

---

# O Estado de Arte de Execução de Túneis em Solo

---

## INTRODUÇÃO

O estado da arte de execução de túneis em solo foi discutido em detalhes por Peck na 7.ª Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizada no México em 1969. Pouco se tem acrescentado além da informação já divulgada naquela ocasião. Portanto neste relatório será dado apenas um breve sumário sobre o estado geral

---

### (\*) STATE OF THE ART OF SOFT GROUND TUNNELLING

por R. B. Peck, A. J. Hendron Jr. e B. Mohraz  
(1st North American Rapid Excavation and  
Tunnelling Conference, 1972 - Volume 1, ps.  
259-286, Chicago).

Tradução feita pelos engenheiros:

• Paulo R. Rogério - Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP.

• Amaury M. Correa - Companhia do Metrô de São Paulo.

• Yee Fan Pan - Hidroservice - Engenharia de Projetos Ltda.

da arte, concentrando-se a atenção nas tendências e desenvolvimentos surgidos desde 1969.

Uma característica dos desenvolvimentos recentes é a contínua tendência na utilização de couraças manuais e mecânicas. Serão examinadas as implicações dessa tendência com respeito ao tratamento das condições desfavoráveis do terreno.

O recalque associado à perda do solo, um tema tão antigo quanto à execução de túneis propriamente dito, será revisto e serão considerados os métodos para a sua redução. O projeto de suportes de túnel foi discutido em detalhes em 1969 com respeito a tipos de revestimentos essencialmente rígidos ou flexíveis.

Neste relatório será considerada uma definição de flexibilidade e procedimentos de projeto serão sugeridos para revestimentos de flexibilidade intermediária entre os dois extremos.

## COURAÇAS MANUAIS E MECÂNICAS

Atualmente, quase todos os túneis circulares e em forma de ferradura são escavados com a proteção de couraças. A segurança é a consideração primária; a possibilidade de colapso ou face desprotegida não é tolerada hoje em dia. A tendência é compreensível e justificável mas tem seu aspecto indesejável.

A mão de obra atual já perdeu muito de sua habilidade na execução manual de túneis, como da mesma forma, os supervisores. Esse aspecto do Estado da Arte de Túneis em solo é infeliz porque os modernos sistemas de obras subterrâneas complexas envolvem muitas formas geométricas não adaptáveis a túneis em couraça.

Essas formas incluem ligações de linhas de metrô, estações construídas entre túneis previamente executados com equipamentos, escadas para passageiros e suas ligações

com túneis, bem como diversas outras estruturas auxiliares para diversos propósitos.

É uma verdade o fato de que em túneis, no começo de um trabalho, há quase sempre grande perda de solo, lento progresso, e mesmo acidentes, até que a equipe e pessoal de supervisão se tornem familiares com as etapas necessárias do trabalho a ser feito.

O período de aprendizagem pode facilmente variar de algumas semanas a meses. Se a escavação manual é entendida como um pequeno acessório à abertura de túnel por cou-raça, e se a maior parte do planejamento é dirigido à execução rápida e econômica dos túneis, a necessidade de trabalho manual torna-se uma fonte geradora de atrasos, acidentes e excessiva perda de solo.

A tradição do trabalho manual em túneis em terreno desfavorável está quase esquecida; homens com bastante experiência na direção de escavações manuais constituem uma raça em extinção. Mineiros hábeis em escavação manual são raros.

Métodos insatisfatórios e inéptos, descartados e substituídos por outros melhores, muitos anos atrás estão sendo revividos pela ignorância das lições do passado.

É uma razão de preocupação para todos os interessados na execução de túneis em solo que a ênfase no progresso e mecanização está nos causando a perda de uma herança importante e útil.

Para remediar essa situação, as técnicas de tentativas e acerto precisam ser reestruturadas e trazidas à baila para o benefício daqueles que tem um trabalho a fazer, e que desejam fazê-lo bem, mas que não tem nem o tempo, nem a oportunidade de estudar descrições antigas e um tanto obscuras das dificuldades, e de como elas foram transpostas.

Nenhum progresso significativo em cou-raça pode ser observado nos últimos anos. Elas ainda tendem a girar, são difíceis de dirigir e de nivelar. Formas diferentes da circular são ocasionalmente tentadas, mas exceto para cou-raça de teto (roof shield) há pouca aplicação.

A maioria dos comentários sobre cou-raças estão associados com a perda de solo (loss of ground) e sua prevenção, tema esse que será discutido mais tarde.

Os "shields" mecânicos estão se tornando crescentemente populares. O equipamento de escavação propriamente dito, permanece indesejavelmente sensível às mudanças da natureza do terreno; o maior progresso parece estar nos sistemas de remoção e carregamento do solo escavado e na instalação do revestimento.

A dificuldade de se controlar a face sob condições adversas do solo levou a um aumento de uso de vários métodos de melhoria ou homogeneização das propriedades do solo de modo que não seja impedido o progresso do túnel, e não haja necessidade de mudança no tipo de equipamento e escavação.

