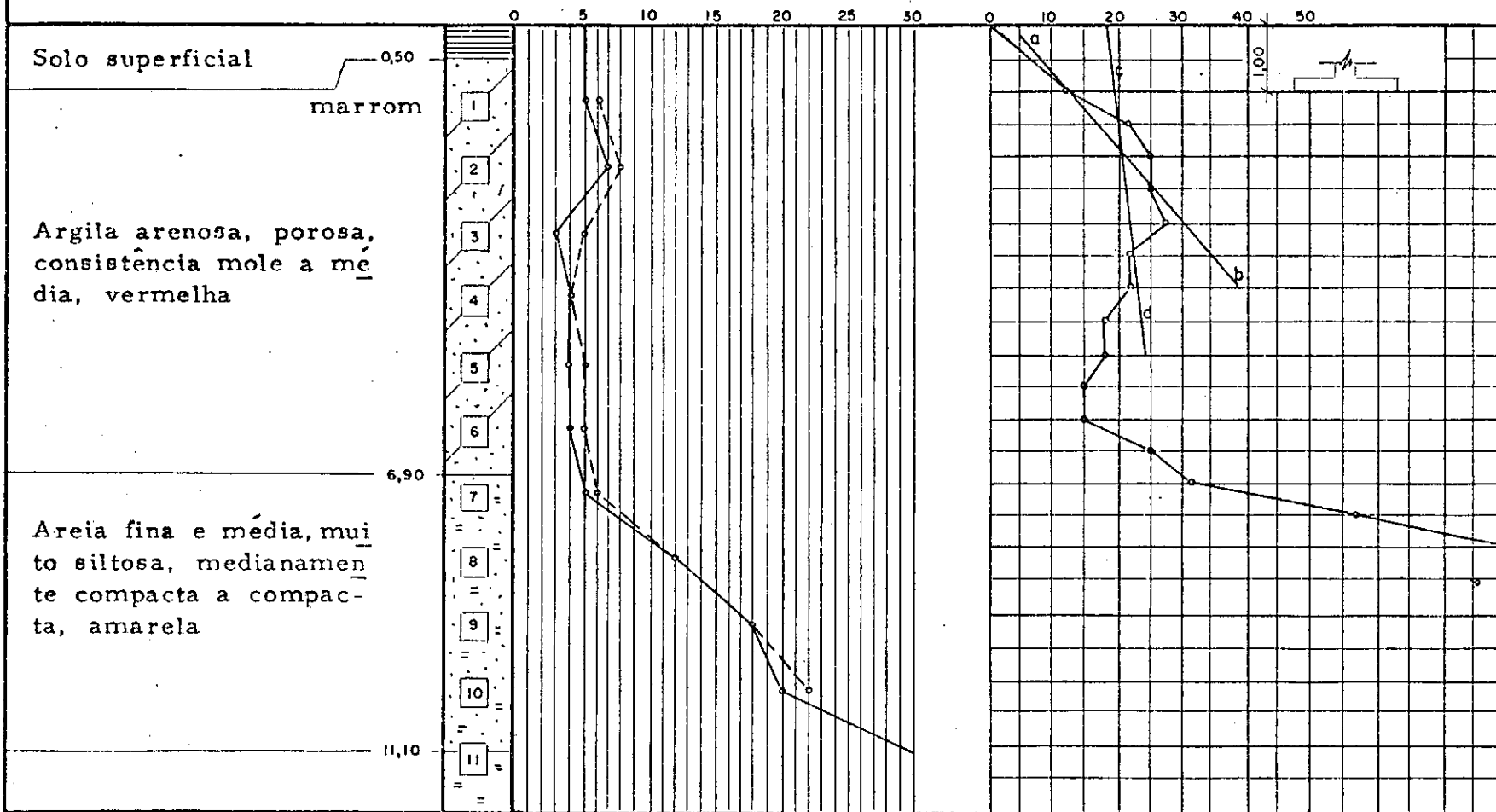


Fig. 4.4 - Resultados dos ensaios de penetração dinâmica e estática da sondagem 367.

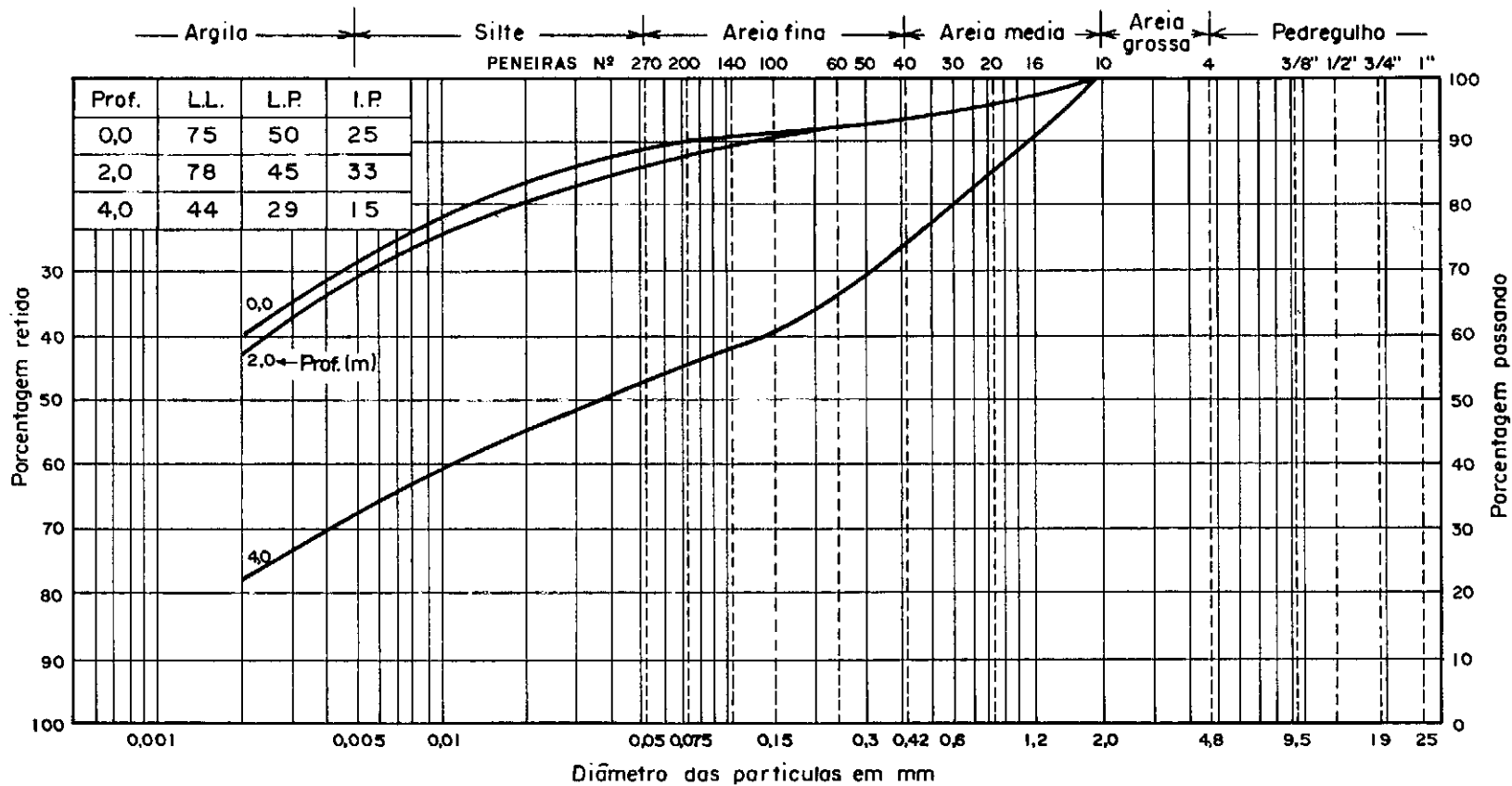


FIG.45—Faixa da granulometria do terreno em Adrianópolis.

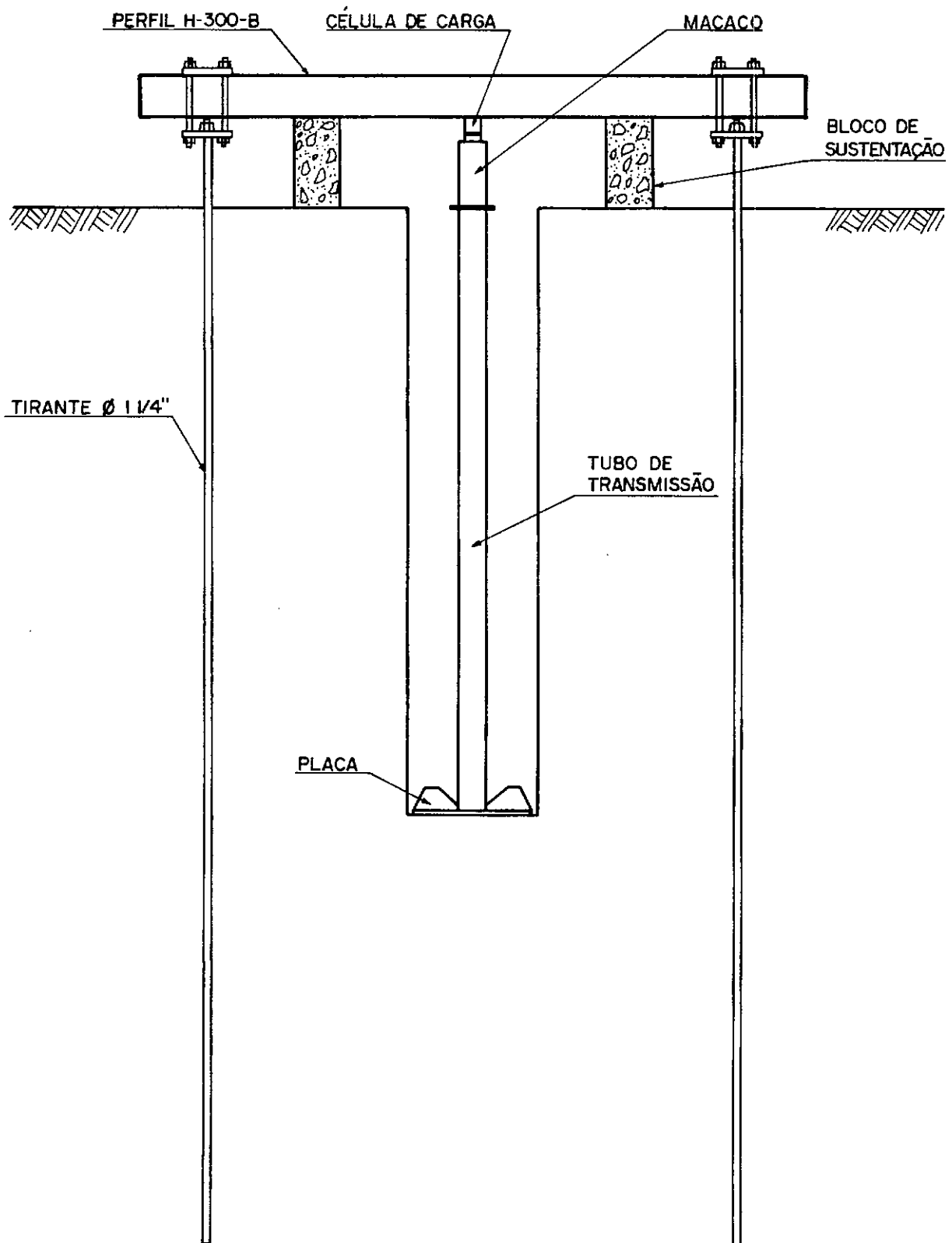


FIG. 4.6 — Esquema dos sistemas de aplicação de cargas e de reação.

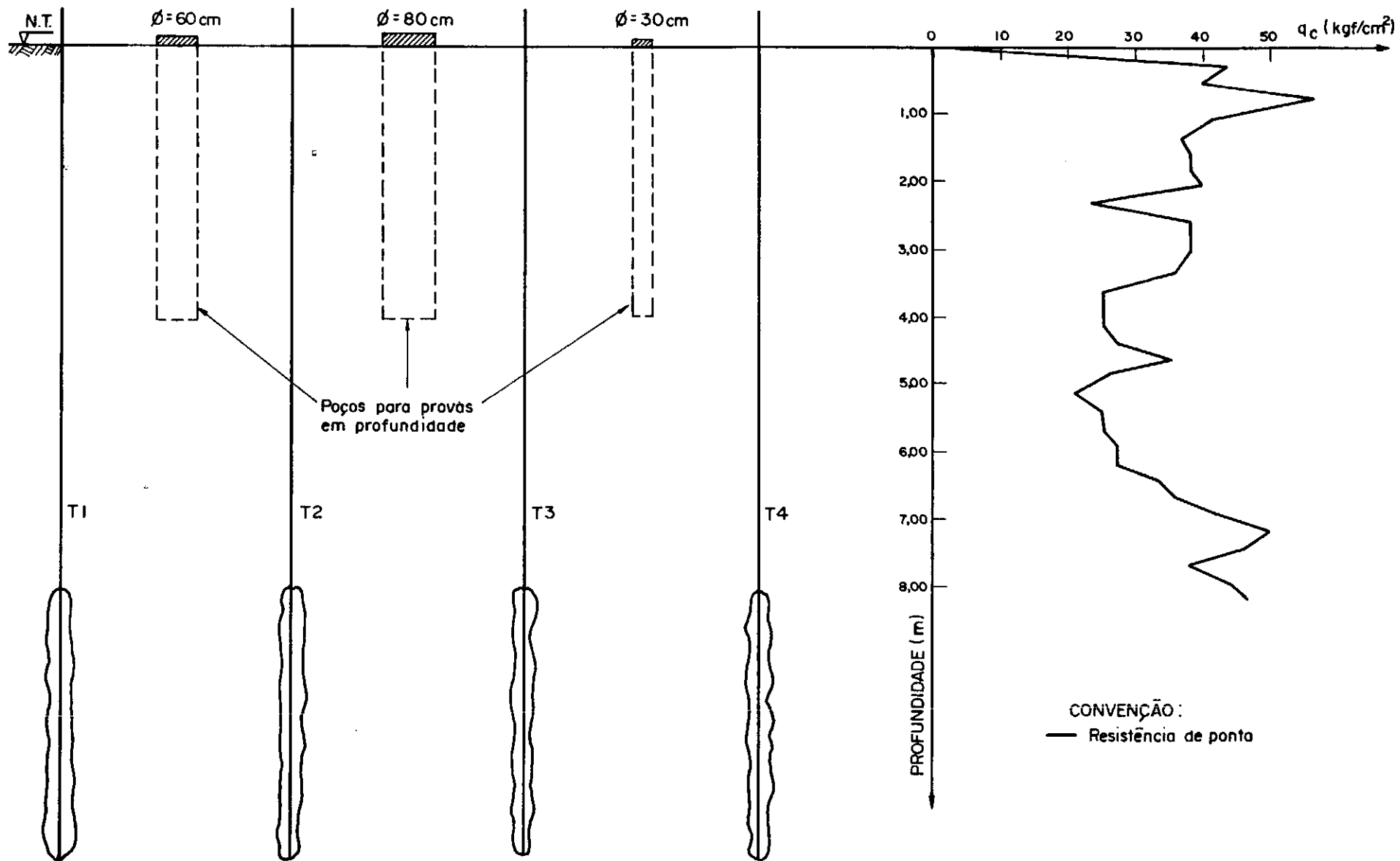


FIG. 4.7 — Esquema de localização dos tirantes e das cavas e ensaio diepsondering.

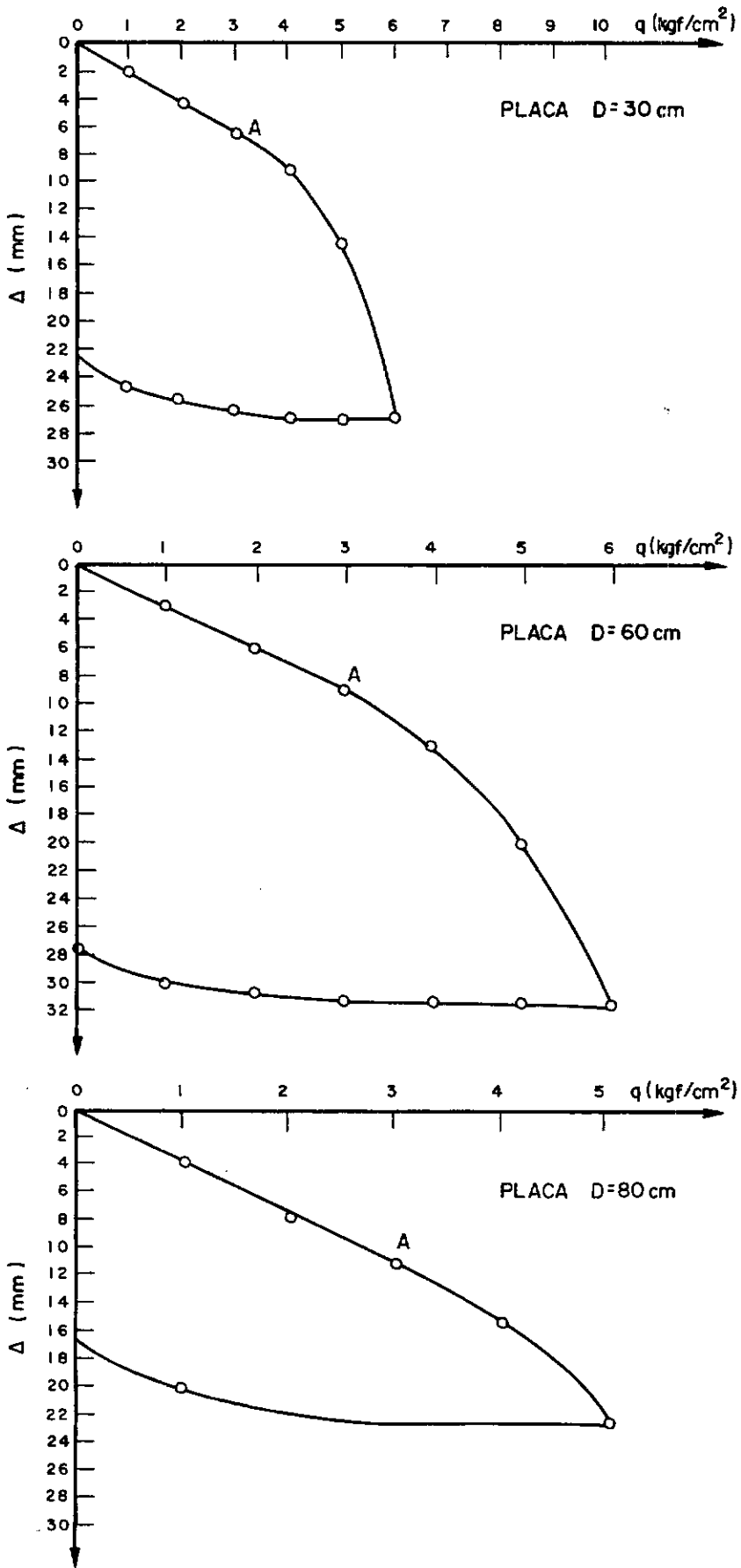


FIG.4.8 — Curvas pressão x recalque para as placas de diâmetros 30cm, 60cm e 80cm na superfície.