Os mesmos métodos de melhoria também auxiliam a redução da perda de solo e serão discutidos mais tarde.

O investimento numa máquina de escavação é tão grande que a velocidade de avanço é essencial na recuperação do lucro.

A escolha da melhor máquina de escavação para dadas condições depende em parte da experiência do construtor e em parte da precisão com a qual significantes características das camadas de solo são informadas aos concorrentes. As duas condições que parecem ter originado a maior dificuldade nos anos recentes são a presença do lençol freático em zonas permeáveis e a presença de matacões em quantidades maiores e de tamanho maior que o previsto.

Ambas as condições tem provocado litígios, numa indicação certa de que o Estado de Arte é insatisfatório.

Com relação aos matacões, as limitações das sondagens deverão ser consideradas.

Por exemplo, na escavação de um túnel de 3 metros de diâmetro com cou-raça, o encontro de dois matacões de 20 cm/pé de túnel seria geralmente considerado um número grande.

Ainda, estatisticamente, é provável que se os matacões fossem uniformemente distribuídos no solo, somente um matacão seria encontrado numa sondagem em cada 30 metros de comprimento.

A influência dos matacões depende de diversos fatores além de sua frequência de ocorrência.

Se são grandes comparados com o tamanho das aberturas ou fendas na máquina escavadora, podem dar dor de cabeça.

Se, além disso, os matacões estiverem oclusos numa matriz coesiva dura eles poderão impedir de maneira significativa, o avanço de uma cou-raça mecânica de qualquer tipo.

Os efeitos detrimen-tais do lençol freático em zonas impermeáveis dependem em grande parte do tipo de formação geológica e dos detalhes de sua estrutura. Enquanto uma lente de solo com água pode ser drenada através da face, uma camada de solo saturado e permitindo a percolação do lençol freático pode levar à instabilidade e ao escorregamento.

As investigações das condições do lençol freático deverão incluir um

conhecimento das implicações geológicas.

Há necessidade de melhor entendimento e cooperação, a este respeito, entre o engenheiro que conduz a exploração da sub-superfície, o geólogo que pode desenvolver as implicações da estrutura do depósito, e o futuro construtor do túnel que deveria ter a experiência para apreciar tais implicações.

Na verdade, uma das falhas provenientes no Estado de Arte de túneis, na data atual, é a maneira pela qual as informações sub-superficiais são obtidas, apresentadas e colocadas à disposição dos proponentes e relacionadas com os documentos contratuais.

O engenheiro ou proprietário tentando queixas, é fortemente tentado a não concluir nada a respeito do comportamento do solo nos documentos contratuais apesar de que ele e seus conselheiros são, provavelmente, os únicos que dispõem de tempo e facilidades para fazer uma avaliação adequada, das condições da sub-superfície.

Os concorrentes, por outro lado, são tentados a ser otimistas, para aumentar a sua probabilidade de apresentar a proposta de preço mais baixo, e procurar os aparentes desvios, significativos ou não, das condições que disseram assumir, na base dos documentos contratuais.

Esta relação, mutuamente antagônica, está infelizmente crescendo para pior e ameaça obscurecer muitos aperfeiçoamentos técnicos, que potencialmente diminuem o custo de execução de túneis.

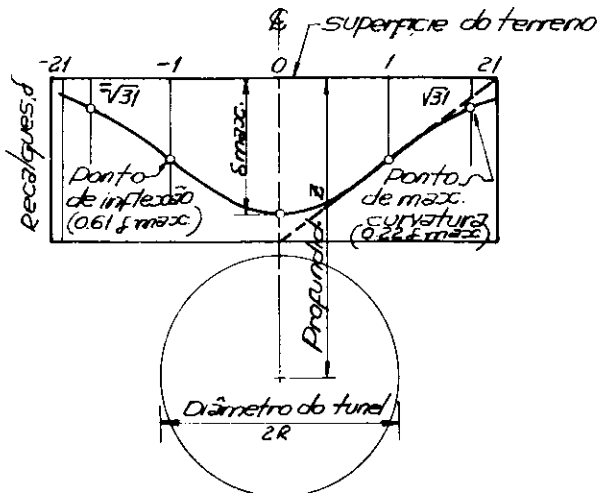
## PERDA DE SOLO (LOSS OF GROUND)

Uma avaliação aproximada do recalque que se deve prever na superfície de um túnel aberto com cou-raça (shield), executado com técnicas adequadas e boa mão de obra, pode ser feita pelo processo sugerido por Schmidt (1960).

A forma da curva de recalque é semelhante ao da função probabilidade; os parâmetros significativos são indicados na Figura 1.

O recalque máximo pode ser estimado na hipótese que o volume total de recalque é da ordem de 1% do volume do túnel. Sob condições excepcionalmente boas de trabalho o recalque pode ser da ordem de 0,5% do volume do túnel; em contraste, volumes de recalques de até 40% ou 50% do volume do túnel, não são desconhecidos. Tais recalques representam, certamente, o resultado de práticas de trabalho extremamente pobres.

Os recalques imediatamente associados com a construção do túnel (exclusivos os de adensamento a



A relação  $\frac{\delta}{R}$  é função de  $\frac{z}{2R}$  e das condições do solo. O volume de recalques é  $\approx 2,51 \delta_{\text{máx}}$ .

Fig.1  
CURVA DE RECALQUES SOBRE TÚNEL EXECUTADO COM "SHIELD", COMO PREVISTO POR SCHMIDT.

longo prazo) podem ser convenientemente separados daqueles associados com o movimento do solo na direção da face de trabalho, com a invasão do espaço anular (devido à diferença de diâmetro de cauda da couraça e do anel de revestimento) pelo solo circunvizinho, transportes de solo na direção da face por efeito do lençol freático, etc. Os movimentos podem ser acentuados por outros do próprio shield, tais como no plano horizontal e vertical e pela necessidade de efetuar as curvas. As várias fontes de recalque são bem ilustradas em artigo de Hansmire and Cording.

O movimento do solo na direção da face de trabalho e a invasão dos espaços anulares adjacentes ao revestimento do túnel são causados pela redução ou remoção das tensões originais na massa de solo. Fundamentalmente, existem duas maneiras de prevenir ou reduzir o movimento.

Ou o terreno é rígido e forte, ou deverá ser assim convertido de maneira que a redução de tensões cause deformações desprezíveis; ou então a redução de tensões deve ser eliminada ou restringida até que o revestimento do túnel seja capaz de sustentar as cargas de terra sem significativa deformação. A resistência e a rigidez de um solo granular abaixo do lençol freático pode obviamente ser aumentada drasticamente pela drenagem.

A drenagem é necessária para evitar instabilidade; o aumento na

rigidez é um subproduto valioso.

Outro método é a melhoria das propriedades dos solos granulares pela injeção de cimento ou aditivos químicos; a escolha depende da formação do material. Apesar de cara, as injeções podem ser particularmente atrativas se, usadas em curtos trechos de solo particularmente ruim, puderem eliminar a necessidade de ar comprimido. Injeções podem também reduzir ou eliminar o fluxo do lençol freático.

Muitos conceitos errados ainda existem relativos aos benefícios das injeções e particularmente sobre a maneira pela qual o fluido de injeção penetra ou impermeabiliza o solo e atinge os objetivos prévios. Pode-se supor que os vazios de um solo granular são raramente preenchidos de forma completa ou uniforme por qualquer que seja a espécie de injeção. Fluidos de uma dada consistência penetram de preferência, nos vazios do material de granulometria maior e a partir deste, se não der "pega", lentamente impermeabiliza o material menos permeável. Materiais compressíveis, tais como, areias finas ou siltes de granulometria maior, siltes laminados, areias e argilas são frequentemente fendidos pela injeção. O fluido toma a forma de uma lente ou lençol, a partir dos quais pode penetrar em porções remanescentes do solo. Frequentemente a principal influência dos "sills" e diques de injeção é a compressão ou consolidação do material interveniente enquanto a pres-

são de injeção é ainda mantida. As peculiaridades da penetração da injeção são bem conhecidas em muitos cantos do mundo, mas não apreciada em outros. Uma série de investigações feitas na década de 1940 e 1950 de injeções encontradas em leitos de estradas de ferro é particularmente esclarecedora e seria valioso ser contemplada por aqueles que desejam aperfeiçoar seus conhecimentos sobre o modo pelo qual a injeção mostra sua função. Essas investigações estão publicadas nos Proceedings da American Railway Engineering Association (AREA), um jornal não muito conhecido por projetistas ou construtores de túneis. A arte de injeção química tem-se aperfeiçoado ao ponto de siltes maciços ou varvíticos terem sido impregnados com sucesso, como indica o trabalho de Anderson e McCusker. Na Europa é executada injeção em quantidade maior do que nos Estados Unidos. Pode-se prever que essa prática crescerá neste país devido ao aumento de utilização de equipamentos de túneis, em face da injeção oferecer o maior potencial para melhorias seletivas de solos em zonas poderiam ser problemáticas.

O método mais efetivo de injeção, sob estas circunstâncias, é executada da superfície do terreno precedendo a execução dos túneis, ou talvez, através de poços pilotos, porque as tentativas de injetar através da face quando se utiliza uma couraça impede o progresso do avanço desse equipamento.

O rebaixamento do lençol freático permanece um processo fundamental para a melhoria geral de materiais granulares. Apesar das técnicas de rebaixamento serem bem estabelecidas, nem sempre o distanciamento de poços e o tempo necessário a esse rebaixamento são previstos. A estabilização do material granular através do rebaixamento do lençol freático pode reduzir, substancialmente, a perda de solo pela face de trabalho e de certa forma, aumentar o tempo disponível para a expansão do revestimento contra o solo atrás da cauda da couraça ou para preencher o vazio. Raramente pode eliminar a perda de solo a menos que seja desenvolvida suficiente coesão aparente com aumento apreciável do "stand-up time".