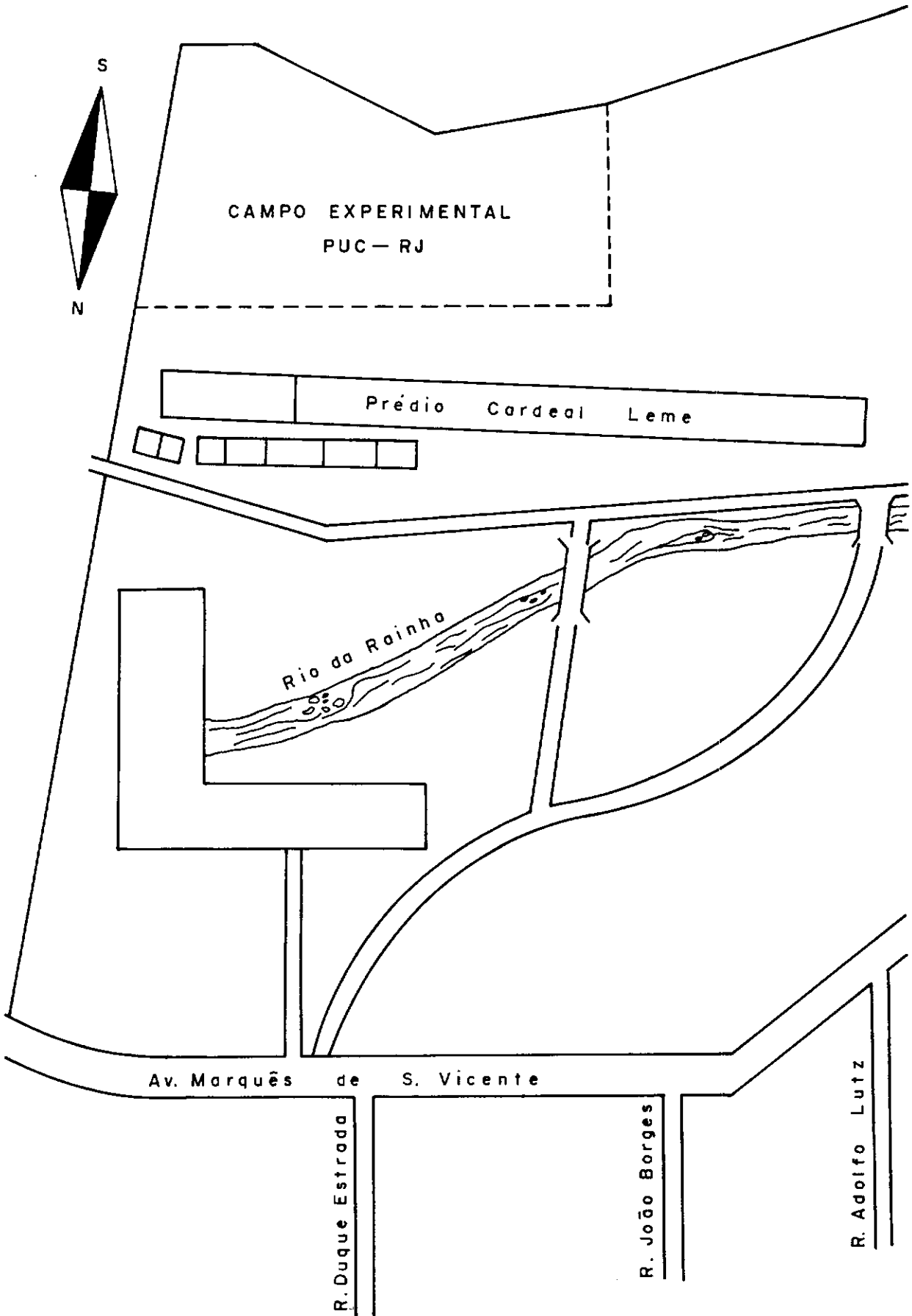
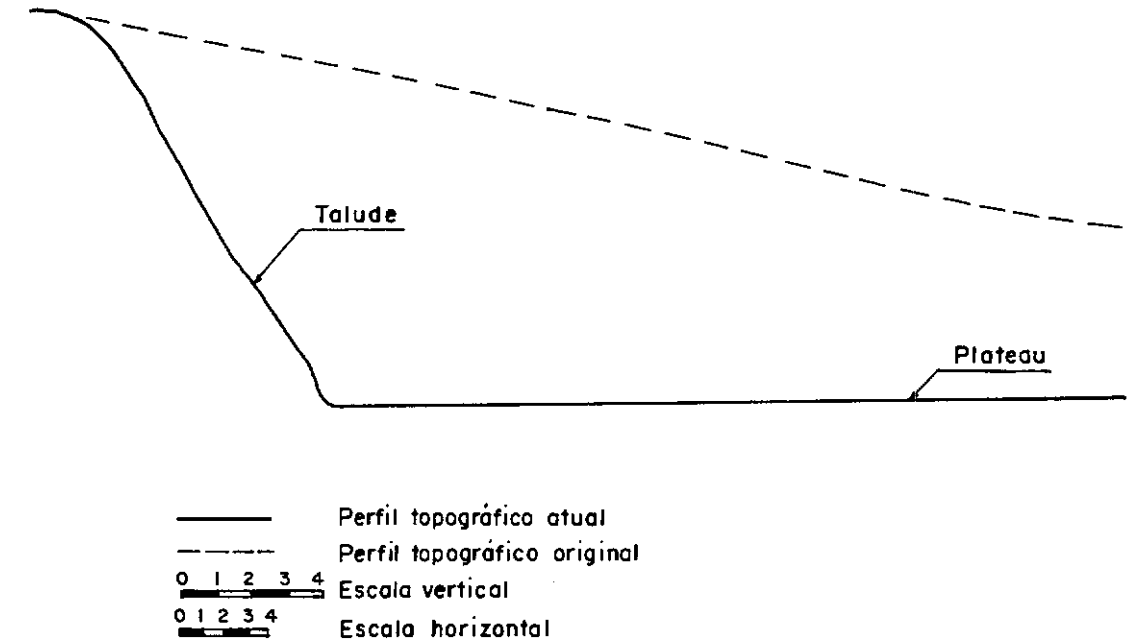


FIG.4.9 — Planta de localização do Campo Experimental da P.U.C.



SEÇÃO A-A

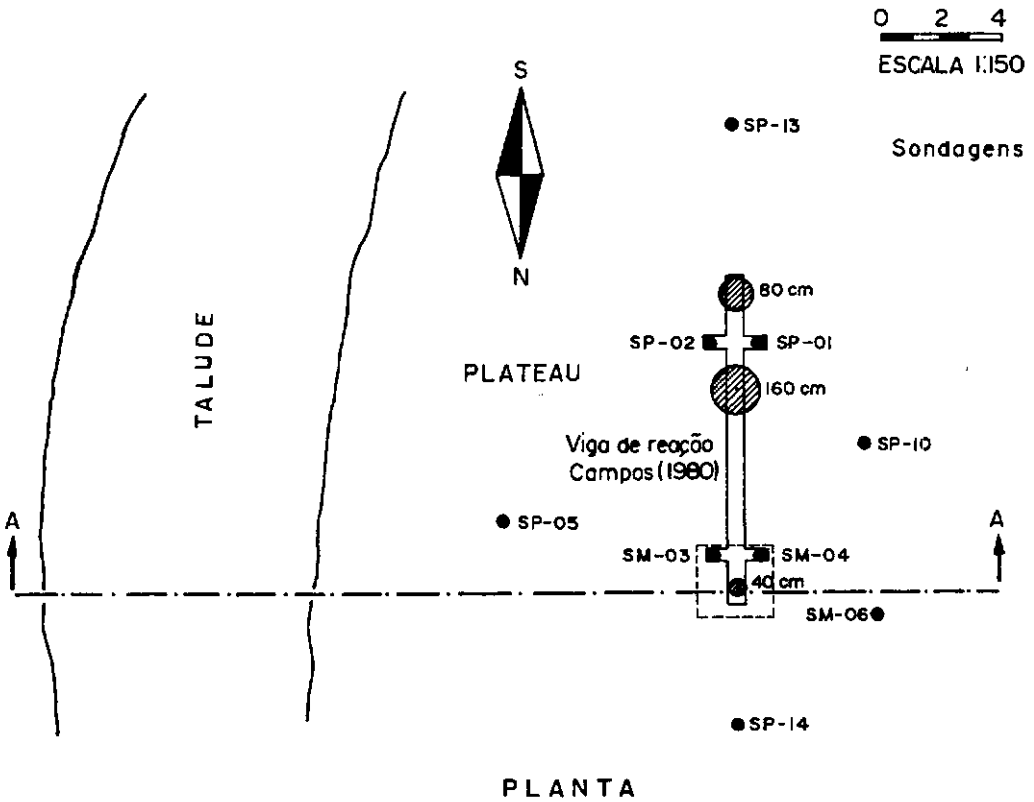


FIG. 4.10— Vista em planta e seção do local das provas de carga .

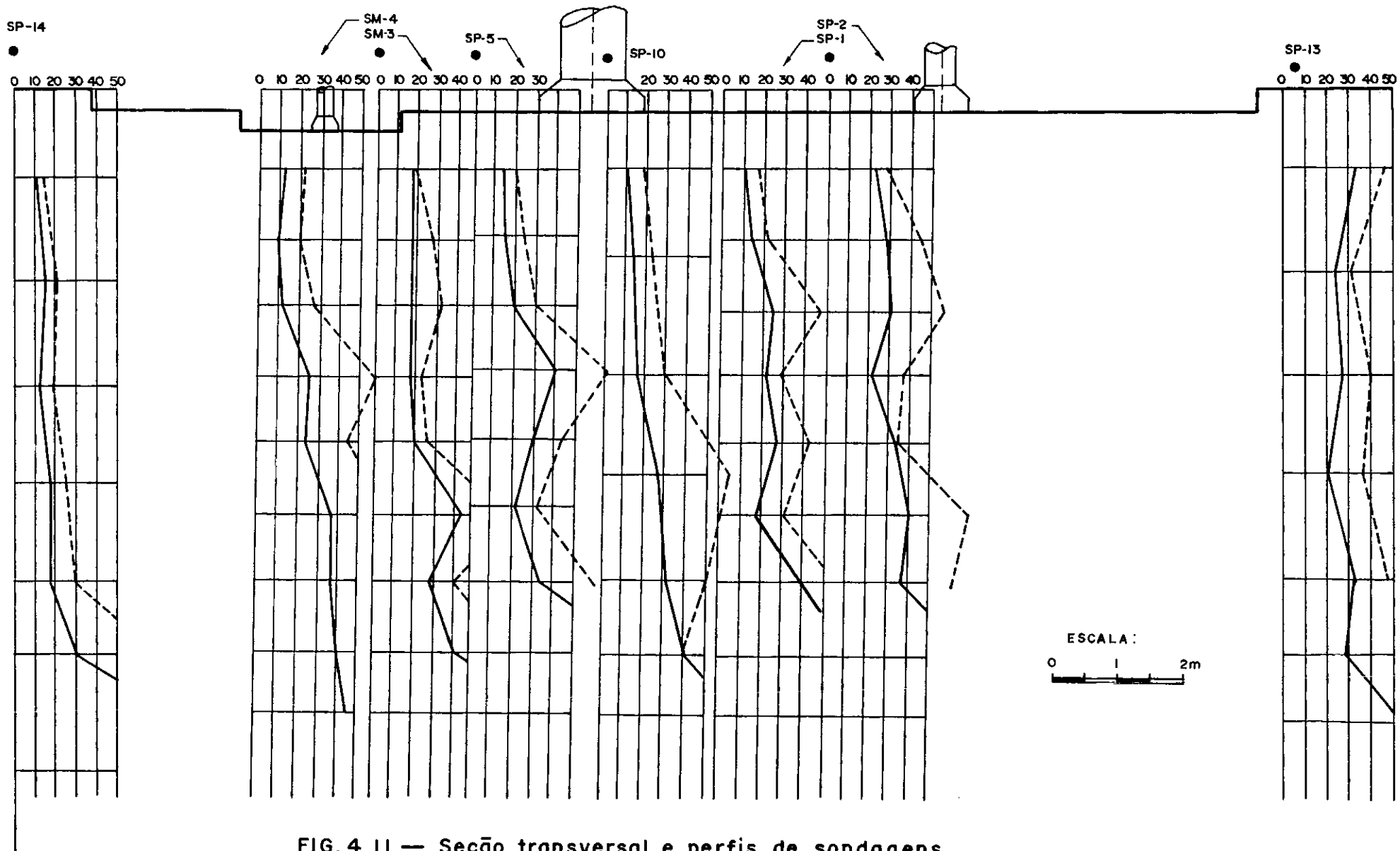


FIG. 4.11 — Seção transversal e perfis de sondagens.

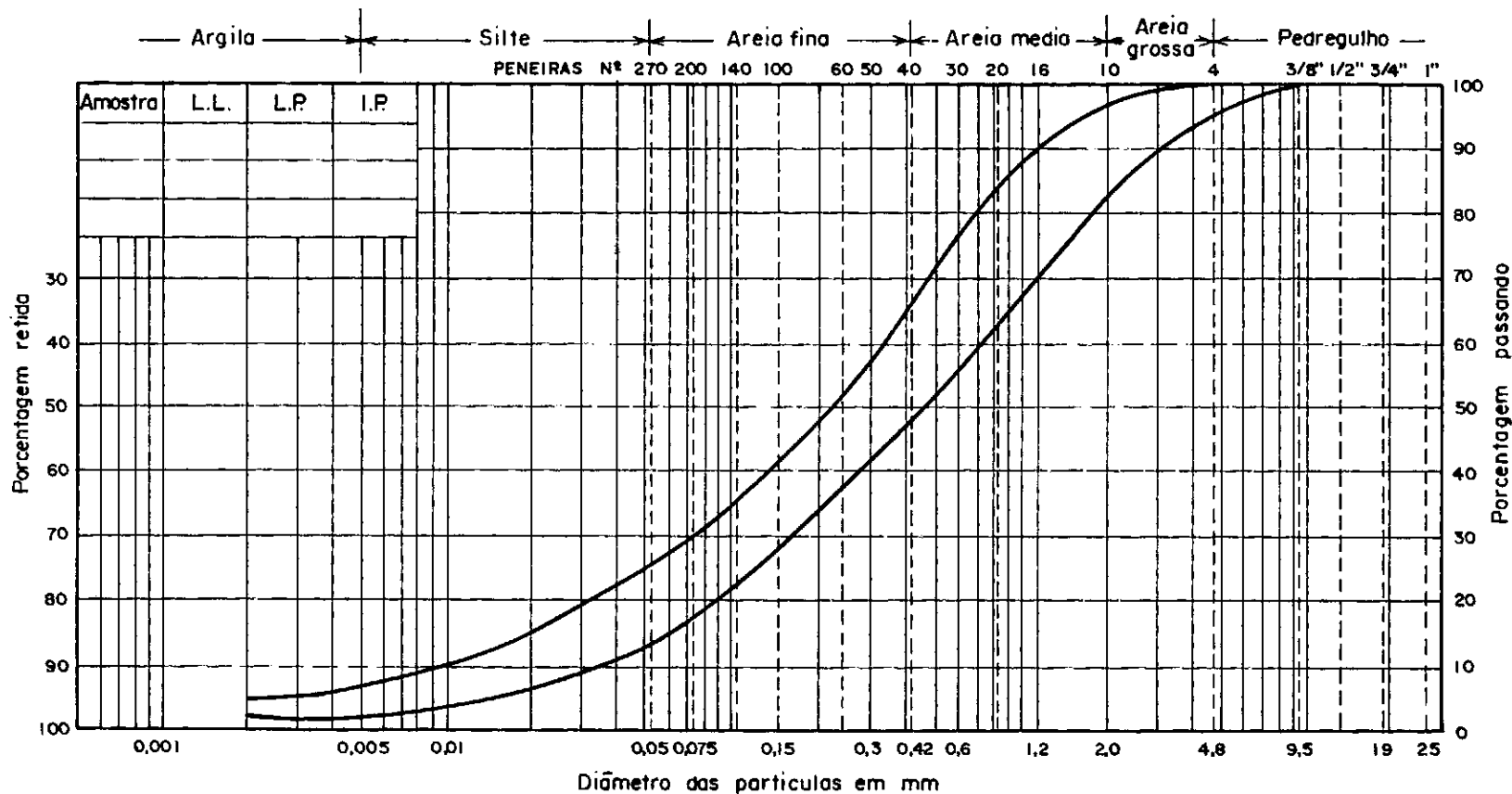


FIG. 4.12— Faixa da granulometria do terreno da Gávea (amostras retiradas de um poço junto às provas de carga).

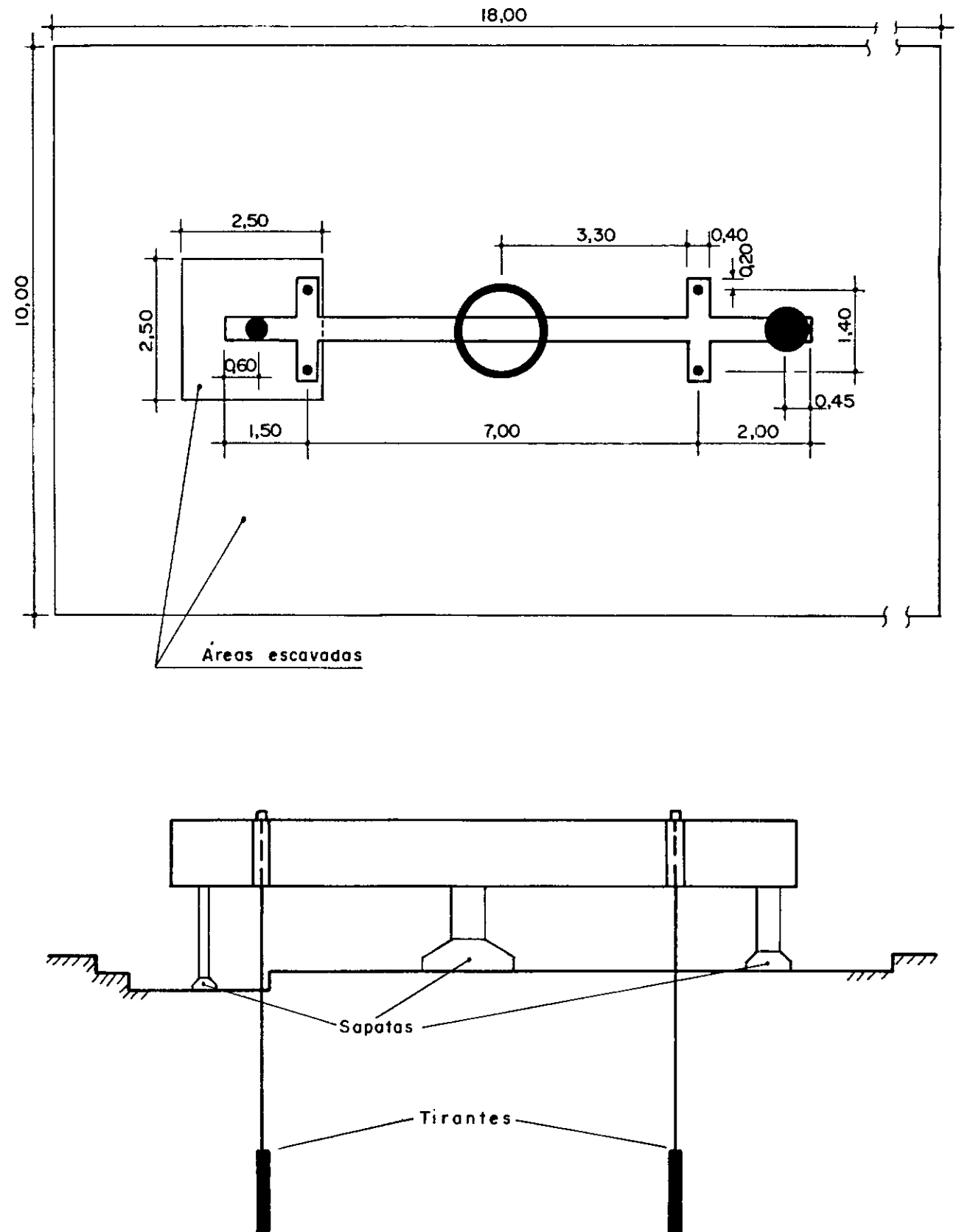
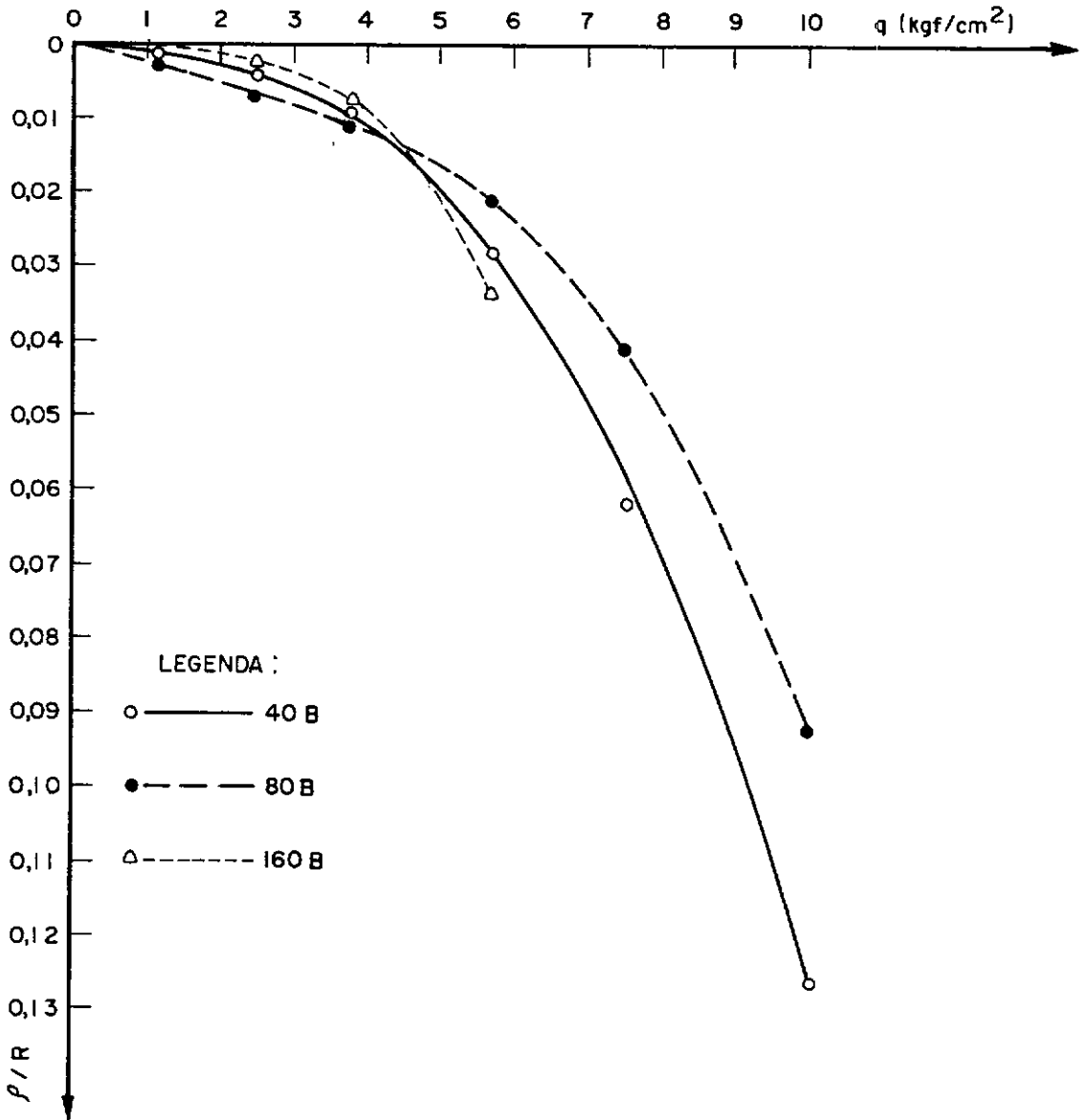


FIG. 4.13 — (a) Dimensões adotadas para a viga de reação e (b) esquema de montagem das provas de carga.



OBS.: Leitura do carregamento no manômetro da bomba do macaco hidráulico.

FIG. 4.14 — Curvas pressão x recalque (relativo ao diâmetro) para as placas de diâmetros 40 cm, 80 cm e 160 cm.

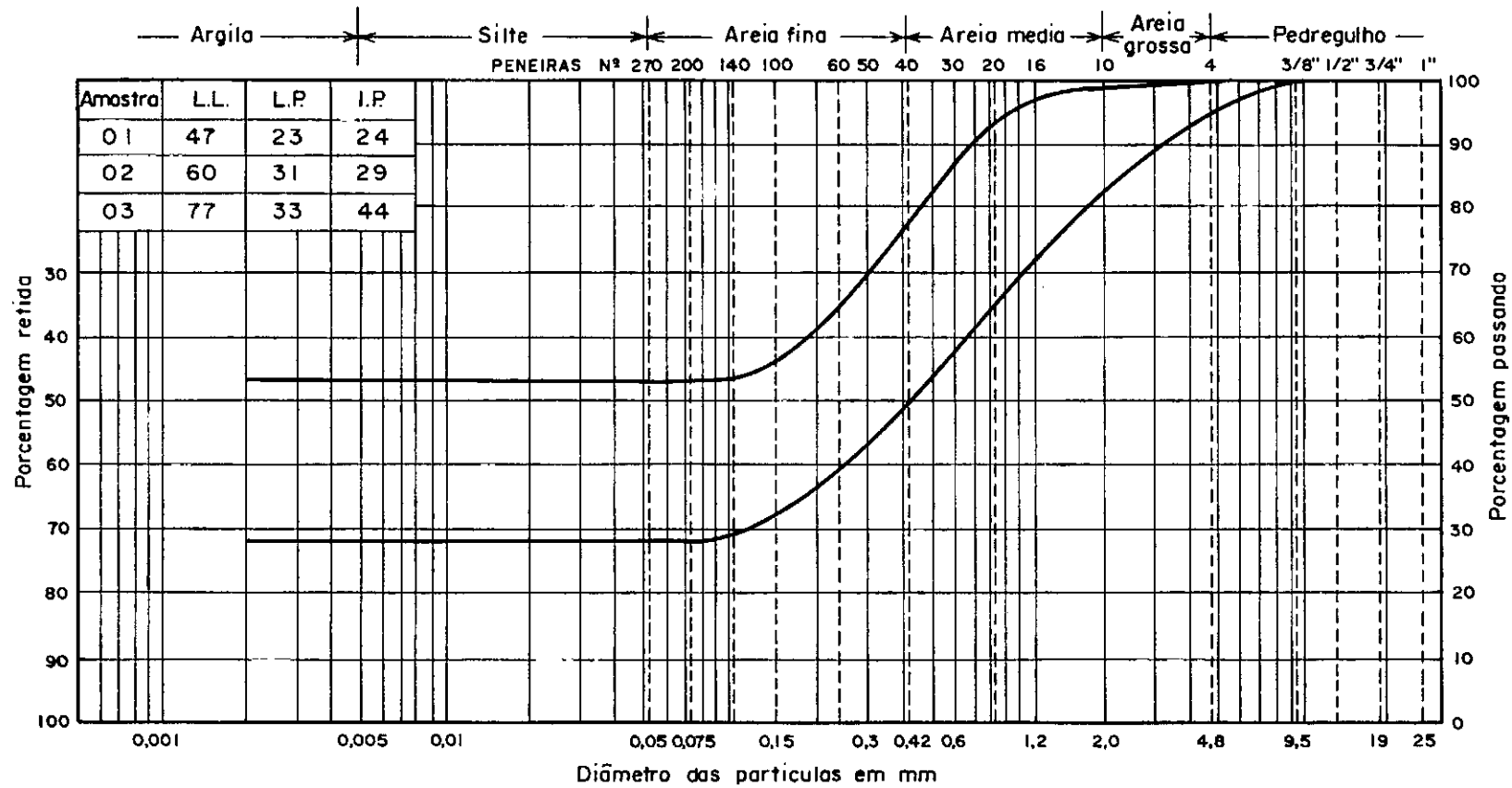


FIG. 4.15 — Faixa da granulometria do terreno em Vitória .

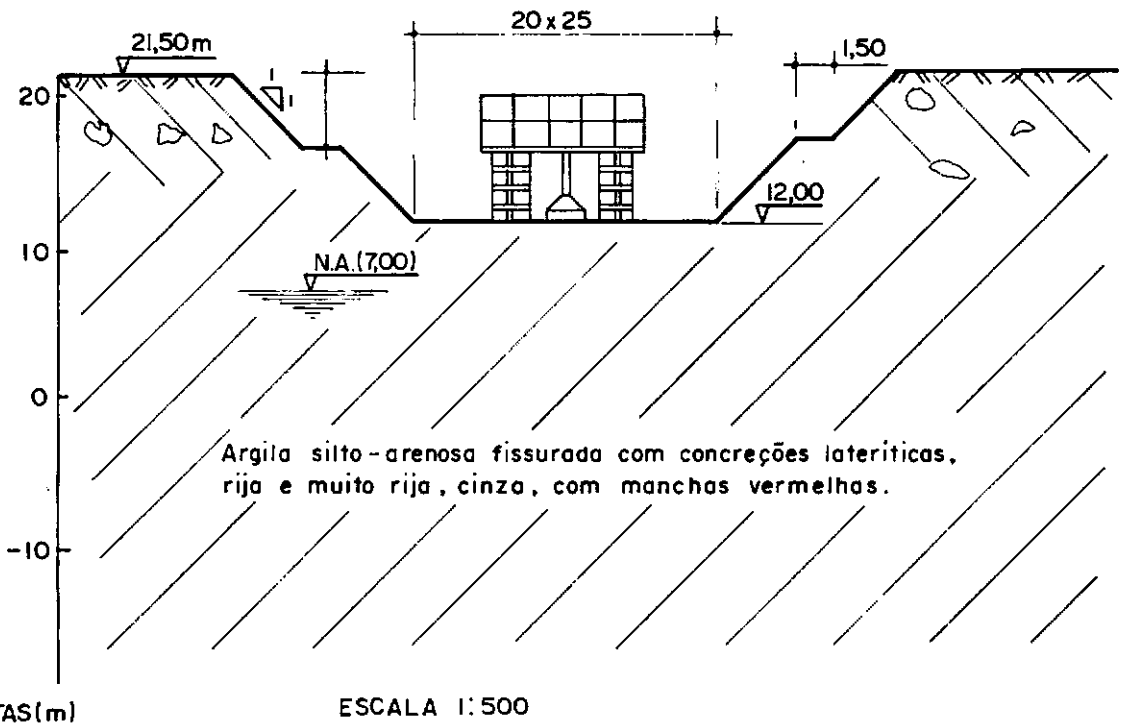
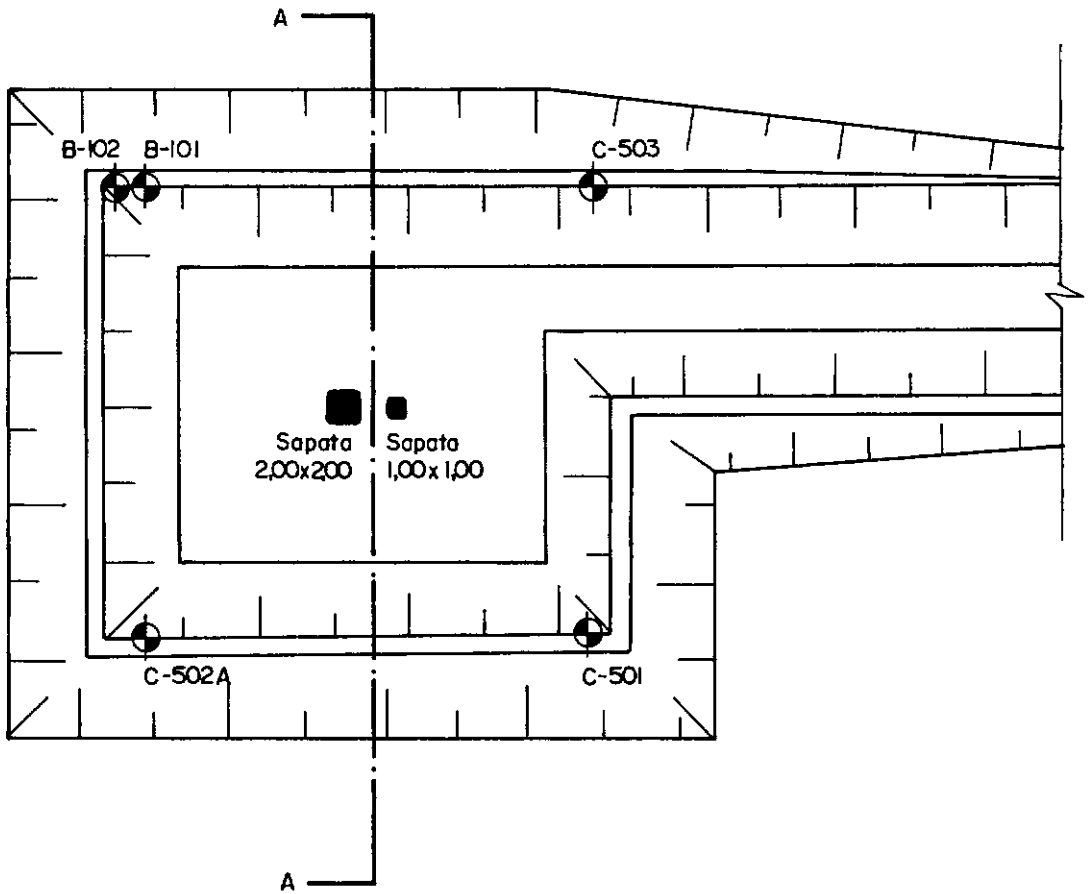


FIG. 4.16 – Planta de escavação e perfil geotécnico do subsolo na área das provas de carga.

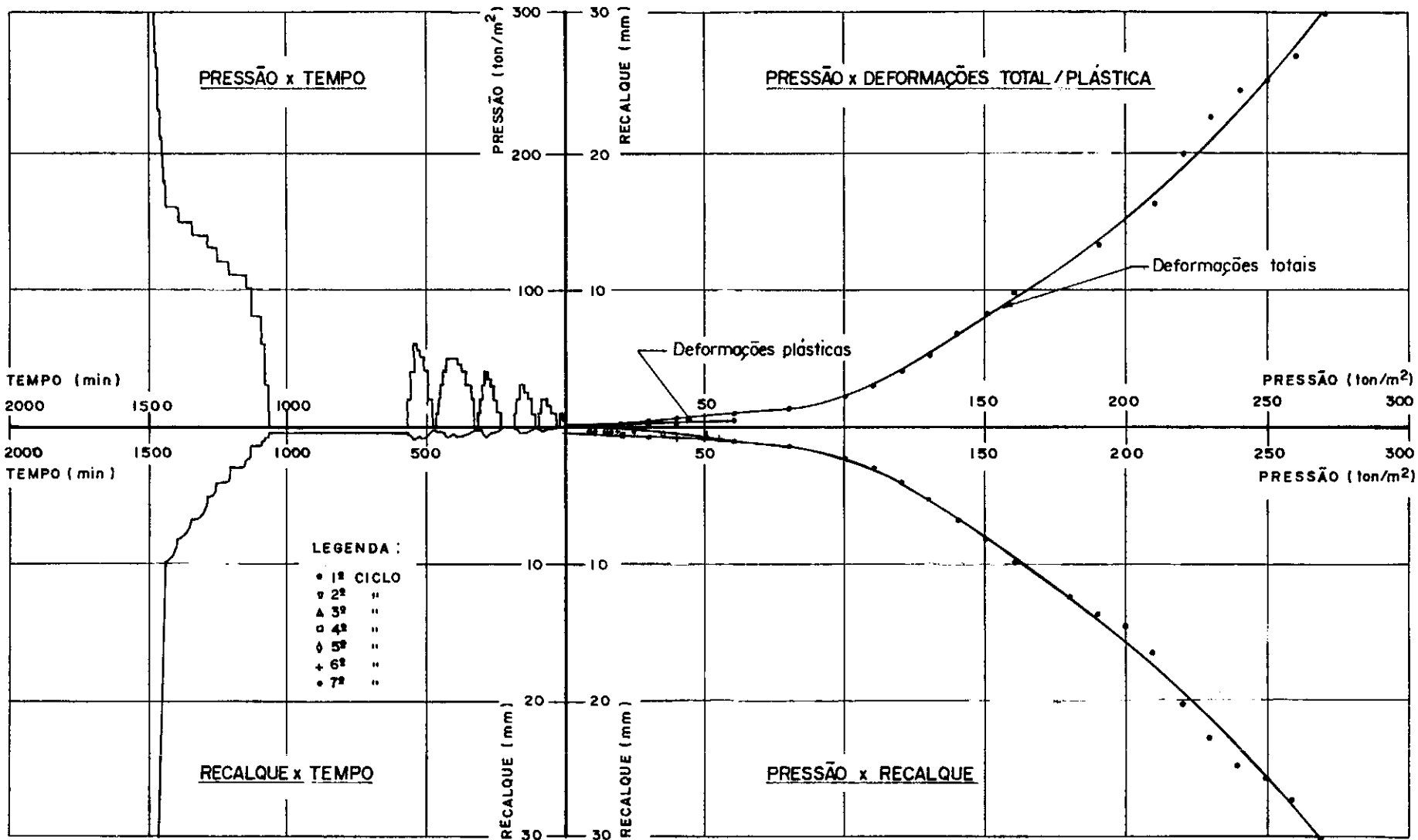


FIG. 4.17 — Curva pressão x recalque da sapata quadrada de 30 cm .

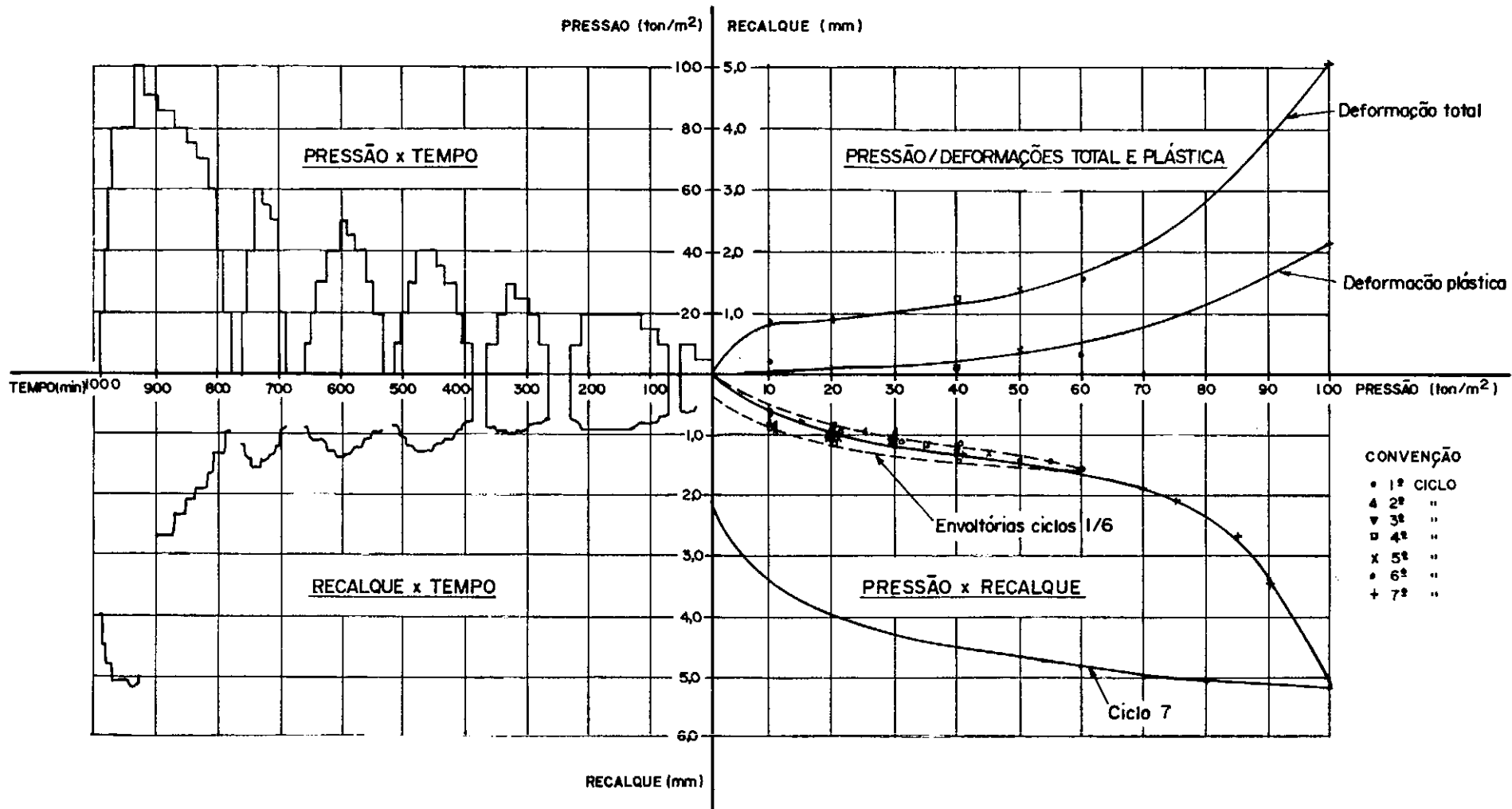


FIG. 4.18 — Curva pressão x recalque da sapata quadrada de 100 cm .