Em solos coesivos plásticos, não há disponível um meio de se aumentar a resistência do material, mas pode ser usada pressão de ar para decrescer a redução das tensões devida à escavação até que seja colocado o revestimento permanente. O alto custo e efeitos fisiológicos do ar comprimido trazem limitações

sérias na sua utilização. Entretanto, consiste num meio garantido em solos plásticos para se evitar o movimento do solo para dentro, logo atrás da camada da couraça, até que possam ser tomadas medidas apropriadas. Desse modo, onde for intolerável uma perda de solo apreciável, o ar comprimido ainda representa o método mais efetivo de controle da escavação.

O Estado de Arte de hoje inclui pelo menos uma máquina de execução de túnel bem sucedida no Japão, onde a pressão de fluido é mantida contra a face de trabalho enquanto os trabalhadores podem montar o revestimento ao ar livre. Tal princípio é bom e está em progresso. Similarmente, o uso de formas deslizantes e um material forte de pega rápida promete ser capaz, não somente de preencher o espaço anelar atrás da cauda de imediato, mas também, promover o revestimento permanente. Tal equipamento descrito por Parker e Simple, parece em princípio ser utilizável, e vários componentes do equipamento já foram ensaiados. A utilização bem sucedida pode não estar tão longe assim. Contudo, ainda que o desenvolvimento de tais máquinas de túneis semi-automáticas seja um desejável passo a frente, sob algumas circunstâncias, processos menos automáticos e até mesmo a escavação manual pode, economicamente, ser preferível. O melhor desenvolvimento, recente do Estado da Arte é, provavelmente, incluir métodos aperfeiçoados de escavação manual bem como por equipamentos, e habilidade de engenheiros e construtores de escolherem o sistema mais adequado às circunstâncias.

## PROJETO DOS REVESTIMENTOS DO TÚNEL

Os procedimentos de projeto resumidos em 1969 foram divididos em 2 categorias: procedimentos para dimensionamento de revestimento de túnel flexível e procedimentos para revestimento rígido.

Um revestimento é dito "flexível" se ele interage com o solo adjacente de modo que a distribuição de pressão no revestimento e o correspondente perfil deformado (seção do túnel) resulta em momento fletor desprezível em todos os pontos do revestimento.

Um revestimento "rígido" é aquele que deflete insignificamente sob as cargas impostas pelo solo, portanto há muito pouca interação solo-estrutura.

Os revestimentos reais não são contudo, nem perfeitamente flexíveis nem rígidos.

Na prática atual não há um método quantitativo para classificar a rigidez de um revestimento de túnel em termos de: propriedades estruturais do revestimento e características tensão-deformação do solo adjacente.

Um revestimento de túnel que pode ser rígido com respeito à uma argila mole pode comportar-se como um revestimento flexível numa argila muito rija.

Portanto, é preciso levar em conta tanto as propriedades tensão-deformação do solo como a flexibilidade do revestimento.

Neste trabalho será apresentado um método para a determinação quantitativa da flexibilidade relativa de revestimentos de túneis, essencialmente, cuja rigidez situa-se entre flexível e rígida.

O engenheiro estrutural projeta um revestimento de túnel para certas combinações de empuxo o momento fletor.

A magnitude do empuxo e do momento fletor depende da rigidez do revestimento relativa à do meio externo (solo) e da profundidade do túnel.

Para se apreciar os fatores que afetam o projeto estrutural dos revestimentos de flexibilidade intermediária, os procedimentos de projeto usados presentemente por engenheiros estruturais para revestimentos flexíveis e rígidos são sumariamente revistos.

Revestimentos flexíveis que interagem com o solo totalmente, de modo que passem a atuar neles uma distribuição quase uniforme de pressão, não necessitam ser projetados para momentos fletores correspondentes à distribuição inicial de tensão no solo.

Mas o revestimento deve ser projetado para acomodar as variações de diâmetro necessárias para desenvolver uma distribuição uniforme de pressão no revestimento.

Essas variações de diâmetro podem ser estimadas pela experiência

e são da ordem de 0,5%, geralmente.

A seção estrutural deve ser projetada para resistir aos momentos fletores induzidos pelas variações estimadas do diâmetro.

Além disso, deve ser levado em conta a flambagem.

Em argilas moles tais requisitos são atendidos desde que a tensão devida ao peso de terra ( $\gamma \cdot H$ ) seja inferior ao valor  $3EI/R^3$  onde  $EI$  e  $R$  são respectivamente a rigidez à flexão e o raio médio do revestimento.