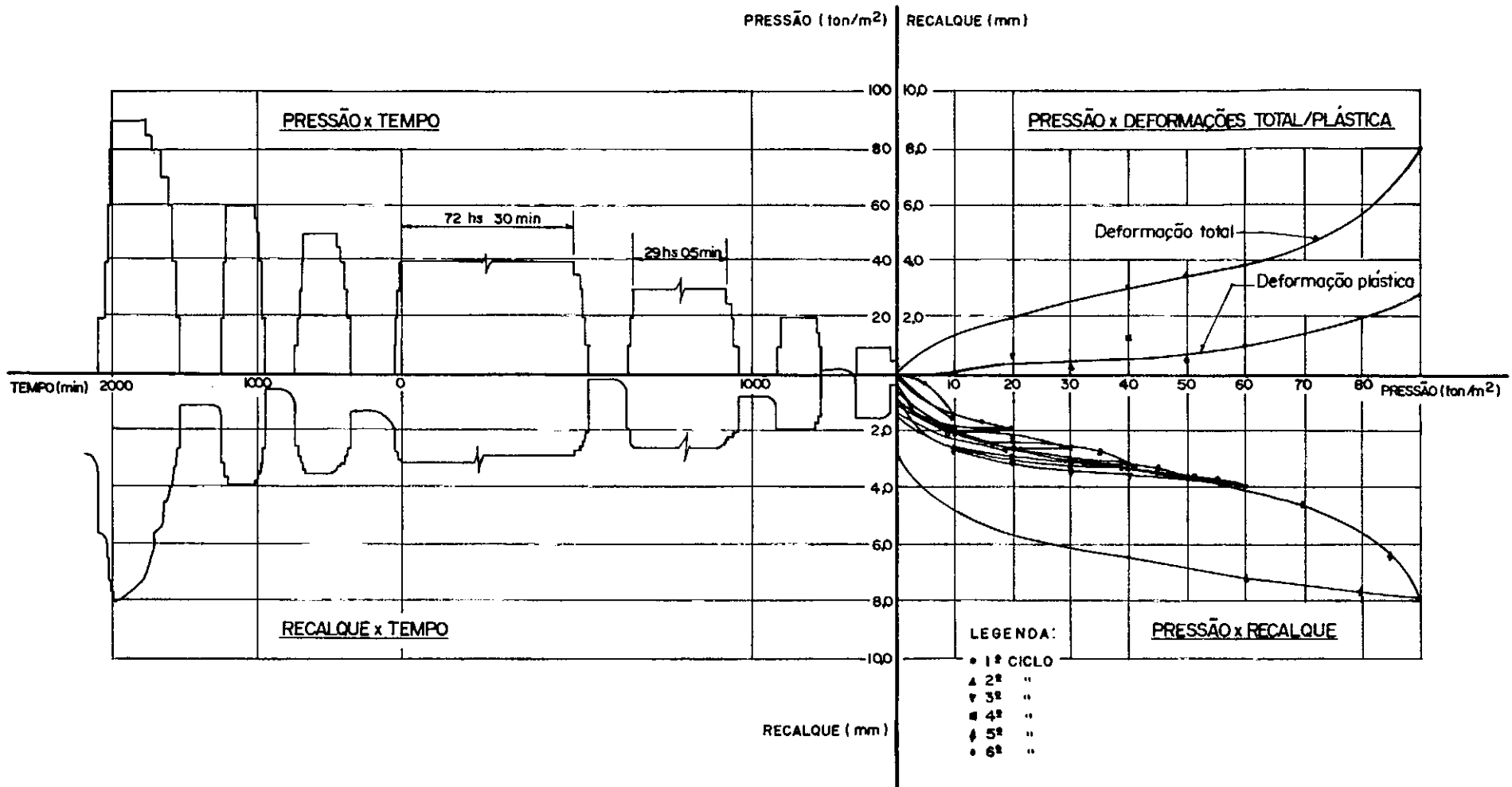


FIG. 4.19 — Curva pressão x recalque da sapata quadrada de 200cm.

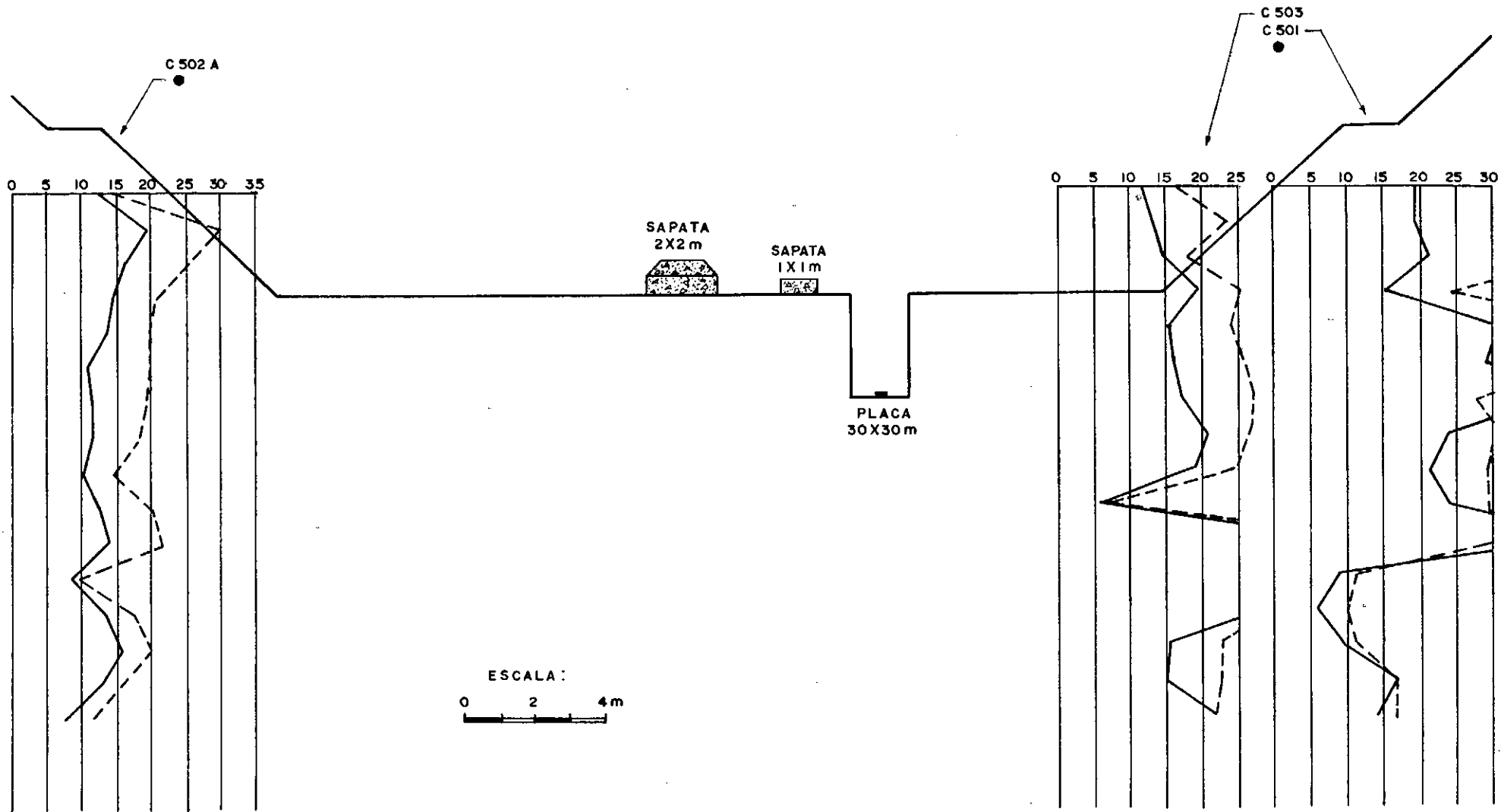


FIG. 4.20 — Resultados dos ensaios de penetração dinâmica. (representados resultados a partir de 3m acima do fundo da cava).

CAPÍTULO 5

DISCUSSÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES

Este capítulo contém uma discussão dos métodos de previsão de recalques descritos no Capítulo 2, baseada nas previsões e comparações com medições feitas no Capítulo 4 e lançando-se mão dos resultados do estudo paramétrico constante do Capítulo 3.

5.1. ANÁLISE COMPARATIVA DAS PREVISÕES

O exame das Tabelas 4.1 a 4.4, contendo o resumo das previsões feitas no Capítulo 4 (e comparações com observações), revela os seguintes pontos:

- (a) A média geral das razões recalque calculado/recalque observado se situa em torno de 1,4 para as tres primeiras séries de provas de carga, realizadas em locais onde não houve grande remoção de material (os solos ensaiados estariam normalmente adensados - se a expressão for aplicável a solos residuais-), enquanto esta razão cresce para 4,5 na série de provas na Gãvea, onde houve uma remoção de cerca de 8 m de material, e para 7,5* na série de provas em Vitória, onde houve uma remoção de 12 m, além da própria geomorfologia da Formação Barreiras, que envolveu a remoção de dezenas de metros (Bigarella e Andrade, 1964). Este comportamento das médias gerais indica que, apesar de alguns métodos procurarem levar em conta o sobre-adensamento do material, seja nas propriedades do material (D'Appolonia et al., 1970) seja no estado de tensão inicial (Oweis, 1979), o efeito do sobre-adensamento é mais importante do que prevem estes métodos. Por esta razão, os Mé-

*Este número representa a média dos valores obtidos desprezando-se ou não a parcela de recalque atribuída à acomodação. Vale notar, ainda, que a magnitude dos recalques em Vitória era muito pequena (o maior recalque observado foi de 3,0 mm)

todos de D'Appolonia et al. e de Oweis não forneceram para as duas últimas séries de ensaios uma relação previsão/observação de mesma ordem de grandeza da obtida para as três primeiras séries.

- (b) Para os solos estudados e condições normalmente adensadas, os Métodos de Tomlinson, Sutherland, Alpan, Schultze e Sherif, Peck e colaboradores (1974), Oweis, Buisman-De Beer e Meyerhof - baseado em Buisman-De Beer - e Barata produziram boas previsões, enquanto os Métodos de Terzaghi e Peck, Meyerhof - baseado em Terzaghi e Peck -, Anagnostopoulos e Papadopoulos, Schmertmann (e colaboradores) e Harr se mostraram conservativos, e os Métodos de Peck e Bazaraa, D'Appolonia et al., Parry e Arnold se mostraram contra a segurança. É interessante observar que as posições relativas dos métodos se mantem nas condições sobre-adensadas.
- (c) Aparentemente, para a faixa de dimensões de placas estudada, não se notou em qualquer dos métodos influência da dimensão sobre a qualidade da previsão.

5.2 DISCUSSÃO

Devido à natureza semi-empírica dos métodos, torna-se extremamente difícil analisar suas concepções. Talvez apenas em relação ao modo de calcular o recalque, três grupos podem ser distinguidos:

- (a) Cálculo com a fórmula da Teoria da Elasticidade para meios homogêneos (D'Appolonia et al., Parry, Barata*, Schultze e Sherif, Anagnostopoulos e Papadopoulos).
- (b) Cálculo por integração de deformações verticais obtidas com auxílio de um diagrama deformação-profundidade ou acréscimo de tensão-profundidade (Oweis, Arnold, Buisman-De Beer, Schmertmann, Harr).
- (c) Cálculo com fórmula baseada apenas na experimentação (Terzaghi e Peck, Alpan, Peck e Bazaraa, Tomlinson, Sutherland, Peck et al.).

*Barata (1966, 1967, 1970a, 1973) apresenta, ainda, fórmulas para meios heterogêneos em que o Módulo de Young varia linearmente com a profundidade.

O que se pode dizer em relação aos grupos acima é que o grupo (a) seria indicado quando o solo se apresentar homogêneo, o grupo (b) quando o diagrama de deformações admitido pelo método for compatível com aquele esperado para o solo e o grupo (c) quando as condições da placa analisada for semelhante às dos ensaios que serviram de base para o estabelecimento do método.

A maioria dos métodos foram propostos para areias, as exceções sendo os métodos de Buisman-De Beer, Barata e Anagnostopoulos e Papadopoulos. A granulometria e o estado de (sobre-) adensamento das areias não é comentado, exceto nos métodos de D'Appolonia et al. (que fornece uma curva para areias normalmente adensadas e outra para sobre-adensadas, sem indicar o grau de sobre-adensamento) e de Oweis (que leva em conta o estado de tensões iniciais). O estado de adensamento tem efeito nas propriedades do material e nas tensões iniciais. Os dois efeitos são, entretanto, interligados. No caso de areias, o sobre-adensamento tem provavelmente mais efeito nas tensões (horizontais ou no K_0) que na estrutura do solo. No caso de argilas, o efeito é bastante marcante tanto na estrutura como no estado de tensões.

Os estudos por elementos finitos que constam do Capítulo 3 mostraram que uma diferença no estado de tensões inicial é suficiente para produzir comportamentos bastante diferentes em placas. Estudos experimentais de recalques de placas em areias (ver exemplo na Figura 5.1) mostram um comportamento distinto entre recompressão (material sobre-adensado) e compressão primária (material normalmente-adensado). Considera-se, portanto, que o estado de tensões iniciais deva ser ingrediente importante de um método de previsão e que os métodos apresentados atendem, com maior ou menor precisão, a condições normalmente adensadas; as previsões pelos métodos examinados devem ser corrigidas para condições sobre-adensadas.

A questão dos diagramas de deformação deve ser examinada juntamente com as propriedades do solo. Primeiramente cabe examinar o comportamento dilatante ou não do solo. Os solos dilatantes, tipicamente as areias grossas e/ou compactas, tendem a au-

mentar de volume quando submetidos a tensão cisalhante e podem formar um cone praticamente indeformável sob a placa (esta indeformabilidade resultaria da combinação da contractibilidade do solo devida ao acréscimo de tensão normal com a dilatação devida ao acréscimo de tensão cisalhante; esta indeformabilidade seria representada, em termos de propriedades elásticas, por um Coeficiente de Poisson próximo de 0,5). Nestas condições seria razoável adotar-se um diagrama de deformações com pico, como o de Schmertmann. (Ao justificar este tipo de diagrama, Schmertmann apresenta medições de deformações sob placas que apresentam esta configuração e resultados de elementos finitos com Coeficiente de Poisson igual a 0,48).

Por outro lado, se o material apresenta um Coeficiente de Poisson menor que 0,5, como nos casos estudados no Capítulo 3 ($\nu = 0,2$), o diagrama apresentará um máximo sob a placa, sendo que este máximo será mais acentuado se a compressibilidade do material diminuir com a profundidade. Em resumo, dois fatores influem no diagrama de deformações: (i) Coeficiente de Poisson e (ii) variação da compressibilidade com a profundidade.

O estado inicial de tensões teria ainda efeito sobre o diagrama de deformações por afetar o comportamento do solo, como pode ser visto na diferença entre os Casos 3 e 4 do Capítulo 3. Incluir este efeito nos diagramas de deformação é bastante difícil, embora o tenha feito (de maneira pouco clara) Harr (1978).

Considerando os pontos acima, pode-se concluir que a escolha de diagramas de deformação é problemática, e que se deve preferir o uso de um diagrama de acréscimos de tensão (pouco sensíveis tanto ao Coeficiente de Poisson como a variação da compressibilidade com a profundidade) que, combinados com as propriedades de deformações do solo e o estado de tensões inicial, produzirão um diagrama de deformações mais realista.

Quanto a maneira como alguns métodos levam em consideração a presença da água, nada se pode dizer pois, nos casos estudados, o nível d'água se situava abaixo da profundidade influenciada pelo carregamento.

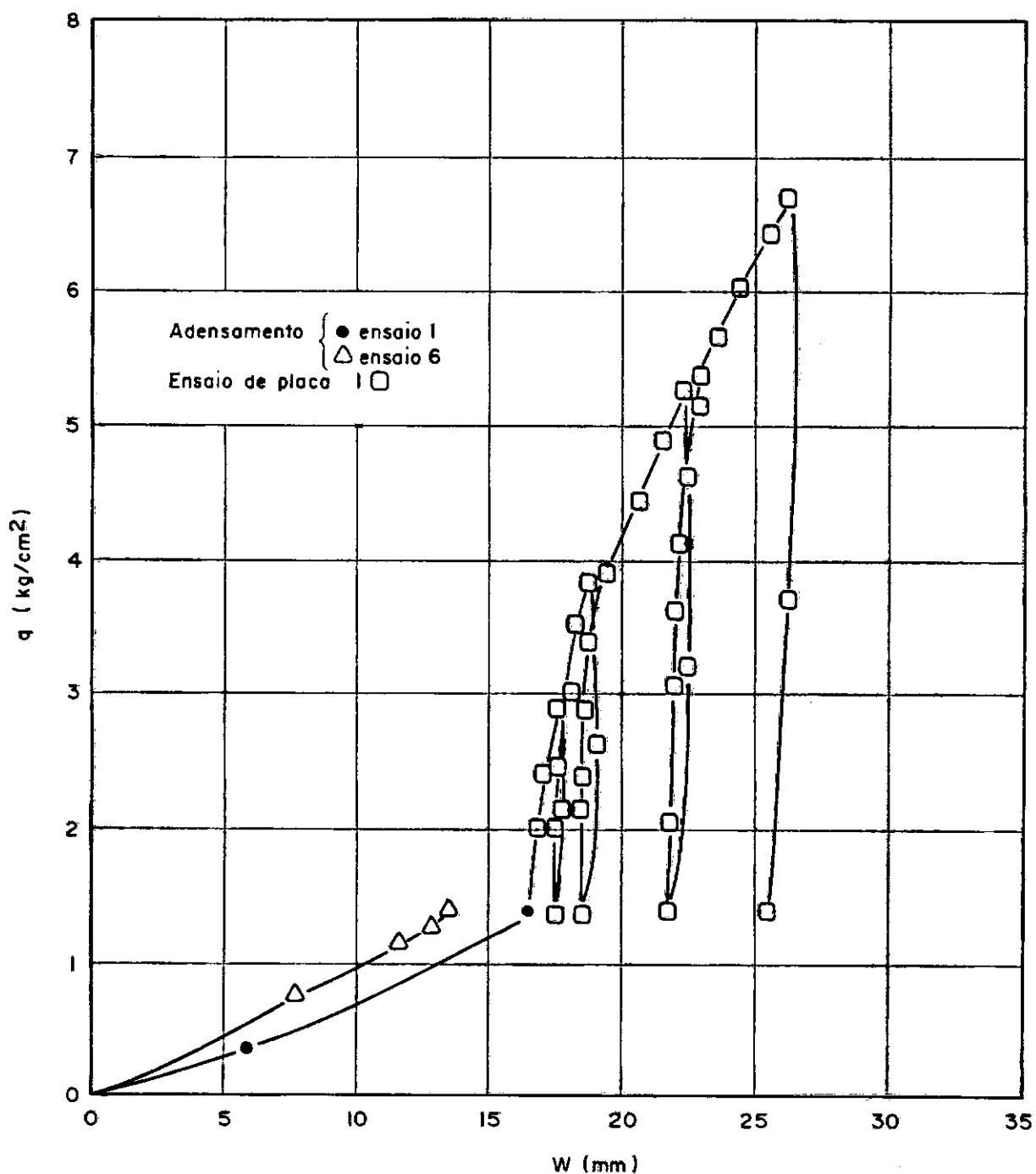


FIG. 5.1 — Resultados de estudos experimentais de recalques de placas em areias para materiais normalmente adensados e sobre adensados (de Rocha Filho, 1979).

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

Apesar de desenvolvidos para areias (sedimentares), um grupo de métodos semi-empíricos produz previsões bastante boas em solos residuais argilosos parcialmente saturados (comportamento drenado). Os métodos desse grupo correspondem aproximadamente àqueles apontados como capazes de produzir boas previsões em análises comparativas publicadas (na literatura estrangeira) para areias.

Neste trabalho foram examinados e aplicados dezenove métodos para prever os recalques de cinco séries de provas de carga realizadas em diferentes lugares. Observa-se nas tabelas do Capítulo 4 que as previsões dos vários métodos diferem significativamente entre si e que a faixa das relações recalque calculado/recalque observado é bastante ampla. Observa-se ainda que a média destas relações se situa em torno de 1,4 nas provas de carga em material normalmente adensado, e que esta média triplicou numa série de provas em material semelhante mas que foi aliviado (escavado) em alguns metros de solo sobrejacente. Isto não surpreende porque os ensaios de penetração dinâmica e estática não medem diretamente a compressibilidade, e sim a resistência, e porque os resultados dos ensaios não indicam se um dado material é normalmente- ou sobre-adensado.

A segunda limitação dos ensaios de penetração (não avaliar se o material é normalmente adensado ou não) parece ser a mais importante, já que há uma relação entre resistência e deformabilidade. Assim, para uma previsão de recalques com ensaios de penetração é necessária uma avaliação (à parte) do estado de adensamento do material.

Para os solos estudados e condições normalmente adensadas, os Métodos de Tomlinson, Sutherland, Alpan, Schultze e Sherif, Peck e colaboradores, Oweis, Buisman-De Beer, Meyerhof -

baseado em Buisman-De Beer - e Barata produziram boas previsões, enquanto os Métodos de Terzaghi e Peck, Méyerhof - baseado em Terzaghi e Peck-, Anagnostopoulos e Papadopoulos, Schmertmann (e colaboradores) e Harr se mostraram conservativos, e os Métodos de Peck e Bazaraa, D'Appolonia e al., Parry e Arnold se mostraram contra a segurança. Embora alguns métodos procurarem levar em conta o sobre-adensamento do material, seja nas propriedades do material (D'Appolonia et al, 1970), seja no estado de tensão inicial (Oweis, 1979), o efeito do sobre-adensamento é mais importante do que prevem estes métodos.

Um estudo paramétrico pelo Método dos Elementos Finitos revelou os seguintes pontos principais:

- (a) dois testes elásticos lineares, representando uma placa perfeitamente aderente ao solo e uma placa "lisa" (sem resistência na interface), apresentaram um diagrama de deformações verticais sob o centro da placa, no primeiro caso, sem pico e, no segundo caso, com pico; os resultados do segundo caso concordam com aqueles obtidos pela Teoria da Elasticidade para placas não aderentes.
- (b) um teste não linear introduzindo a dependência do Módulo de Young na tensão (média) confinante mostrou um crescimento do módulo com o carregamento; um segundo teste não linear, em que foi acrescentada a dependência da tensão cisalhante, mostrou que este efeito pode ser suplantado pela diminuição do módulo pelo aumento do nível de tensão cisalhante (em consequência do carregamento).
- (c) dois testes (não lineares) com dados básicos idênticos mas diferentes estados de tensão iniciais ($K'_0 = 1,0$ e $K'_0 = 0,5$) revelaram que a existência de tensões cisalhantes iniciais (no segundo caso) - que serão aumentadas com o carregamento - produz um comportamento carga-recalque bastante inferior.
- (d) dois testes com dados básicos idênticos mas diferentes distribuições das tensões iniciais (crescendo com a profundidade, a partir de zero na superfície, e constante com a profun

didade, com um valor definido) e, conseqüentemente, com diferentes distribuições das propriedades de deformação (já que são dependentes das tensões confinantes), revelam um comportamento inferior quando as tensões e o módulo crescem com a profundidade, acompanhado de um diagrama de deformações verticais (sob o centro da placa) que se concentra a pequena profundidade.

BIBLIOGRAFIA

- ALPAN, I. (1964) - "Estimating the settlements of foundations on sands" - Civil Engineering and Public Works Review, Nov, pp 1.415
- ANAGNOSTOPOULOS, A.G. e PAPADOPOULOS, B.P. (1982) - "SPT and the compressibility of cohesionless soils" - Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, May, pp 25
- ARNOLD, M. (1980) - "Prediction of footing settlements on sand" Ground Engineering, March
- BARATA, F.E. (1962) - "Tentativa de racionalização do problema da taxa admissível de fundações diretas" - Tese de Docência Livre na Escola Nacional de Engenharia, Univ. Brasil
- BARATA, F.E. (1966) - "Ensaio de placa para fixação da taxa admissível de fundações diretas" - 3º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol 1, Belo Horizonte
- BARATA, F.E. (1967) - "Contribution to a better application and more correct analysis of bearing plate tests" - Proceedings of the Third Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, vol 1, pp 591-612
- BARATA, F.E. (1970a) - "Correlações importantes entre alguns módulos de deformação do terreno" - IVº Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Tomo 1, Rio de Janeiro
- BARATA, F.E; CÔRTEZ, H.V.M. e BATISTA DOS SANTOS, L.A.C. (1970b) - "Aplicações do Cone Holandês" - IVº Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Tomo II, Rio de Janeiro

- BARATA, F.E. (1973) - "Prediction of settlements of foundations on sand" - Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou, vol 1.3, pp 69-74
- BAZARAA, A.R.S. (1967) - "Use of Standart Penetration Test for estimating settlemnt of shallow foundation on sand".
- BIGARELLA, J.J. e ANDRADE, G.O. (1964) - "Considerações sobre a estratigrafia dos sedimentos cenozóicos em Pernambuco (Grupo Barreiras)" - Universidade de Recife, Arquivo Instituto Ciência da Terra, 2 :2-14
- BJERRUM, L. e EGGESTAD, A. (1963) - "Interpretation of loading test on sand". Europeam Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 1, pp 199-203
- BRANDT, J.R.T. (1978) - "Utilização de um novo pressiométrico para determinação das características elásticas de solos residuais gnaissicos jovens e estratos do terciário paulista". Dissertação de Mestrado, PUC/RJ
- BRITO, A.T.A. (1981) - "Estudo químico e mineralógico de um perfil de alteração de gnaisse migmatítico do Campo Experimental da PUC/RJ, Gávea, Rio de Janeiro". Dissertação de Mestrado, PUC/RJ
- BUISMAN, A.S.K. (1940) - "Grondmechanica", Waltman, Delft, Holland
- BUTTERFIELD, R. e BANERJEE, P.K. (1971) - "A rigid disc embedded in an elastic half space" - Geotechnical Engineering, vol 2, nº 1, pp 35-52
- CAMPOS, M.T.P. (1980) - "Ensaio de laboratório e provas de carga superficiais instrumentadas no solo residual gnaissico jovem do Campo Experimental da PUC/RJ, Gávea, RJ". Dissertação de Mestrado, PUC/RJ

- CARRIER, III, W.D. e CHRISTIAN, J.T. (1973a) - "Rigid circular plate resting on a non-homogeneous elastic half-space". *Géotechnique* 23, nº 1, pp 67-84
- CARRIER III, W.D. e CHRISTIAN, J.T. (1973b) - "Analysis of a inhomogeneous elastic half-space". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol 99, nº SM3, pp 301-306
- COFFMAN, B.S. (1960) - "Estimating the relative density of sands" - *Civil Engineering*, October
- COSTA, W.L. (1980) - "Revisão e análise crítica -comparativa entre os diversos métodos de determinação da capacidade de suporte". *Dissertação de Mestrado, PUC/RJ*
- D'APPOLONIA, D.J; D'APPLONIA, E. e BRISSETTE, R.F. (1968) - "Settlement of spread footings on sand". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol 94, nº SM3, pp 735-760
- D'APPOLONIA, D.J; D'APPOLONIA, E. e BRISSETTE, R.F. (1970) - "Discussion on settlement of spread footings on sand". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, SM2, March, pp 754
- DE BEER, E.E. (1945) - "Etudes des foundations sur pilotis et des foundations directes". *L'appareil de pénétration en profondeur - Annales des Travaux Publics de Belgique*, April, June, August
- DE BEER, E.E. (1965) - "Bearing capacity and settlement of shallow foundation on sand" - *Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundation, Duke University, lecture 3*, pp 15-33

- GIBBS, H.J. e HOLTZ, W.G. (1957) - "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing" - 4^o International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering - Londres, vol 1, pp 35-39
- GIROUD, J.P. (1972) - "Tables pour le calcul des fondations" Dunod, Paris
- HARR, M.E. (1977) - "Mechanics of Particulate Media", McGraw - Hill, Inc.
- HOUSEL, W.S. (1929) - "A practical method for the selection of foundations based on fundamental research in Soil Mechanics" - University of Michigan Engineering Research Bull, nº 13, Ann Harbour, USA
- HOUSEL, W.S. (1939) - "Research in foundations and soil mechanics" - 2nd Congress of International Association of Bridge and Structural Engineering, Reprint from the Final Report, Verlag v. W. Ernst & Sohn, Berlin
- JARDIM, W.F.D. (1980) - "Estudo da pressão admissível das fundações diretas em solo residual de gnaiss através de provas de carga em placas". Dissertação de Mestrado, COPPE/RJ
- JORDEN, E.E. (1977) - "Settlement in sand method of calculation and factors affecting" - Ground Engineering, January
- KERISEL, J e QUATRE, M. (1968) - "Settlements under foundations: calculation using the triaxial apparatus". Civil Engineering and Public Works Review, pp 661-666
- LOPES, F.R. (1980) - "Undrained bearing capacity of piles and plates studied by the finite element method". Ph.D. thesis, University of London

- MACCARINI, M. (1980) - "Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto no solo residual gnáissico jovem do Campo Experimental da PUC/RJ, Gávea, RJ". Dissertação de Mestrado, PUC/RJ
- MEYERHOF, G.G. (1965) - "Shallow Foundations" - Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol 91, SM2, pp 21
- NONWEILER, E. (1963) - "Settlement of a grain silo on fine sand" - Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 1, Wiesbaden, Germany, pp 285-294
- OWEIS, I.S. (1979) - "Equivalent linear model for predicting settlements of sand bases". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 105, nº GT 12, pp 1525 - 1544
- PARRY, R.H.G. (1971) - "A direct method of estimating settlements in sand from SPT values" - Symposium Interaction of Structure and Foundation, Midland Soil Mechanics and Foundation Engineering Society, Birmingham, pp 29
- PARRY, R.H.G. (1977) - "Estimating bearing capacity in sand from SPT values" - Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT 9, pp 1014-1019
- PARRY, R.H.G. (1978) - "Estimating foundations settlements in sand from plate bearing tests". Géotechnique 28, nº 1, pp 107-118
- PECK, R.B.; BAZARAA, A.R.; GIBBS, H.J. e HOLTZ, W.G. (1969) - Discussion of "Settlements of spread footings on sand". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol 95, SM3, pp 900
- PECK, R.B.; HANSON, W.E. e THORNBURN, T.H. (1974) - "Foundation engineering" - John Willey e Sons Inc, 2nd edition, NY

- ROCHA, FILHO, P. (1979) - "Behaviour in cone penetration tests in saturated sands". Ph.D. Thesis, University of London
- ROMANEL, C. (1981) - "Estudo sobre recalque de fundações superficiais em solo linearmente heterogêneo pela Teoria da Elasticidade Linear" - Dissertação de Mestrado, PUC/RJ
- SANGLERAT, G. (1972) - "The penetrometer and soil exploration". Elsevier - North Holland
- SCHIFFMAN, R.L. e AGGARWALA, D.B. (1961) - "Stresses and displacements produced in a semi-infinite elastic solid by a rigid elliptical footing". Proceedings 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 1, pp 795-801
- SCHMERTMANN, J.H. (1970) - "Static cone to compute static settlement over sand" - Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol 98, SM3, pp 1011-1043
- SCHMERTMANN, J.H.; HARTMAN, J.P. e BROWN, P.R. (1978) - "Improved strain influence factor diagrams" - Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 104, GT8, pp 1131-1135
- SCHULTZE, E. e MELZER, K.J. (1965) - "The determination of the density and modulus of compressibility of non-cohesive soils by soundings" - Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, vol 1, pp 354
- SCHULTZE, E. e SHERIF, G. (1973) - "Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand" - Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Moscou, vol 2.3
- SUTHERLAND, J.B. (1974) - General Report. Session 1, Conference on settlement of structures, Cambridge.

- TERZAGHI, K. e PECK, R. (1948) - "Soil mechanics in engineering practice". John Wiley & Sons Inc., 1st edition, N.Y.
- THOMAS, D. (1968) - "Deep sounding test results and the settlement of spread footings on normally consolidated sands", *Geotechnique*, vol 18, London, pp 472-488
- THORNBURN, S. (1963) - "Tentative correction chart from the SPT in non-cohesive soils" - *Civil Engineering and Public Works Review*, June, p 752
- TOMLINSON, M.J. (1969) - "Foundation design and construction". Pitman Publishing, 2nd edition, p 785
- VELLOSO, P.P. (1977) - "Fundações - aspectos geotécnicos" - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, Abril
- VELLOSO, P.P.; GRILLO, S.O. e PENEDO, E.J. (1978) - "Observações sobre a capacidade de carga e o módulo de deformação do solo por meio de provas de carga e ensaios de laboratório". 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, vol 1, pp 305
- VESIC, A.S. (1970) - "Tests on instrumental piles", Ogeechee River Site; *Journal Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol 96, nº SM2, March
- WEBB, D.L. (1969) - "Settlement of structures on deep alluvial sand sediments in Durban, South Africa" - British Geotechnical Society Conference on In-Situ Investigations in Soils and Rocks, Session III, paper 16, London, England

APENDICE 1

APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES AOS ENSAIOS
 REALIZADOS POR SONDOTÉCNICA S.A. NA REFINARIA DO PLANALTO
 CAMPINAS, SP

- pressão aplicada - $q = 0,5 \text{ kgf/cm}^2$
- valores dos ensaios de penetração dinâmica (N) e estática (cone):

PROFUNDIDADE (m)	S-367		S-305	
	N	q_c (kgf/cm ²)	N	q_c (kgf/cm ²)
1	6	12	6	8
2	8	20	6	12
3	5	30	6	14
4	4	38	5	16

- valores dos recalques observados

S-367

$$\emptyset = 0,30\text{m} \rightarrow w = 1,5 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0,60\text{m} \rightarrow w = 1,8 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0,80\text{m} \rightarrow w = 3,4 \text{ mm}$$

S-305

$$\emptyset = 0,30\text{m} \rightarrow w = 1,3 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0,60\text{m} \rightarrow w = 2,9 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0,80\text{m} \rightarrow w = 3,0 \text{ mm}$$

1) Terzaghi e Peck (1948)

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

SONDAGEM	Q(m)	C _w	C _d	q(kgf/cm ²)	N	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
367	0,30	1,0	1,0	0,5	6	0,30	1,00	0,25	6,4
	0,60	1,0	1,0	0,5	7	0,60	2,00	0,38	9,7
	0,80	1,0	1,0	0,5	7	0,80	2,62	0,45	11,4
305	0,30	1,0	1,0	0,5	6	0,30	1,00	0,25	6,4
	0,60	1,0	1,0	0,5	6	0,60	2,00	0,44	11,3
	0,80	1,0	1,0	0,5	6	0,80	2,62	0,52	13,3

2) Meyerhof (1965)

$$w_M = \frac{w_{TP}}{1,5}$$

SONDAGEM	Q(m)	w _{TP} (mm)	w _M (mm)
367	0,30	6,4	4,2
	0,60	9,7	6,5
	0,80	11,4	7,5
305	0,30	6,4	4,2
	0,60	11,3	7,5
	0,80	13,3	8,9

3) Peck e Bazaraa (1969)

$$N_c = 4N$$

$$w = k \cdot C_d \cdot \frac{2q}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

SOND.	ϕ (m)	k	C_d	q (kg/cm ²)	N	N_c	B(m)	B(ft)	w(po1)	w(mm)
367	0,30	1,0	1,0	0,5	6	24	0,30	1,00	0,04	1,1
	0,60	1,0	1,0	0,5	7	28	0,60	2,00	0,06	1,6
	0,80	1,0	1,0	0,5	7	28	0,80	2,62	0,07	1,9
305	0,30	1,0	1,0	0,5	6	24	0,30	1,00	0,04	1,1
	0,60	1,0	1,0	0,5	6	24	0,60	2,00	0,07	1,9
	0,80	1,0	1,0	0,5	6	24	0,80	2,62	0,09	2,2

4) Tomlinson (1969)

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2 ; N_c = 4N$$

SOND.	ϕ (m)	C_w	C_d	q (kg/cm ²)	N	N_c	B(m)	B(ft)	w(po1)	w(mm)
367	0,30	1,0	1,0	0,5	6	24	0,30	1,00	0,06	1,6
	0,60	1,0	1,0	0,5	7	28	0,60	2,00	0,10	2,5
	0,80	1,0	1,0	0,5	7	28	0,80	2,62	0,11	2,9
305	0,30	1,0	1,0	0,5	6	24	0,30	1,00	0,06	1,6
	0,60	1,0	1,0	0,5	6	24	0,60	2,00	0,11	2,8
	0,80	1,0	1,0	0,5	6	24	0,80	2,62	0,13	3,3

5) Sutherland (1974)

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{q}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

COND.	ϕ (m)	C_w	C_d	q (kg/cm ²)	N	B(m)	B(ft)	w (pol)	w(mm)
367	0,30	1,0	1,0	0,5	6	0,30	1,00	0,08	2,1
	0,60	1,0	1,0	0,5	7	0,60	2,00	0,13	3,2
	0,80	1,0	1,0	0,5	7	0,80	2,62	0,15	3,8
305	0,30	1,0	1,0	0,5	6	0,30	1,00	0,08	2,1
	0,60	1,0	1,0	0,5	6	0,60	2,00	0,15	3,8
	0,80	1,0	1,0	0,5	6	0,80	2,62	0,17	4,4

6) Alpan (1964)

$$w_r = a_o \cdot q \cdot \left(\frac{2B}{B+0,30} \right)^2$$

da Fig. 2.7 → valor de N corrigido

N=6 → Ncorrig = 25

N=7 → Ncorrig = 30

da Fig. 2.9 → $a_o = \dots \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{kN}$

SOND.	ϕ (m)	a_o (m ³ /kN)	q (kN/m ²)	B(m)	w_r (mm)
367	0,30	$3,3 \times 10^{-5}$	50	0,30	1,7
	0,60	$2,3 \times 10^{-5}$	50	0,60	2,0
	0,80	$2,3 \times 10^{-5}$	50	0,80	2,4
305	0,30	$3,3 \times 10^{-5}$	50	0,30	1,7
	0,60	$3,3 \times 10^{-5}$	50	0,60	2,6
	0,80	$3,3 \times 10^{-5}$	50	0,80	3,3

7) D'Appolonia et al. (1970)

$$w = q \cdot B \cdot \frac{I}{M} \quad ; \quad I = \mu_0 \cdot \mu_1$$

da Figura 2.11 $\rightarrow \mu_1 = 0,63$

da Figura 2.12 $\rightarrow \mu_0 = 1,00$

da Figura 2.13 $\rightarrow M \rightarrow$ normalmente adensado

SOND.	ϕ (m)	q(kg/cm ²)	B(cm)	M(kg/cm ²)	I	w (mm)
367 305	0,30	0,5	30	250	0,63	0,4
	0,60	0,5	60	250	0,63	0,8
	0,80	0,5	80	250	0,63	1,0

8) Parry (1971, 1978)

$$w = C_d \cdot C_t \cdot C_w \cdot \frac{a \cdot q \cdot B}{N}$$

da Figura 2.14: $C_d = 1,0$

da Figura 2.15: $C_t = 1,0$

a - modificado Parry (1977, 1978)

SOND.	ϕ (m)	C_w	C_d	C_t	a (m ² /kN)	q(MN/m ²)	B(m)	N	w(mm)
367	0,30	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,05	0,30	6	0,8
	0,60	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,05	0,60	7	1,4
	0,80	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,05	0,80	7	1,7
305	0,30	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,05	0,30	6	0,8
	0,60	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,05	0,60	6	1,5
	0,80	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,05	0,80	6	2,0

9) Schultze e Sherif (1973)

$$w = \frac{p \cdot f}{1,71 N^{0,87} \sqrt{B/B_1}} \cdot \frac{1}{1 + 0,4 \cdot D/B} \cdot B$$

ou pela figura 2.16 → coeficiente de recalque

SOND.	Q(m)	N	B(cm)	ds/B	L/B	coeficiente de recalque (cm ³ /kg)	w(mm)
367	0,30	6	30	2,0	1,0	1,8	1,9
	0,60	7	60	2,0	1,0	2,0	1,8
	0,80	7	80	2,0	1,0	2,2	2,0
305	0,30	6	30	2,0	1,0	1,8	1,9
	0,60	6	60	2,0	1,0	2,0	2,1
	0,80	6	80	2,0	1,0	2,2	2,3