Em revestimentos rígidos o coeficiente de pressão de terra em repouso é geralmente estimado, e os momentos fletores e empuxos são calculados na hipótese de não haver interação entre o solo e o revestimento.

Assim o solo é assumido como gerador de uma carga no revestimento como indica a Figura 2, onde o máximo momento fletor vale:

$$M = \pm \frac{1}{4} \gamma \cdot H (K_0 - 1) R^2 \quad (1)$$

o empuxo na linha do eixo é dado por:

$$T_s = \gamma \cdot H \cdot R \quad (2)$$

e os empuxos na coroa e soleira valem:

$$T_{Cl} = \gamma \cdot H \cdot K_0 \cdot R \quad (3)$$

Deverá ser observado que o momento (equação 1) é dado por uma constante  $K$  vezes  $\gamma \cdot H \cdot R^2$ ,  $K$  é comumente referido como coeficiente de momento.

Para valores do coeficiente de pressão de terra em repouso,  $K_0$ , iguais a 0,5 e 2, os coeficientes de momento valem respectivamente 12,5% e 25%.

Esses coeficientes de momento são muito altos devido à hipótese conservadora de não haver interação entre o revestimento e o solo.

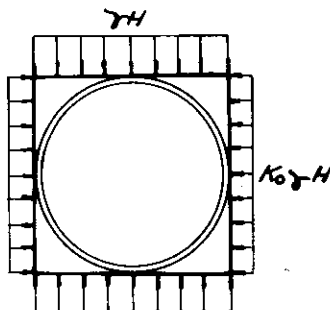


FIG. 2  
DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES NUM REVESTIMENTO RÍGIDO ASSUMINDO QUE NÃO HÁ INTERAÇÃO ENTRE O SOLO E O REVESTIMENTO

Portanto, um procedimento mais geral para o dimensionamento de revestimentos de túneis cuja rigidez é intermediária entre flexível e rígida deve levar em conta a interação solo-estrutura, e obter momentos e forças normais de projeto como funções da rigidez do revestimento.

O engenheiro estrutural então, precisa somente comparar os momentos de empuxos esperados em cada ponto da seção, com os valores limites das forças normais e momento que podem ser determinados para uma dada estrutura por um diagrama de interação.

### DEFINIÇÃO DO COEFICIENTE DE RIGIDEZ DE REVESTIMENTO DE TÚNEL

O trabalho recente e analítico de Burns e Richards (1964) e Höeg (1968) sobre a interação solo-estrutura, pode ser usado para estimar quantitativamente a rigidez de um revestimento relativo ao meio envolvente, ou seja, o solo.

Nesses estudos a rigidez relativa do revestimento com relação ao meio adjacente é caracterizada por dois coeficientes chamados coeficiente de compressibilidade e coeficiente de flexibilidade. Uma definição desses coeficientes e sua interpretação física será descrita em seguida.

O coeficiente de compressibilidade é uma medida de rigidez do meio relativamente à rigidez do revestimento.

A rigidez do meio pode ser obtida considerando uma porção do meio sujeita à pressão externa uniforme  $p$ , como mostra a Figura 3a, abaixo.

A deformação diametral ocorrendo num túnel circular imaginário (indicado pela linha tracejada) é dada por:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{P}{E_m} = \frac{P}{E} (1+\nu) (1-2\nu) \quad (4)$$

e a rigidez do meio é dada por:

$$\frac{P}{\Delta D/D} = \frac{E}{(1+\nu) (1-2\nu)} \quad (5)$$

onde  $E$  e  $\nu$  são respectivamente o módulo de Young e coeficiente de Poisson do solo, meio envolvente do túnel.

A rigidez do revestimento que substitue o cilindro de material dentro do círculo imaginário mostrado na Figura 3a, pode ser obtido considerando um anel sujeito a uma pressão uniforme  $p$ , como indica a Figura 3b.

A deformação diametral é dada por

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{P.R}{E_1 \cdot t} \quad (6)$$

onde  $E_1$ ,  $R$  e  $t$  são respectivamente o módulo de elasticidade, o raio e a espessura do anel.

A rigidez do revestimento em deformação plana é obtida da equação 6 substituindo  $E_1$  por  $E_1(1-\nu_1^2)$  onde  $\nu_1$  é o coeficiente de Poisson do material do revestimento.