10) Peck, Hanson e Thornburn (1974)

$$N_c = 2N$$

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

SOND.	Q(m)	C _w	C _d	q(kg/cm ²)	N	N _c	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
367	0,30	1,0	1,0	0,5	6	12	0,30	1,00	0,13	3,2
	0,60	1,0	1,0	0,5	7	14	0,60	2,00	0,19	4,8
	0,80	1,0	1,0	0,5	7	14	0,80	2,62	0,22	5,7
305	0,30	1,0	1,0	0,5	6	12	0,30	1,00	0,13	3,2
	0,60	1,0	1,0	0,5	6	12	0,60	2,00	0,22	5,7
	0,80	1,0	1,0	0,5	6	12	0,80	2,62	0,26	6,7

11) Oweis (1979)

Q (m)	CAM	h_i (m)	$\frac{Z i-i/2}{B/2}$	σ'_v (kN/m ²)	$\sigma'_{m,0}$ (kN/m ²) ko=0,5	α (Fig.2.18)	$\Delta\sigma_m$ ($\alpha \cdot q$) (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)	σ_m (psf)	K_{\max} 17,2 (NB) ^{0,42}
0,30	A	0,15	0,5	1,05	0,70	0,48	24,0	24,7	515	73,74
	B	0,15	1,5	3,15	2,10	0,15	7,5	9,6	200	73,74
	C	0,15	2,5	5,25	3,50	0,06	3,0	6,5	135	73,74
	D	0,15	3,5	7,35	4,90	0,03	1,5	6,4	133	73,74
0,60	A	0,30	0,5	2,10	1,40	0,48	24,0	25,4	529	73,74
	B	0,30	1,5	6,30	4,20	0,15	7,5	11,7	244	73,74
	C	0,30	2,5	10,50	7,00	0,06	3,0	10,0	208	73,74
	D	0,30	3,5	14,70	9,80	0,03	1,5	11,3	235	73,74
0,80	A	0,40	0,5	2,80	1,87	0,48	24,0	25,9	540	73,74
	B	0,40	1,5	8,40	5,60	0,15	7,5	13,1	273	73,74
	C	0,40	2,5	14,00	9,33	0,06	3,0	12,3	256	73,74
	D	0,40	3,5	19,60	13,10	0,03	1,5	14,6	304	73,74

11) Oweis (1979)

ϕ (m)	CAM	E_{\max} (ksf)	E_{\max} (kN/m ²)	F_i	ψ_i	λ_i	E/E_{\max}	E (kN/m ²)	$\frac{w(m)}{q \cdot B} \cdot \psi$	w (mm)
0,30	A	1.673	80.322	0,00	0,06	0,00001	0,1	8.032	0,00011	0,1
				0,06						
	B	1.043	50.055	0,06	0,23	0,0001	0,1	5.006	0,00069	0,7
				0,29						
	C	857	41.124	0,29	0,13	0,0001	0,1	4.112	0,00047	0,5
				0,42						
	D	850	40.819	0,42	0,06	0,00002	0,1	4.082	0,00022	0,2
				0,48						
										1,5

0,60	A	1.696	81.407	0,00	0,06	0,0001	0,1	8.141	0,00022	0,2
				0,06						
	B	1.152	55.288	0,06	0,23	0,0004	0,1	5.529	0,00125	1,3
				0,29						
	C	1.063	51.046	0,29	0,13	0,0003	0,1	5.105	0,00076	0,8
				0,42						
	D	1.130	54.258	0,42	0,06	0,0001	0,1	5.426	0,00033	0,3
				0,48						
										2,6

0,80	A	1.714	82.249	0,00	0,06	0,00003	0,1	8.225	0,00029	0,3
				0,06						
	B	1.218	58.481	0,06	0,23	0,0002	0,1	5.848	0,00157	1,6
				0,29						
	C	1.180	56.631	0,29	0,13	0,0001	0,1	5.663	0,00092	0,9
				0,42						
	D	1.286	61.712	0,42	0,06	0,00004	0,1	6.171	0,00039	0,4
				0,48						
										3,2

12) Arnold (1980)

$$\rightarrow \text{carga aplicada: } q = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow D_r = 25,6 + 20,37 \sqrt{\frac{1,26 (N-2,4)}{0,0208 \gamma H + 1,36}} - 1$$

\rightarrow da Figura 2.23: I_σ

$$\rightarrow Q = 19,63 D_r - 263,3$$

$$\rightarrow \alpha = 0,032766 - 0,0002134 D_r$$

$$\rightarrow m = 0,788 + 0,0025 D_r$$

Aplicando os valores na fórmula e fazendo o somatório:

$$\bar{w} = 43,060 \text{ B} \sum_{z=0}^{z=2B} \cdot \frac{\alpha \ln \left(\frac{1}{1 - I_\sigma \cdot q/Q} \right)}{\left[1 + (3,281 \text{ B})^m \right]^2} \cdot \Delta z$$

S 305

S 367

λ (m)	CAM	PERFIL (m)	Δz (m)	γH (kN/m ²)	N	D_r (%)	Q(kN/m ²)	α (m)	I_σ	q(kN/m ²)	m	w(mm)
0,30	A	0,30	0,30	2,10	6	56,0	836	0,0210	0,75	45,8	0,79	0,83
	B	0,30	0,60	6,30	6	54,7	810	0,0211	0,25	41,6	0,92	0,13
												1,0
0,60	A	0,30	0,30	2,10	6	56,0	836	0,0210	0,875	45,8	0,79	1,1
	B	0,30	0,60	6,30	6	54,7	810	0,0211	0,625	41,6	0,92	0,7
	C	0,30	0,90	10,50	6	53,5	787	0,0214	0,375	37,4	0,92	0,4
	D	0,30	1,20	14,70	7	57,7	869	0,0205	0,125	33,2	0,93	0,1
												2,3
0,80	A	0,40	0,40	2,80	6	55,8	832	0,0209	0,875	44,4	0,93	1,2
	B	0,40	0,80	8,40	6	54,1	799	0,0212	0,625	38,8	0,92	0,8
	C	0,40	1,20	14,00	7	57,9	873	0,0205	0,375	33,2	0,93	0,3
	D	0,40	1,60	19,60	7	56,4	844	0,0207	0,125	27,6	0,93	0,1
												2,4

13) Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982)

$$w = f_c \cdot f_1 \cdot \frac{q \cdot B}{E_m}$$

Q (m)	f_c (Fig.2.27)	f_1 (Fig.2.26)	q (kN/ m ²)	B (m)	E_m (kN/m ²) (Fig.2.25)	w (m)	w (mm)
0,30	0,67	1,0	50	0,30	5.000	0,0020	2,0
0,60	0,67	1,0	50	0,60	5.000	0,0040	4,0
0,80	0,67	1,0	50	0,80	5.000	0,0053	5,3

14) Buisman - De Beer (1965)

$$C = 1,5 \frac{q_{\text{cone}}}{\sigma'_{v,0}}$$

$$w = \frac{1}{C} \log_e \frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}} \cdot H$$

SOND.	z (m)	CAMADA	q_{cone} (kN/m ²)	$\sigma'_{v,0}$ (kN/m ²)	C	$\sigma'_{v,0} + \Delta p$	$\frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}}$	$\log_e \frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}}$	H(mm)	w(mm)
367	0,30	0 - 0,60	1200	4,20	429	54,20	12,90	1,11	600	1,6
	0,60	0 - 0,60	1200	4,20	429	54,20	12,90	1,11	600	3,9
		0,60-1,20	1500	12,60	179	62,60	4,97	0,70	600	
	0,80	0 - 0,80	1200	5,60	321	55,60	9,93	1,00	800	6,1
		0,80-1,60	1500	16,80	134	66,80	3,98	0,60	800	
305	0,30	0 - 0,60	800	4,20	286	54,20	12,90	1,11	600	2,3
	0,60	0 - 0,60	800	4,20	286	54,20	12,90	1,11	600	5,8
		0,60-1,20	1000	12,60	119	62,60	4,97	0,70	600	
	0,80	0 - 0,80	800	5,60	214	55,60	9,93	1,00	800	9,1
		0,80-1,60	1000	16,80	89	66,80	3,98	0,60	800	

15) Meyerhof (1965)

$$w_M = \frac{w_{B-DB}}{1,5}$$

SOND.	\varnothing (m)	w_{B-DB} (mm)	w_M (mm)
367	0,30	1,6	1,1
	0,60	3,9	2,6
	0,80	6,1	4,1
305	0,30	2,3	1,5
	0,60	5,8	3,9
	0,80	9,1	6,1

16) Barata (1970)

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I \quad ; \quad E = m \cdot q_c \quad ; \quad m=5,0$$

SOND.	\varnothing (m)	q (kg/cm ²)	B (cm)	E (kg/cm ²)	$1 - \nu^2$	$1 - \nu^2/E$	I	w (mm)
367	0,30	0,5	30	60	0,91	0,015	0,80	1,8
	0,60	0,5	60	75	0,91	0,012	0,80	2,9
	0,80	0,5	80	75	0,91	0,012	0,80	3,8
305	0,30	0,5	30	40	0,91	0,022	0,80	2,6
	0,60	0,5	60	50	0,91	0,018	0,80	4,3
	0,80	0,5	80	50	0,91	0,018	0,80	5,8

17) Schmertmann (1970)

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

$$C_1 = 1,0 \quad ; \quad C_2 = 1,0$$

SOND.	h (m)	CAMADA	Δq (kN/m ²)	Δz (mm)	q_c (kN/m ²)	$E = 2 q_c$	I_z	$I_z \cdot \Delta z / E$	w (mm)	
367	0,30	0 - 0,60	47,9	600	1.200	2.400	0,18	0,046	2,2	
	0,60	0 - 0,60	45,8	600	1.200	2.400	0,09	0,023		
		0,60-1,20		600	1.500	3.000	0,27	0,054		
									0,077	3,5
	0,80	0 - 0,80	44,4	800	1.200	2.400	0,12	0,040		
		0,80-1,60		800	1.500	3.000	0,36	0,096		
								0,136	6,0	
305	0,30	0 - 0,60	47,9	600	800	1.600	0,18	0,068	3,4	
	0,60	0 - 0,60	45,8	600	800	1.600	0,09	0,034		
		0,60-1,20		600	1.000	2.000	0,27	0,081		
									0,115	5,3
	0,80	0 - 0,80	44,4	800	800	1.600	0,12	0,060		
		0,80-1,60		800	1.000	2.000	0,36	0,144		
								0,204	9,1	

18) Schmertmann et al. (1978)

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{v,0}} \right)^{1/2}$$

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

SOND.	Q(m)	Δq (kN/m ²)	σ' _{v,0} (kN/m ²)	I _{zp}	CAM	z(mm)	q _c (kN/m ²)	E=2,5 q _c	I _z	Iz · Δz / E	w(mm)	
367	0,30	47,9	2,1	1,0	A	600	1.200	3.000	0,50	0,090	4,3	
	0,60	45,8	4,2	0,9	A	300	1.200	3.000	0,45	0,045		
					B	900	1.500	3.750	0,45	0,108		
											0,152	7,0
	0,80	44,4	5,6	0,8	A	400	1.200	3.000	0,35	0,047		
					B	1.200	1.500	3.750	0,40	0,128		
										0,175	7,8	
305	0,30	47,9	2,1	1,0	A	600	800	2.000	0,45	0,135	6,5	
	0,60	45,8	4,2	0,9	A	300	800	2.000	0,40	0,060		
					B	900	1.000	2.500	0,45	0,162		
											0,222	10,2
	0,80	44,4	5,6	0,8	A	400	800	2.000	0,35	0,070		
B					1.200	1.000	2.500	0,40	0,192			
											11,6	

19) Harr (1978)

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \Delta z}{E} \quad ; \quad C_1 = 1,0 \quad e \quad C_2 = 1,0$$

SOND.	Q (m)	CAMADA	Δz (ft)	Z/(B/2)	q_c (ton/ft ²)	σ'_0 (ton/ft ²)	D_r^2	E(ton/ ft ²)	I_z	Δq (ton/ft ²)	w(ft)	w(mm)
367	0,30	0 - 0,60	2,0	2,0	12	0,042	0,23	29,52	0,24	0,48	0,0078	2,3
	0,60	0 - 0,60	2,0	1,0	12	0,042	0,23	29,52	0,60	0,46	0,022	6,7
		0,60-1,20	2,0	3,0	15	0,126	0,21	36,30	0,10			
	0,80	0 - 0,80	2,62	1,0	12	0,056	0,23	29,52	0,60	0,44	0,026	8,0
		0,80-1,60	2,62	3,0	15	0,168	0,19	35,30	0,10			
	305	0,30	0 - 0,60	2,0	2,0	8	0,042	0,15	18,40	0,24	0,48	0,0125
0,60		0 - 0,60	2,0	1,0	8	0,042	0,15	18,40	0,60	0,46	0,0340	10,2
		0,60-1,20	2,0	3,0	10	0,126	0,17	23,40	0,10			
0,80		0 - 0,80	2,62	1,0	8	0,056	0,15	18,40	0,60	0,44	0,0427	12,8
		0,80-1,60	2,62	3,0	10	0,168	0,14	22,80	0,10			

APÊNDICE 2

APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES AOS
ENSAIOS REALIZADOS EM ADRIANÓPOLIS (RJ)

- pressão aplicada: $q = 2,5 \text{ kgf/cm}^2$

- valor de N_{SPT} medido na base da fundação e a uma profundidade igual a $2B$ abaixo da base da fundação para as placas de 0,30m, 0,60m e 0,80m de diâmetro: $N=18$

- valor do recalque observado

$$\phi = 0,30\text{m} \rightarrow w = 5,5\text{mm}$$

$$\phi = 0,60\text{m} \rightarrow w = 7,5\text{mm}$$

$$\phi = 0,80\text{m} \rightarrow w = 9,3\text{mm}$$

1) Terzaghi e Peck (1948).

a) pela fórmula:

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

ϕ (m)	C_w	C_d	q	N	B (m)	B (ft)	w (pol)	w (mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	18	0,30	1,00	0,42	10 ,6
0,60	1,0	1,0	2,5	18	0,60	2,00	0,74	18 ,8
0,80	1,0	1,0	2,5	18	0,80	2,62	0,87	22 ,2

b) pela figura 2.3 → obtém-se a pressão admissível para 25mm de recalque e faz-se uma regra de três.

2) Meyerhof (1965)

- aumentando 50% na pressão admissível

$$w_M = \frac{w_{TP}}{1,5}$$

ϕ (m)	w_{TP} (mm)	w_M (mm)
0,30	10,6	7,1
0,60	18,8	12,5
0,80	22,2	14,8

3) Peck e Bazaraa (1969)

$$N_c = 4N$$

$$w = k \cdot C_d \cdot \frac{2q}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

ϕ (m)	k	C_d	q(kg/cm ²)	N	N_c	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	18	72	0,30	1,00	0,07	1,8
0,60	1,0	1,0	2,5	18	72	0,60	2,00	0,12	3,1
0,80	1,0	1,0	2,5	18	72	0,80	2,62	0,15	3,7

4) Tomlinson (1969)

$$N_c = 4N$$

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N_c} \cdot \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

ϕ (m)	C_w	C_d	q (kgf/cm ²)	N	N_c	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	18	72	0,30	1,00	0,10	2,5
0,60	1,0	1,0	2,5	18	72	0,60	2,00	0,19	4,7
0,80	1,0	1,0	2,5	18	72	0,80	2,62	0,22	5,5

5) Sutherland (1974)

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{q}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

ϕ (m)	C_w	C_d	q (kgf/cm ²)	N	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	18	0,30	1,00	0,14	3,5
0,60	1,0	1,0	2,5	18	0,60	2,00	0,25	6,3
0,80	1,0	1,0	2,5	18	0,80	2,62	0,29	7,4

6) Alpan (1964)

$$w_r = a_o \cdot q \cdot \left(\frac{2B}{B + 0,30} \right)^2$$

da Figura 2.7 : valor de N corrigido - 34

da Figura 2.9 : $a_o = 1,8 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{kN}$

ϕ (m)	a_o (m^3/kN)	q (kN/m^2)	B (m)	w_r (mm)
0,30	$1,8 \times 10^{-5}$	250	0,30	4,5
0,60	$1,8 \times 10^{-5}$	250	0,60	8,0
0,80	$1,8 \times 10^{-5}$	250	0,80	9,5

7) D'Appolonia et. al. (1970)

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1}{M} \cdot I$$

$$I = \mu_o \cdot \mu_1$$

da Figura 2.11: $\mu_1 = 0,63$

da Figura 2.12: $\mu_o = 1,00$

da Figura 2.13 $\rightarrow M \rightarrow$ normalmente adensado

ϕ (m)	q (kg/cm^2)	B (cm)	M (kgf/cm^2)	I	w (mm)
0,30	2,5	30	330	0,63	1,5
0,60	2,5	60	330	0,63	2,8
0,80	2,5	80	330	0,63	3,8

8) Parry (1971, 1978)

$$w = C_d \cdot C_t \cdot C_w \cdot \frac{a \cdot q \cdot B}{N}$$

da Figura 2.14: $C_d = 1,0$

da Figura 2.15: $C_t = 1,0$

a - modificado Parry (1971, 1978)

ϕ (m)	C_d	C_t	C_w	a (m^2/kN)	q (MN/m^2)	B (m)	N	w (mm)
0,30	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,25	0,30	18	1,3
0,60	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,25	0,60	18	2,5
0,80	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,25	0,80	18	3,3

9) Schultze e Sherif (1973)

$$w = \frac{p \cdot f}{1,71 \cdot N^{0,87} \sqrt{B/B_1}} \cdot \frac{1}{1 + 0,4 D/B} \cdot B$$

ou pela Figura 2.16

ϕ (m)	ds/B	L/B	coef. de recalque (cm^3/kg)	B (cm)	w (mm)
0,30	2,0	1,0	1,8	30	3,6
0,60	2,0	1,0	2,0	60	4,0
0,80	2,0	1,0	2,2	80	4,4

10) Peck, Hanson e Thornburn (1974)

$$N_c = 2N$$

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

ϕ (m)	C_w	C_d	q (kg/cm ²)	N	N_c	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	18	36	0,30	1,00	0,21	5,3
0,60	1,0	1,0	2,5	18	36	0,60	2,00	0,37	9,4
0,80	1,0	1,0	2,5	18	36	0,80	2,62	0,44	11,1

11) Oweis (1979)

ϕ (m)	CAM	h_i (m)	$\frac{Z_i - i/2}{(B/2)}$	σ'_v (kN/m ²)	$\sigma'_{m,0}$ ($k_0=0,5$) (kN/m ²)	α (Fig. 2.18)	$\Delta\sigma_m$ ($\alpha \cdot q$) (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)	σ_m (psf)	$k_{\max.} = 17,2N_B^{0.42}$
0,30	A	0,15	0,5	1,23	0,82	0,48	120,0	120,8	2.517	103,7
	B	0,15	1,5	3,70	2,47	0,15	37,5	40,0	833	103,7
	C	0,15	2,5	6,17	4,11	0,06	15,0	19,1	398	103,7
	D	0,15	3,5	8,63	5,75	0,03	7,5	13,3	277	103,7

0,60	A	0,30	0,5	2,47	1,65	0,48	120,0	121,7	2.535	103,7
	B	0,30	1,5	7,40	4,93	0,15	37,5	42,5	885	103,7
	C	0,30	2,5	12,33	8,22	0,06	15,0	23,2	483	103,7
	D	0,30	3,5	17,26	11,51	0,03	7,5	19,0	396	103,7

0,80	A	0,40	0,5	3,29	2,19	0,48	120,0	122,2	2.546	103,7
	B	0,40	1,5	9,86	6,57	0,15	37,5	44,1	781	103,7
	C	0,40	2,5	16,44	10,96	0,06	15,0	25,0	542	103,7
	D	0,40	3,5	23,02	15,34	0,03	7,5	22,8	475	103,7

11) Oweis (1979)