Portanto, a rigidez do revestimento é dada por

$$\frac{P}{\frac{\Delta D}{D}} = \frac{R}{(1-\nu_1^2)} \quad (7)$$

O coeficiente de compressibilidade  $C$ , é obtido dividindo-se a equação 5 pela equação 7:

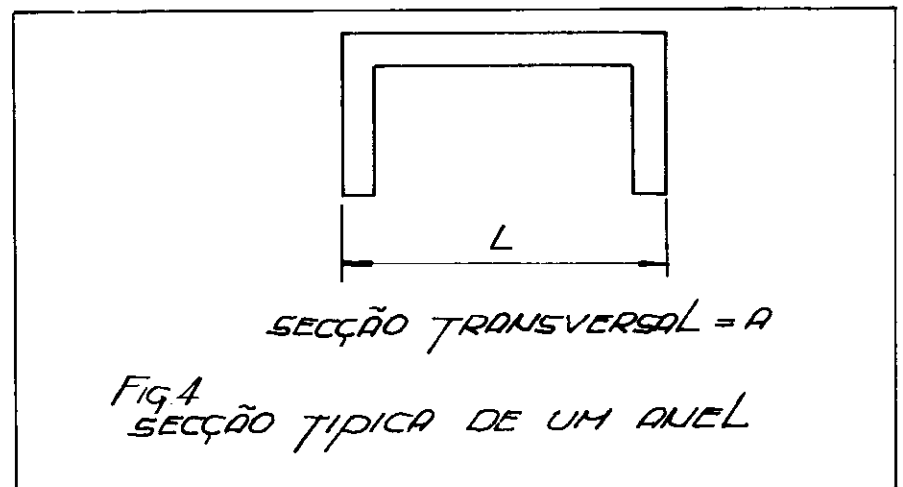
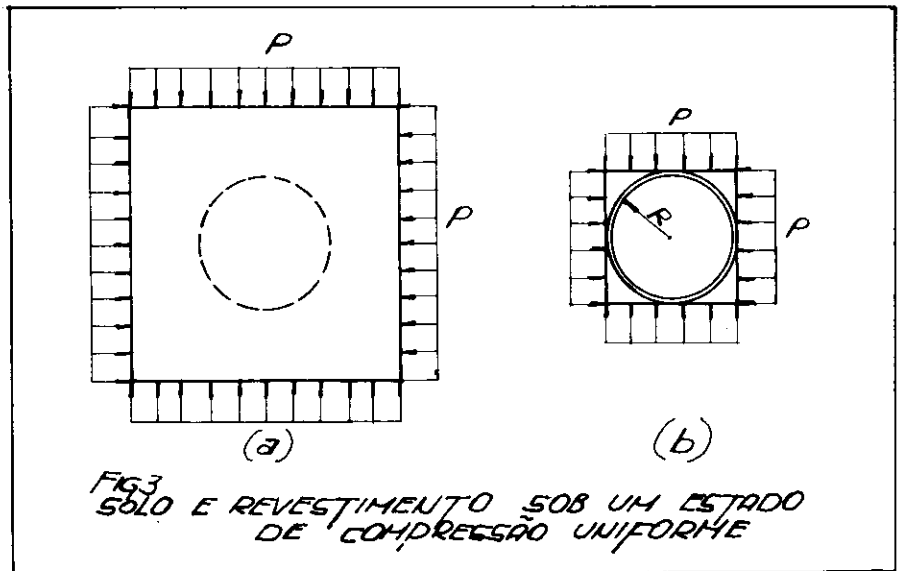
$$C = \frac{E}{\frac{(1+\nu) (1-2\nu)}{E_1 \cdot t} \cdot \frac{1}{(1-\nu_1^2)} \cdot \frac{1}{R}} \quad (8)$$

A expressão acima vale para um revestimento de espessura uniforme  $t$ , numa seção transversal.

Uma vez que a maioria dos revestimentos de túneis são compostos de seções construídas cuja espessura não é uniforme, similar aquela mostrada na Figura 4, a equação 8 é modificada adotando-se a espessura  $t$ , como a área (seção transversal)  $A$  de um elemento típico dividida pelo comprimento  $L$  do elemento, isto é,  $t = A/L$ .

O coeficiente de flexibilidade é uma medida da rigidez à flexão do meio relativa aquela do revestimento.

A rigidez à flexão de ambos, meio e revestimento, como aqui definidas, são medidas essencialmente da resistência de cada um dos elementos solo, e revestimento, à uma variação da seção sob um estado de cisalhamento puro.



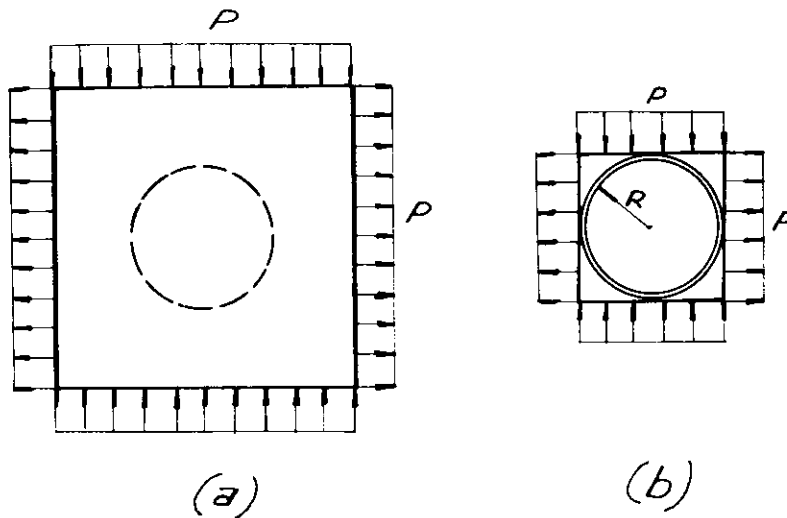


FIG 5 SOLO E REVESTIMENTO SOB UM ESTADO DE CISALHAMENTO PURO

A rigidez à flexão do meio pode ser obtida considerando a deformação diametral do círculo imaginário mostrado na Figura 5a. A deformação diametral é dada por:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{P}{E} (1 + \nu) \quad (9)$$