D (m)	CAM	$E_{m\bar{a}x.} = k_{m\bar{a}x} \sqrt{\sigma_m}$	$E_{m\bar{a}x}$ (kN/m ²)	F_i	Ψ_i	λ_i $\frac{q \cdot B}{h_i E_{m\bar{a}x.}} \cdot \Psi_i$	$E/E_{m\bar{a}x}$	E (kN/m ²)	$w(m)$ $\frac{q \cdot B}{E} \cdot \Psi$	w (mm)
0,30	A	5.203	249.744	0,00	0,06	0,0001	0,1	24.974	0,00018	0,2
				0,06						
	B	2.993	143.662	0,06	0,23	0,0008	0,1	14.366	0,00120	1,2
				0,29						
C	2.069	99.303	0,29	0,13	0,0007	0,1	9.930	0,0010	1,0	
			0,42							
D	1.726	82.844	0,42	0,06	0,0004	0,1	8.284	0,0005	0,5	
			0,48							
										2,9
0,60	A	5.221	250.616	0,00	0,06	0,0001	0,1	25.062	0,0004	0,4
				0,06						
	B	3.084	148.078	0,06	0,23	0,0008	0,1	14.808	0,0023	2,3
				0,29						
C	2.279	109.394	0,29	0,13	0,0006	0,1	10.939	0,0018	1,8	
			0,42							
D	2.064	99.053	0,42	0,06	0,0003	0,1	9.905	0,0010	1,0	
			0,48							
										5,5
0,80	A	5.232	251.159	0,00	0,06	0,0002	0,1	25.116	0,0005	0,5
				0,06						
	B	2.898	139.106	0,06	0,23	0,0010	0,1	13.912	0,0033	3,3
				0,29						
C	2.414	115.883	0,29	0,13	0,0009	0,1	11.588	0,0022	2,2	
			0,42							
D	2.260	108.484	0,42	0,06	0,0008	0,1	10.848	0,0011	1,1	
			0,48							
										7,1

12) Arnold (1980)

carga aplicada: $q = 250 \text{ kN/m}^2$

$$\rightarrow D_r = 25,6 + 20,37 \sqrt{\frac{1,26 (N-2,4)}{0,0208 \gamma H + 1,36} - 1}$$

\rightarrow da Figura 2.23 : I_σ

$$\rightarrow Q = 19,63 D_r - 263,3$$

$$\rightarrow \alpha = 0,032766 - 0,0002134 D_r$$

$$\rightarrow m = 0,788 + 0,0025 D_r$$

Aplicando os valores na fórmula e fazendo somatório, obtém-se o recalque total:

$$w = 43,060 B \sum_{z=0}^{z=2B} \frac{\alpha \ln \left(\frac{1}{1 - I_\sigma \cdot q/Q} \right)}{\left[1 + (3,281 B)^m \right]^2} \cdot \Delta z$$

ϕ (m)	CAMADA	PERFIL (m)	Δz (m)	γH (kN/m ²)	N	D_r (%)	Q (kN/m ²)	α (m)	I_σ	q (kN/m ²)	m	w (mm)
0,30	A	0,30	0,30	1,95	18	99	1680	0,0116	0,75	248,1	1,04	1,3
	B	0,30	0,60	5,85	18	97	1641	0,0121	0,25	244,2	1,03	0,9
												2,2
0,60	A	0,30	0,30	1,95	18	99	1680	0,0116	0,875	248,1	1,04	1,4
	B	0,30	0,60	5,85	18	97	1641	0,0121	0,625	244,2	1,03	1,0
	C	0,30	0,90	9,75	18	95	1602	0,0125	0,375	240,3	1,03	1,8
	D	0,30	1,20	13,65	18	93	1563	0,0129	0,125	236,4	1,02	0,8
												5,0
0,80	A	0,40	0,40	2,60	18	99	1680	0,0116	0,875	247,4	1,04	1,6
	B	0,40	0,80	7,80	18	96	1621	0,0120	0,625	242,2	1,03	2,3
	C	0,40	1,20	13,00	18	93	1562	0,0129	0,375	237,0	1,02	2,3
	D	0,40	1,60	18,20	18	91	1523	0,0133	0,125	231,8	1,02	1,0
												7,2

13) Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982)

$$w = f_c \cdot f_1 \cdot \frac{q \cdot B}{E_m}$$

ϕ (m)	f_c (Fig 2.27)	f_1 (Fig 2.26)	q (kN/m ²)	B (m)	E_m (kN/m ²)	w (m)	w (mm)
0,30	0,67	1,0	250	0,30	8.000	0,0063	6,3
0,60	0,67	1,0	250	0,60	8.000	0,0126	12,6
0,80	0,67	1,0	250	0,80	8.000	0,0 168	16,8

14) Buisman - De Beer (1965)

$$C = 1,5 \frac{q_{cone}}{\sigma'_{v,0}}$$

$$w = \frac{1}{C} \cdot \log_e \frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}} H$$

ϕ (m)	CAMADA	q_{cone} (kN/m ²)	$\sigma'_{v,0}$ (kN/m ²)	C	$\sigma'_{v,0} + \Delta p$	$\frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}}$	$\log_e \frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}}$	H (mm)	w (mm)
0,30	0-0,60	3.600	5,0	1.091	255,0	51,5	3,94	600	2,2
0,60	0-0,60	3.600	5,0	1.091	255,0	51,5	3,94	600	6,9
	0,60-1,20	3.600	14,9	364	264,9	17,8	2,88	600	
0,80	0,0 - 0,80	3.600	6,6	818	256,6	38,9	3,66	800	11,2
	0,80-1,60	3.600	19,8	273	269,8	13,6	2,61	800	

15) Meyerhof (1965)

$$w_M = \frac{w_{B-DB}}{1,5}$$

ϕ (m)	w_{B-DB}	w_M (mm)
0,30	2,2	1,5
0,60	6,9	4,6
0,80	11,2	7,5

16) Barata (1970)

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I$$

$$E = m \cdot q_c ; m = 4,0$$

ϕ (m)	q (kg/cm ²)	B (cm)	$E = m q_c$ (kg/cm ²)	$1 - \nu^2$	$\frac{1 - \nu^2}{E}$	I	w (mm)
0,30	2,5	30	144	0,91	0,006	0,80	3,6
0,60	2,5	60	144	0,91	0,006	0,80	7,2
0,80	2,5	80	144	0,91	0,006	0,80	9,6

17) Schmertmann (1970)

carga aplicada: $q = 2,5 \text{ kgf/cm}^2$

$q_c = 4,5 \text{ N kg/cm}^2 = 450 \text{ NKN/m}^2$

$C_1 = 1,0$

$C_2 = 1,0$

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

z (m)	CAM	Δq (KN/m ²)	Δz (mm)	q_c (KN/m ²)	$E=2q_c$ (KN/m ²)	I_z	$I_z \cdot \Delta z / E$	w (mm)
0,30	A	245,0	600	3.600	7.200	0,18	0,0150	3,7
0,60	A	240,1	300	3.600	7.200	0,09	0,0038	
	B		900	3.600	7.200	0,27	0,0338	
							0,0376	9,0
0,80	A	236,8	400	3.600	7.200	0,12	0,0067	
	B		1.200	3.600	7.200	0,36	0,0600	
							0,0667	15,8

18) Schmertmann et al (1978)

$$q_c = 450 \text{ N kN/m}^2$$

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{v.o}} \right)^{1/2}$$

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

ϕ (m)	Δq (kN/m ²)	$\sigma'_{v.o}$ (kN/m ²)	I_{zp}	CAM	z(mm)	q_c (kN/m ²)	$E =$ $2,5q_c$	I_z	$\frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$	w(mm)
0,30	245,0	5,0	1,3	A	600	3.600	9.000	0,50	0,033	8,1
0,60	240,1	9,9	1,1	A	300	3.600	9.000	0,50	0,017	
				B	900	3.600	9.000	0,50	0,050	
									0,067	16,1
0,80	236,8	13,2	1,0	A	400	3.600	9.000	0,45	0,020	
				B	1.200	3.600	9.000	0,45	0,060	
									0,080	18,9

19) Harr (1978)

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

Φ (m)	CAMADA	Δz (ft)	$z/$ (B/2)	q_c (ton/ft ²)	σ'_0 (ton/ ft ²)	D_r^2	E (ton/ft ²)	I_z	Δq (ton/ft ²)	w(ft)	w(mm)
0,30	0 - 0,60	2,0	2,0	36	0,099	0,35	97,20	0,24	2,45	0,0121	3,6
0,60	0 - 0,60	2,0	1,0	36	0,099	0,35	97,20	0,60	2,40	0,0349	10,5
	0,60-1,20	2,0	3,0	36	0,297	0,26	90,72	0,10			
0,80	0 - 0,80	2,62	1,0	36	0,132	0,34	96,48	0,60	2,37	0,0456	13,7
	0,80-1,60	2,62	3,0	36	0,396	0,23	88,56	0,10			

APÊNDICE 3

APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES AOS ENSAIOS
REALIZADOS NA GÁVEA, PUC (RJ)

- pressão aplicada: $q = 2,5 \text{ kg/cm}^2$

- valor de N_{SPT} medido na base da fundação e a profundidade igual a $2B$ abaixo da base da fundação

$$D = 0,40\text{m} - N=20$$

$$D = 0,80\text{m} - N=22$$

$$D = 1,60\text{m} - N=20$$

- valor do recalque observado

$$D = 0,40\text{m} \rightarrow w = 0,8\text{mm}$$

$$D = 0,80\text{m} \rightarrow w = 2,7\text{mm}$$

$$D = 1,60\text{m} \rightarrow w = 1,6\text{mm}$$

1) Terzaghi e Peck (1948)

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

D (m)	C_w	C_d	q	N	B (m)	B (ft)	w (pol)	w (mm)
0,40	1,0	1,0	2,5	20	0,40	1,31	0,48	12,3
0,80	1,0	1,0	2,5	22	0,80	2,62	0,71	18,1
1,60	1,0	1,0	2,5	20	1,60	5,24	1,06	26,9

2) Meyerhof (1965)

- aumentando 50% na pressão admissível

$$w_M = \frac{w_{TP}}{1,5}$$

B (m)	w_{TP} (mm)	w_M (mm)
0,40	12,3	8,2
0,80	18,1	12,1
1,60	26,9	17,9

3) Peck e Bazaraa (1969)

$$N_C = 4 N$$

$$w = K \cdot C_d \cdot \frac{2q}{N_C} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

B (m)	K	C_d	q (kg/cm ²)	N	N_C	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,40	1,0	1,0	2,5	20	80	0,40	1,31	0,08	2,0
0,80	1,0	1,0	2,5	22	88	0,80	2,62	0,12	3,0
1,60	1,0	1,0	2,5	20	80	1,60	5,24	0,18	4,5

4) Tomlinson (1969)

$$N_c = 4N$$

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

ϕ (m)	C_w	C_d	q (kg/cm ²)	N	N_c	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,40	1,0	1,0	2,5	20	80	0,40	1,31	0,12	3,1
0,80	1,0	1,0	2,5	22	88	0,80	2,62	0,18	4,5
1,60	1,0	1,0	2,5	20	80	1,60	5,24	0,26	6,7

5) Sutherland (1974)

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{q}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

ϕ (m)	C_w	C_d	q (kg/cm ²)	N	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,40	1,0	1,0	2,5	20	0,40	1,31	0,16	4,1
0,80	1,0	1,0	2,5	22	0,80	2,62	0,24	6,0
1,60	1,0	1,0	2,5	20	1,60	5,24	0,35	9,0

6) Alpan (1964)

$$w_r = a_0 \cdot q \cdot \left(\frac{2B}{B + 0,30} \right)^2$$

da Figura 2.7: valor de N corrigido -

da Figura 2.9: $a_0 = 0,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{kN}$

ϕ (m)	a_0 (m^3/kN)	q (KN/m^2)	B (m)	w_r (mm)
0,40	$0,5 \times 10^{-5}$	250	0,40	1,6
0,80	$0,5 \times 10^{-5}$	250	0,80	2,5
1,60	$0,5 \times 10^{-5}$	250	1,60	3,8

7) D'Appolonia et al (1970)

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1}{M} \cdot I$$

$$I = \mu_0 \cdot \mu_1$$

da Figura 2.11: $\mu_1 = 0,63$

da Figura 2.12: $\mu_0 = 1,00$

da Figura 2.13 $\rightarrow M$ - prē-adensado

ϕ (m)	q (kg/cm^2)	B (cm)	M (kgf/cm^2)	I	w (mm)
0,40	2,5	40	620	0,63	1,0
0,80	2,5	80	740	0,63	1,6
1,60	2,5	160	620	0,63	3,9

8) Parry (1971, 1978)

$$w = C_d \cdot C_t \cdot C_w \cdot \frac{a \cdot q \cdot B}{N}$$

da Figura 2.14: $C_d = 1,0$

da Figura 2.15: $C_t = 1,0$

a = modificação Parry (1977, 1978)

ϕ (m)	C_d	C_w	C_t	a (m^2/kN)	q (MN/m^2)	B(m)	N	w(mm)
0,40	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,25	0,40	20	1,5
0,80	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,25	0,80	22	2,7
1,60	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,25	1,60	20	6,0

9) Schultze e Sherif (1973)

$$w = \frac{p \cdot f}{1,71 N^{0,87} \sqrt{B/B_1}} \cdot \frac{1}{1 + 0,4 D/B} \cdot B$$

ou pela Figura 2.16

ϕ (m)	N	B(cm)	ds/B	L/B	coef. de recalque (cm^3/kg)	w(mm)
0,40	20	40	2,0	1,0	1,9	3,5
0,80	22	80	2,0	1,0	2,2	3,7
1,60	20	160	2,0	1,0	4,5	8,3

10) Peck, Hanson e Thornburn (1974)

$$N_c = 2N$$

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

ϕ (m)	C_w	C_d	q (kg/cm ²)	N	N_c	B(m)	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,40	1,0	1,0	2,5	20	40	0,40	1,31	0,24	6,2
0,80	1,0	1,0	2,5	22	44	0,80	2,62	0,36	9,1
1,60	1,0	1,0	2,5	20	40	1,60	5,24	0,53	13,5

11) Oweis (1979)

ϕ (m)	CAM	h_i (m)	$\frac{Z_i - i/2}{B/2}$	σ'_v (kN/m ²)	$\sigma'_{m,0}$ ($k_0=0,6$) (kN/m ²)	α (Fig.2.18)	$\Delta\sigma_m$ ($\alpha \cdot q$) (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)	σ_m (psf)	$k_{\max.} = 0.42$ $17.2(N_B)$
0,40	A	0,20	0,5	1,3	0,95	0,48	120,0	121,0	2521	108,35
	B	0,20	1,5	3,9	2,86	0,15	37,5	40,4	842	108,35
	C	0,20	2,5	6,5	4,77	0,06	15,0	20,0	417	108,35
	D	0,20	3,5	9,1	6,67	0,03	7,5	14,2	296	108,35

0,80	A	0,40	0,5	2,6	1,91	0,48	120,0	121,9	2540	112,77
	B	0,40	1,5	7,8	5,72	0,15	37,5	43,9	900	112,77
	C	0,40	2,5	13,0	9,53	0,06	15,0	24,5	510	112,77
	D	0,40	3,5	18,2	13,35	0,03	7,5	20,9	435	112,77

1,60	A	0,80	0,5	5,20	3,81	0,48	120,0	123,8	2579	108,35
	B	0,80	1,5	15,60	11,44	0,15	37,5	49,0	1021	108,35
	C	0,80	2,5	26,00	19,10	0,06	15,0	34,1	710	108,35
	D	0,80	3,5	36,40	26,70	0,03	7,5	34,2	710	108,35

11) Oweis (1979)

ϕ (m)	CAM	E_{\max} . (ksf)	E_{\max} . (kN/m ²)	$F_{\hat{i}}$	$\Psi_{\hat{i}}$	$\lambda_{\hat{i}}$ $(\frac{q \cdot B}{h_{\hat{i}} \cdot E_{\max}} \cdot \Psi_{\hat{i}})$	E/E_{\max}	\dot{E} (kN/m ²)	$w(m)$ $(\frac{q \cdot B}{E} \cdot \Psi)$	$w(mm)$
0,40	A	5.440	261.120	0,00	0,06	0,00002	0,1	26.112	0,00023	0,2
				0,06						
	B	3.143	150.882	0,06	0,23	0,00015	0,1	15.088	0,00152	1,5
				0,29						
C	2.212	106.160	0,29	0,13	0,00012	0,1	10.661	0,00122	1,2	
			0,42							
D	1.864	89.452	0,42	0,06	0,00007	0,1	8.945	0,00067	0,7	
			0,48							
										3,6
0,80	A	5.683	272.793	0,00	0,06	0,00011	0,1	27.279	0,00044	0,4
				0,06						
	B	3.383	162.395	0,06	0,23	0,00071	0,1	16.240	0,00283	2,8
				0,29						
C	2.548	122.297	0,29	0,13	0,00053	0,1	12.230	0,00213	2,1	
			0,42							
D	2.353	112.955	0,42	0,06	0,00027	0,1	11.296	0,00106	1,1	
			0,48							
										6,4
1,60	A	5.503	264.124	0,00	0,06	0,00011	0,1	26.412	0,00091	0,9
				0,06						
	B	3.462	166.167	0,06	0,23	0,00069	0,1	16.617	0,00564	5,5
				0,29						
C	2.888	138.619	0,29	0,13	0,00047	0,1	13.862	0,00375	3,8	
			0,42							
D	2.888	138.619	0,42	0,06	0,00022	0,1	13.862	0,00173	1,7	
			0,48							
										11,9

12) Arnold (1980)

carga aplicada: $q = 250 \text{ kN/m}^2$

$$\rightarrow D_r = 25,6 + 20,37 \sqrt{\frac{1,26 (N - 2,4)}{0,0208 \gamma H + 1,36} - 1}$$

\rightarrow da Figura 2.23: I_σ

$$\rightarrow Q = 19,63 D_r - 263,3$$

$$\rightarrow \alpha = 0,032766 - 0,0002134 D_r$$

$$\rightarrow m = 0,788 + 0,0025 D_r$$

Aplicando os valores na fórmula e fazendo o somatório, obtem-se o recalque total:

$$w = 43,060 \text{ B} \sum_{z=0}^{z=2B} \frac{\alpha \ln \left(\frac{1}{1 - I_\sigma \cdot q/Q} \right)}{\left[1 + (3,281 \cdot B)^m \right]^2} \cdot \Delta z$$

ϕ (m)	CAM	PERFIL (m)	Δz (m)	γH (kN/m ²)	N	D_r (%)	Q (kN/m ²)	α (m)	I_σ	q(kN/m ²)	m	w(mm)
0,40	A	0,40	0,40	2,6	20	100	1700	0,0114	0,75	247,4	1,04	1,7
	B	0,40	0,80	7,8	20	100	1700	0,0114	0,25	242,2	1,04	0,5
												2,2
0,80	A	0,40	0,40	2,6	22	100	1700	0,0114	0,875	247,4	1,04	1,54
	B	0,40	0,80	7,8	22	100	1700	0,0114	0,625	242,2	1,04	1,05
	C	0,40	1,20	13,0	22	100	1700	0,0114	0,375	237,0	1,04	0,61
	D	0,40	1,60	18,2	22	100	1700	0,0114	0,125	231,8	1,04	0,19
												3,4
1,60	A	0,80	0,80	5,2	20	100	1700	0,0114	0,875	244,4	1,04	1,9
	B	0,80	1,60	15,6	20	100	1700	0,0114	0,625	234,4	1,04	1,3
	C	0,80	2,40	26,0	20	92	1543	0,0131	0,375	224,0	1,02	1,0
	D	0,80	3,20	31,2	20	90	1503	0,0131	0,125	218,8	1,01	0,3
												4,5

13) Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982)

$$w = f_c \cdot f_l \cdot \frac{q \cdot B}{E_m}$$

ϕ (m)	f_c (Fig 2.27)	f_l (Fig 2.26)	q (kN/m ²)	B (m)	E_m (kN/m ²)	w (m)	w (mm)
0,40	0,67	1,0	250	0,40	11.000	0,0061	6,1
0,80	0,67	1,0	250	0,80	12.000	0,0112	11,2
1,60	0,67	1,0	250	1,60	11.000	0,0244	24,4

14) Buisman - De Beer (1965)

$$C = 1,5 \frac{q_{\text{cone}}}{\sigma'_{v,0}}$$

$$w = \frac{1}{C} \log_e \frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}} \cdot H.$$

ϕ (m)	CAMADA	(kN/m ²) q_{cone}	$\sigma'_{v,0}$ (kN/m ²)	C	$\sigma'_{v,0} + \Delta p$	$\frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}}$	$\log_e \frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}}$	H (mm)	w (mm)
0,40	0-0,80	10.000	5,2	2.885	255,2	49,1	3,89	800	1,1
0,80	0-0,80	9.900	5,2	2.856	255,2	49,1	3,89	800	3,6
	0,80 - 1,60	9.900	15,6	952	265,6	17,0	2,8	800	
1,60	0-1,60	9.000	10,4	1.298	260,4	25,0	3,22	1.600	10,5
	1,60 - 3,20	11.250	31,2	541	281,2	9,0	2,20	1.600	