A rigidez à flexão do meio é tomada como a relação entre a pressão p, e a correspondente deformação diametral unitária da seção do cilindro.

A expressão resultante para a rigidez à flexão do meio vale:

$$\frac{P}{\frac{\Delta D}{D}} = E / (1 + \nu) \quad (10)$$

A deformação diametral de um anel sujeito à distribuição de pressão mostrada na Fig. 5b é:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{pR^3}{6E_1 \cdot I_1} \quad (11)$$

onde  $I_1$  é o momento de inércia da seção transversal do anel. Se  $E_1 \cdot I_1$  é substituído por  $E_1 \cdot I_1 / (1 - \nu_1^2)$ , levando em conta o efeito de deformação plana no revestimento, a rigidez do revestimento é dada por:

$$\frac{p}{\frac{\Delta D}{D}} = \frac{6E_1 \cdot I_1}{R^3 (1 - \nu_1^2)} \quad (12)$$

O coeficiente de flexibilidade é obtido dividindo-se a equação 10 pela equação 12, portanto, tem-se:

$$F = \frac{E}{(1 + \nu)} \cdot \frac{1}{\frac{6E_1 \cdot I_1}{(1 - \nu_1^2)} \cdot \frac{1}{R^3}} \quad (13)$$

Em todas as expressões acima,  $I_1$  é o momento de inércia da seção transversal por comprimento unitário ao longo do eixo do túnel.

Desse modo, para a seção mostrada na Fig. 4,  $I_1$  é o momento de inércia da seção toda dividida pelo comprimento L.

Burns e Richard (1964) mostraram que, levando-se em conta a interação entre o solo e a estrutura, os empuxos e momentos fletores resultantes são afetados por:

- 1) Coeficiente de compressibilidade
- 2) Coeficiente de flexibilidade
- 3) Escorregamento na interface entre o revestimento estrutural e o meio no caso, o solo.

São dadas várias soluções considerando escorregamento total ou nulo, ocorrendo entre o meio e o revestimento.

Devido à existência de tensões de cisalhamento altas na interface entre o revestimento e o meio (solo) na maioria dos casos, acredita-se que condição de assumir escorregamento total é a que mais se aproxima do caso real do comportamento do revestimento de túneis em solo.

Embora as expressões desenvolvidas por Burns e Richard valiam pa-

ra o caso de um carregamento devido à explosão (air blast) no ar, unidimensional atuando em estruturas de abrigo anti-aéreo, as expressões podem facilmente ser modificadas para fornecer os empuxos, momentos para vários valores iniciais do coeficiente de pressão de terra em repouso ( $K_0$ ) como mostram as Figuras 6 a 9 inclusive.

As equações abaixo transcritas valem apenas para um túnel enterrado profundo.

Para a coroa e soleira (topo e fundo do túnel):

$$T = \frac{1}{2} [(1 + K_0) b_1 - \frac{1}{3} (1 - K_0) b_2] \gamma HR \quad (14)$$

$$M = \frac{1}{6} (1 - K_0) b_2 \gamma HR^2 \quad (15)$$

$$W = \frac{1}{2} \frac{HR}{M_c} [(1 - \nu) (1 + K_0) \quad (16)$$

$$b_1 c + \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} (1 - K_0) b_2 F]$$

e para a linha do eixo, tem-se:

$$T = \frac{1}{2} [(1 + K_0) b_1 + \frac{1}{3} (1 - K_0) b_2] \gamma \cdot HR \quad (17)$$

$$M = - \frac{1}{6} (1 - K_0) b_2 \gamma \cdot HR^2 \quad (18)$$

$$W = \frac{1}{2} \frac{\gamma HR}{M_c} [(1-\nu)] \quad (19)$$

$$(1+K_0) b_1 \cdot C - \frac{2}{3}$$

$$\frac{1-\nu}{1-2\nu} (1-K_0) b_2 F]$$

onde

$$b_1 = 1 - a_1$$

$$b_2 = 1 + 3a_2 - 4a_3$$

e

$$a_1 = \frac{(1-2\nu)(C-1)}{(1+2\nu)C+1}$$

$$a_2 = \frac{2F+1-2\nu}{2F+5-6\nu}$$

$$a_3 = \frac{2F-1}{2F+5-6\nu}$$

$\gamma$  = peso específico do solo

H = altura do peso de terra desde a superfície até o eixo do túnel

R = raio médio do revestimento

C = coeficiente de compressibilidade

F = coeficiente de flexibilidade

$M_c$  é o módulo confinado do solo dado pela expressão abaixo:

$$M_c = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Os deslocamentos dados pelas equações 16 e 19 referem-se a uma