15) Meyerhof (1965)

$$w_M = \frac{w_{B-DB}}{1,5}$$

ϕ (m)	w_{B-DB}	w_M (mm)
0,40	1,1	0,7
0,80	3,6	2,4
1,60	10,5	7,0

16) Barata (1970)

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I$$

$$E = m \cdot q_c \quad m = 4,0$$

ϕ (m)	q (kg/cm ²)	B (cm)	kg/cm ² $E = m q_c$	$1 - \nu^2$	$1 - \nu^2 / E$	I	w (mm)
0,40	2,5	40	360	0,91	0,003	0,80	2,4
0,80	2,5	80	360	0,91	0,003	0,80	4,8
1,60	2,5	160	360	0,91	0,003	0,80	9,6

17) Schmertmann (1970)

carga aplicada: $q = 2,5 \text{ kgf/cm}^2$

$$q_c = 4,5 \text{ N kg/cm}^2 = 450 \text{ N } \cdot \text{KN/m}^2$$

$$C_1 = 1,0$$

$$C_2 = 1,0$$

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

Δz (m)	CAM	Δq (kN/m ²)	Δz (mm)	q_c (kN/m ²)	$E = 2q_c$ (kN/m ²)	I_z	$I_z \cdot \Delta z / E$	w (mm)
0,40	A	246,0	800	9.000	18.000	0,24	0,0107	2,6
0,80	A	242,0	400	9.000	18.000	0,12	0,0027	
	B		1.200	9.000	18.000	0,36	0,0240	
							0,0267	6,5
1,60	A	236,8	800	9.000	18.000	0,30	0,0133	
	B		2.400	9.900	19.800	0,30	0,0381	
							0,0514	12,3

18) Schmertmann et al (1978)

$$q_c = 450 \text{ N kN/m}^2$$

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{v,0}} \right)^{1/2}$$

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

z (m)	Δq (kN/m ²)	$\sigma'_{v,0}$ (kN/m ²)	I_{zp}	CAM	Δz (mm)	q_c (kN/m ²)	$E =$ $2,5q_c$	I_z	$\frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$	w (mm)
0,40	246,0	2,6	1,5	A	800	9.000	22.500	0,70	0,023	5,6
0,80	242,0	3,9	1,2	A	400	9.900	24.750	0,55	0,008	
				B	1.200	9.900	24.750	0,60	0,029	
									0,037	9,1
1,60	236,8	3,9	1,0	A	800	9.000	22.500	0,45	0,016	
				B	2.400	9.900	24.750	0,45	0,044	
									0,060	14,4

19) Harr (1978)

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

Δz (m)	CAMADA	Δz (ft)	$z/$ (B/2)	q_c (ton/ft ²)	σ'_0 (ton/ ft ²)	D_r^2	E (ton/ft ²)	I_z	Δq (ton/ft ²)	w(ft)	w(mm)
0,40	0 - 0,80	2,62	2,0	90	0,052	0,58	284,40	0,18	2,48	0,0040	1,20
0,80	0 - 0,80	2,62	1,0	99	0,052	0,59	314,82	0,47	2,45	0,0113	3,40
	0,80-1,60	2,62	3,0	99	0,156	0,51	298,98	0,08			
1,60	0 - 0,80	2,62	0,5	90	0,052	0,58	284,40	0,66	2,40	0,0146	7,6
	0,80-1,60	2,62	1,5	90	0,156	0,50	270,0	0,28		0,0065	
	1,60-2,40	2,62	2,5	90	0,260	0,45	261,0	0,12		0,0029	
	2,40-3,20	2,62	3,5	90	0,364	0,40	252,0	0,06		0,0015	

APÊNDICE 4

APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES AOS ENSAIOS
REALIZADOS POR GEOTÉCNICA NA USINA SIDERÚRGICA DE
TUBARÃO

- pressão aplicada: $q = 2,5 \text{ kgf/cm}^2$
- valor de N_{SPT} medido na base das fundações e à profundidade igual a $2B$, das sapatas quadradas de 1m e 2m de lado e da placa metálica de 0,30m de lado.
- valor do recalque observado:

	B=0,30m	B=1,00m	B=2,00m
recalque total	0,3 mm	1,0mm	3,0mm
acomodação	-	0,7mm	2,0mm
recalque corrigido:	0,3 mm	0,3mm	1,0mm

1) Terzaghi e Peck (1948)

a) pela fórmula

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

B(m)	C_w	C_d	q(kg/cm ²)	N	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	30	1,0	0,25	6,4
1,00	1,0	1,0	2,5	30	3,28	0,59	14,9
2,00	1,0	1,0	2,5	30	6,56	0,75	19,1

b) pela figura 2.3 → obtem-se a pressão admissível para 25mm de recalque e faz-se uma regra de três.

2) Meyerhof (1965)

- aumentando 50% na pressão admissível

$$w_M = \frac{w_{TP}}{1,5}$$

B(m)	w_{TP} (mm)	w_M (mm)
0,30	6,4	4,3
1,00	14,9	9,9
2,00	19,1	12,7

3) Peck e Bazaraa (1969)

$$N_c = 4N$$

$$w = K \cdot C_d \cdot \frac{2q}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

B(m)	K	C_d	q (kg/cm ²)	N	N_c	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	30	120	1,00	0,04	1,1
1,00	1,0	1,0	2,5	30	120	3,28	0,10	2,5
2,00	1,0	1,0	2,5	30	120	6,56	0,13	3,2

4) Tomlinson (1969)

$$N_c = 4N$$

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N_c} \cdot \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

B(m)	C_w	C_d	q(kg/cm ²)	N	N_c	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	30	120	1,00	0,06	1,6
1,00	1,0	1,0	2,5	30	120	3,28	0,15	3,7
2,00	1,0	1,0	2,5	30	120	6,56	0,19	4,8

5) Sutherland (1974)

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{q}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

B(m)	C_w	C_d	q(kg/cm ²)	N	B(ft)	w(pol)	w(mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	30	1,00	0,08	2,1
1,00	1,0	1,0	2,5	30	3,28	0,20	5,0
2,00	1,0	1,0	2,5	30	6,56	0,25	6,4

6) Alpan (1964)

$$w_r = a_0 \cdot q \cdot \left(\frac{2B}{B + 0,30} \right)^2$$

da Figura 2.7: valor de N corrigido - 75

da Figura 2.9: $a_0 = 0,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{kN}$

B(m)	$a_0(\text{m}^3/\text{kN})$	q(kN/m ²)	w_r (mm)
0,30	$0,5 \times 10^{-5}$	250	1,3
1,00	$0,5 \times 10^{-5}$	250	3,0
2,00	$0,5 \times 10^{-5}$	250	3,8

7) D'Appolonia et al (1970)

$$w = q \cdot B \frac{1}{M} \cdot I$$

$$I = \mu_0 \cdot \mu_1$$

da Figura 2.11: $\mu_1 = 0,70$

da Figura 2.12: $\mu_0 = 1,00$

da Figura 2.13: → M-prē-adensado

B(m)	q(kg/cm ²)	I	M (kgf/cm ²)	w(mm)
0,30	2,5	0,70	750	0,7
1,00	2,5	0,70	750	2,3
2,00	2,5	0,70	750	4,7

8) Parry (1971, 1978)

$$w = C_d \cdot C_t \cdot C_w \cdot \frac{a \cdot q \cdot B}{N}$$

da Figura 2.14: $C_d=1,0$

da Figura 2.15: $C_t=1,0$ a - modificação Parry (1977, 1978)

B(m)	C_d	C_w	C_t	a (m^2/kN)	q (MN/m^2)	N	w(mm)
0,30	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,25	30	0,8
1,00	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,25	30	2,5
2,00	1,0	1,0	1,0	3×10^{-4}	0,25	30	5,0

9) Schultze e Sherif (1973)

$$w = \frac{p \cdot f}{1,71 N^{0,87} \sqrt{B/B_1}} \cdot \frac{1}{1 + 0,4 D/B} \cdot B$$

ou pela Figura 2.16

B(m)	N	B(cm)	ds/B	L/B	coef.de recalque (cm^3/kg)	w(mm)
0,30	30	30	2,0	1,0	1,8	2,3
1,00	30	100	2,0	1,0	3,9	5,0
2,00	30	200	2,0	1,0	5,1	6,6

10) Peck, Hanson e Thornburn (1974)

$$N_c = 2N$$

$$w = C_w \cdot C_d \cdot \frac{3q}{N_c} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

B (m)	C _w	C _d	q (kg/cm ²)	N	N _c	B (ft)	w (pol)	w (mm)
0,30	1,0	1,0	2,5	30	60	1,00	0,13	3,2
1,00	1,0	1,0	2,5	30	60	3,28	0,30	7,5
2,00	1,0	1,0	2,5	30	60	6,56	0,38	9,6

11) Oweis (1979)

B(m)	CAM	h_i (m)	$\frac{Z_i-i/2}{B/2}$	σ'_v (kN/m ²)	$\sigma'_{m,0}$ $k_0=1,0$ (kN/m ²)	α (Fig 2.18)	$\Delta\sigma_m$ ($\alpha \cdot \eta$) (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)	σ_m (psf)	$k_{\max.} =$ 0.42 17.2(NB)
0,30	A	0,15	0,50	1,43	1,43	0,48	120,0	121,4	2529	128,46
	B	0,15	0,50	4,28	4,28	0,15	37,5	41,8	871	128,46
	C	0,15	2,50	7,13	7,13	0,06	15,0	22,1	460	128,46
	D	0,15	3,50	9,98	9,98	0,03	7,5	17,5	365	128,46
1,00	A	0,50	0,50	4,75	4,75	0,48	120,0	124,8	2600	128,46
	B	0,50	1,50	14,25	14,25	0,15	37,5	51,8	1079	128,46
	C	0,50	2,50	23,75	23,75	0,06	15,0	38,8	808	128,46
	D	0,50	3,50	33,25	33,25	0,03	7,5	40,8	850	128,46
2,00	A	0,50	0,25	4,75	4,75	0,70	175,0	179,8	3746	128,46
	B	0,50	0,75	14,25	14,25	0,37	92,5	106,8	2235	128,46
	C	0,50	1,25	23,75	23,75	0,20	50,0	73,8	1538	128,46
	D	0,50	1,75	33,25	33,25	0,12	30,0	63,3	1319	128,46
	E	0,50	2,25	42,75	42,75	0,08	20,0	62,8	1308	128,46
	F	0,50	2,75	52,25	52,25	0,05	12,5	64,7	1348	128,46
	G	0,50	3,25	61,75	61,75	0,04	10,0	71,8	1496	128,46
	H	0,50	3,75	71,25	71,25	0,03	7,5	78,8	1642	128,46

11) Oweis (1979)

B(m)	CAM	$E_{m\bar{a}x.}$ (ksf)	$E_{m\bar{a}x.}$ (kN/m ²)	F_i	Ψ_i	λ_i $\frac{q \cdot B \cdot \Psi_i}{h_i E_{m\bar{a}x}}$	$E/E_{m\bar{a}x.}$	E (kN/m ²)	w(m) $(\frac{q \cdot B}{E} \cdot \Psi)$	w(mm)
0,30	A	6.460	310.080	0,00	0,06	0,0001	0,1	31.008	0,00015	0,2
				0,06						
	B	3.791	181.968	0,06	0,23	0,0006	0,1	18.197	0,00095	1,0
				0,29						
	C	2.755	132.240	0,29	0,13	0,0005	0,1	13.224	0,00074	0,7
				0,42						
	D	2.454	117.792	0,42	0,06	0,0003	0,1	11.779	0,00038	0,4
				0,48						
										2,3
1,00	A	6.550	314.400	0,00	0,06	0,0001	0,1	31.440	0,0005	0,5
				0,06						
	B	4.220	202.560	0,06	0,23	0,0006	0,1	20.256	0,0028	2,8
				0,29						
	C	3.652	175.296	0,29	0,13	0,0004	0,1	17.530	0,0019	1,9
				0,42						
	D	3.745	179.760	0,42	0,06	0,0002	0,1	17.976	0,0008	0,8
				0,48						
										6,0
2,00	A	7.862	377.376	0,00	0,08	0,0002	0,1	37.738	0,0011	1,1
				0,08						
	B	6.071	291.441	0,08	0,04	0,0001	0,1	29.144	0,0007	0,7
				0,12						
	C	5.038	241.817	0,12	0,13	0,0005	0,1	24.182	0,0027	2,7
				0,25						
	D	4.665	223.940	0,25	0,09	0,0004	0,1	22.394	0,0020	2,0
				0,34						
	E	4.646	223.004	0,34	0,06	0,0003	0,1	22.300	0,0013	1,3
				0,40						
	F	4.716	226.388	0,40	0,03	0,0001	0,1	22.639	0,0007	0,7
				0,43						
G	4.969	238.493	0,43	0,04	0,0002	0,1	23.849	0,0008	0,8	
			0,47							
F	5.205	249.859	0,47	0,03	0,0001	0,1	24.986	0,0006	0,6	
			0,50							
										9,9

12) Arnold (1980)

carga aplicada: $q = 250 \text{ kN/m}^2$

$$- D_r = 25,6 + 20,37 \sqrt{\frac{1,26 (N - 2,4)}{0,0208 \gamma H + 1,36} - 1}$$

→ da Figura 2.23: I_σ

$$- Q = 19,63 D_r - 263,3$$

$$\rightarrow \alpha = 0,032766 - 0,0002134 D_r$$

$$\rightarrow m = 0,788 + 0,0025 D_r$$

Aplicando os valores na fórmula e fazendo o somatório, obtém-se o recalque total:

$$w = 43,060 B \sum_{z=0}^{z=2B} \frac{\alpha \ln \left(\frac{1}{1 - I_\sigma \cdot q/Q} \right)}{[1 + (3,281B)^m]^2} \cdot \Delta z$$

B (m)	CAM	PERFIL (m)	Δz (m)	γH (kN/m ²)	N	D_r (%)	Q (kN/m ²)	α (m)	I_σ	q (kN/m ²)	m	w (mm)
0,30	A	0,30	0,30	2,85	30	100	1700	0,0114	0,75	247,2	1,04	1,3
	B	0,30	0,60	8,55	30	100	1700	0,0114	0,25	241,4	1,04	0,4
												1,7
1,00	A	0,50	0,50	4,75	30	100	1700	0,0114	0,875	255,3	1,04	1,8
	B	0,50	1,00	14,25	30	100	1700	0,0114	0,625	235,8	1,04	1,1
	C	0,50	1,50	23,75	30	100	1700	0,0114	0,375	226,3	1,04	0,5
	D	0,50	2,00	33,25	30	100	1700	0,0114	0,125	216,8	1,04	0,2
												3,6
2,00	A	1,00	1,00	9,5	30	100	1700	0,0114	0,875	240,5	1,04	2,0
	B	1,00	2,00	28,5	30	100	1700	0,0114	0,625	221,5	1,04	1,3
	C	1,00	3,00	47,5	30	100	1700	0,0114	0,375	202,5	1,04	0,7
	D	1,00	4,00	66,5	30	95	1602	0,0125	0,125	183,5	1,03	0,2
												4,2

13) Anagnostopoulos e Papadopoulos (1982)

$$w = f_c \cdot f_1 \cdot \frac{q \cdot B}{E_m}$$

B(m)	f_c (Fig 2.27)	f_1 (Fig 2.26)	q (kN/m ²)	B (m)	E_m (kN/m ²)	w(m)	w(mm)
0,30	0,67	1,0	250	0,30	15.000	0,0034	3,4
1,00	0,67	1,0	250	1,00	15.000	0,0112	11,2
2,00	0,67	1,0	250	2,00	15.000	0,0223	22,3

14) Buisman - De Beer (1965)

$$C = 1,5 \frac{q_{cone}}{\sigma'_{v,0}}$$

$$w = \frac{1}{C} \log_e \frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}} \cdot H$$

B (m)	CAMADA	q_c (kN/m ²)	$\sigma'_{v,0}$ (kN/m ²)	C	$\sigma'_{v,0} + \Delta p$	$\frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}}$	$\log_e \frac{\sigma'_{v,0} + \Delta p}{\sigma'_{v,0}}$	H (mm)	w (mm)
0,30	0-0,60	13.500	5,7	3.553	225,7	39,6	1,60	600	0,3
1,00	0-0,50	13.500	4,75	4.263	254,75	53,6	1,73	500	2,0
	0,50-1,00		14,25	1.421	264,25	18,5	1,27	500	
	1,00-1,50		23,75	853	273,75	11,5	1,06	500	
	1,50-2,00		33,25	609	283,25	8,5	0,93	500	
2,00	0-1,00	13.500	9,5	2.132	259,5	27,3	1,40	1000	6,2
	1,00-2,00		28,5	711	278,5	9,8	0,99	1000	
	2,00-3,00		47,5	426	297,5	6,3	0,80	1000	
	3,00-4,00		66,5	304	316,5	4,8	0,68	1000	

15) Meyerhof (1965)

$$w_M = \frac{w_{B-DB}}{1,5}$$

B(m)	w_{B-DB} (mm)	w_M (mm)
0,30	0,3	0,2
1,00	2,0	1,3
2,00	6,2	4,1

16) Barata (1970)

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I$$

$$E = m \cdot q_c \quad ; \quad m = 4,0$$

B(m)	q (kg/cm ²)	B(cm)	E=m·q _c (kg/cm ²)	1 - ν ²	1 - ν ² / E	I	w(mm)
0,30	2,5	30	540	0,91	0,001	0,80	0,6
1,00	2,5	100	540	0,91	0,001	0,80	2,0
2,00	2,5	200	540	0,91	0,001	0,80	4,0

17) Schmertmann (1970)

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

$$C_1 = 1,0$$

$$C_2 = 1,0$$

B(m)	CAM	Δz (mm)	q_c (kN/m ²)	$E=2q_c$ (kN/m ²)	I_z	$I_z \cdot \Delta z / E$	w(mm)
0,30	A	600	13.500	27.000	0,36	0,008	2,0
1,00	A	500	13.500	27.000	0,15	0,003	
	B	1500			0,45	0,025	
						0,028	6,5
2,00	A	1000	13.500	27.000	0,30	0,011	
	B	3000			0,30	0,033	
						0,044	9,3

18) Schmertmann et al (1978)

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{v,0}} \right)^{1/2}$$

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

B(m)	Δq (kN/m ²)	$\sigma'_{v,0}$ (kN/m ²)	I_{zp}	CAM	Δz (mm)	q_c (kN/m ²)	$E =$ $2,5q_c$	I_z	$\frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$	w(mm)
0,30	244,3	5,7	0,80	A	600	13.500	33.750	0,35	0,006	1,5
1,00	231,0	19,0	0,70	A	500	13.500	33.750	0,30	0,004	
				B	1500			0,30	0,013	
									0,017	3,9
2,00	212,0	38,0	0,60	A	1000	13.500	33.750	0,30	0,009	
				B	3000			0,30	0,027	
									0,036	7,6

19) Harr (1978)

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

B(m)	CAM	Δz (ft)	$z/(B/2)$	q_c (ton/ft ²)	σ'_0 (ton/ft ²)	D_r^2	E (ton/ft ²)	I_z	Δq (ton/ft ²)	w(ft)	w(mm)
0,30	0-0,60	2,0	2,0	135	0,057	0,65	445,5	0,12	2,44	0,0013	0,4
1,00	0-0,50	1,64	0,5	135	0,048	0,65	445,5	0,36	2,31	0,0031	
	0,50-1,00	1,64	1,5	135	0,143	0,58	426,6	0,20		0,0018	
	1,00-1,50	1,64	2,5	135	0,238	0,47	396,9	0,07		0,0007	
	1,50-2,00	1,64	3,5	135	0,333	0,40	378,0	0,05		0,0005	
										0,0061	1,8
2,00	0-1,00	3,28	0,5	135	0,095	0,62	437,4	0,36	2,12	0,0057	
	1,00-2,00	3,28	1,5	135	0,285	0,50	405,0	0,20		0,0034	
	2,00-3,00	3,28	2,5	135	0,475	0,38	372,6	0,07		0,0013	
	3,00-4,00	3,28	3,5	135	0,665	0,28	345,6	0,05		0,0010	
										0,0114	3,4