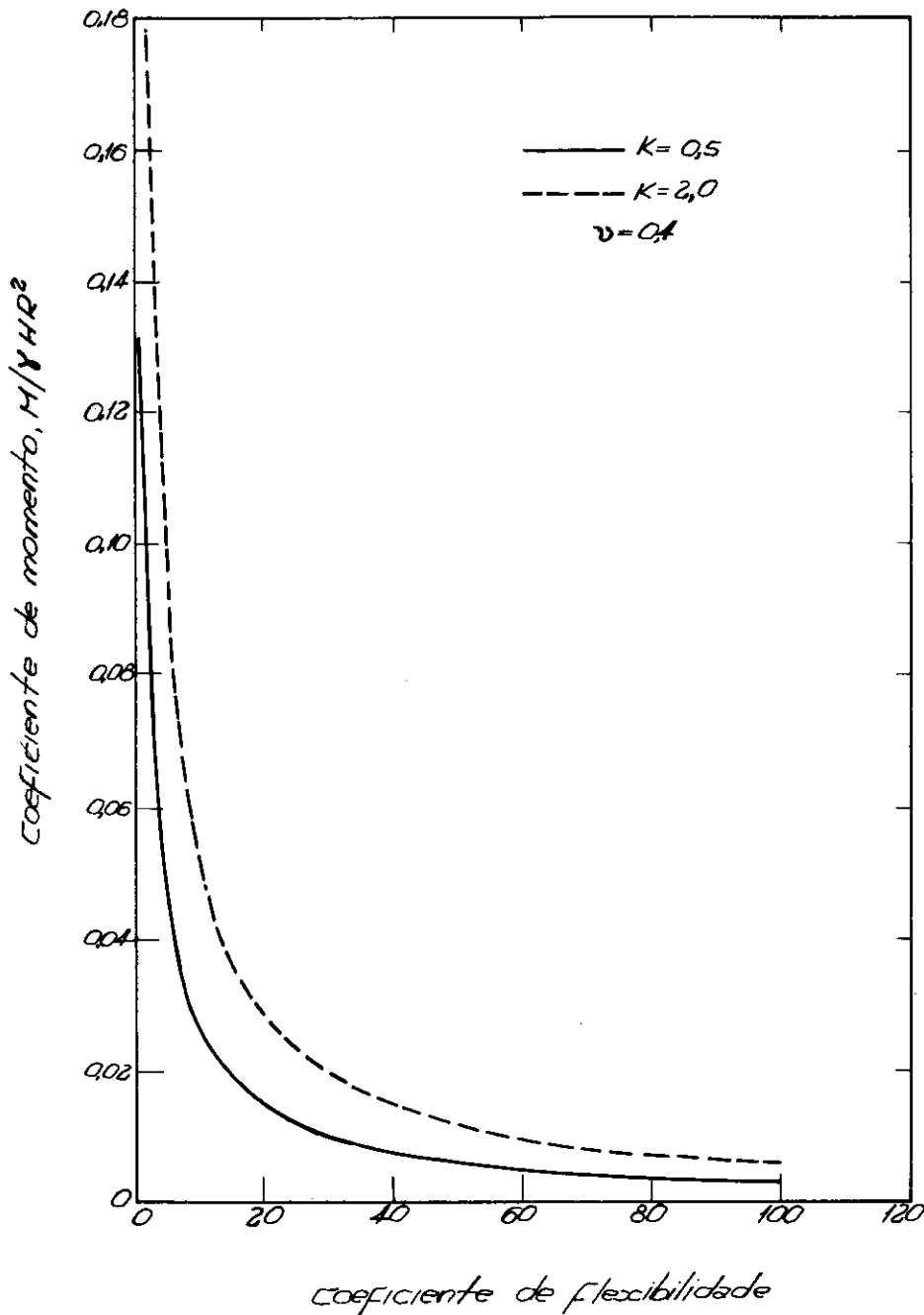


FIG. 5. VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE MOMENTO COM O COEFICIENTE DE FLEXIBILIDADE

parte do meio contendo o revestimento e carregado por pressões externas.

As expressões incluem o deslocamento que já ocorreu devido as tensões liberadas por efeito da abertura do túnel.

As expressões para os momentos fletores, equações 15 e 18 indicam que o momento é proporcional a  $(1-K_0)$ , uma medida da diferença entre as tensões principais maiores e menores no campo liberado. As expressões de momento também indicam que o mesmo é uma função do coeficiente de flexibilidade e não do coeficiente de compressibilidade (vide a expressão de  $b_2$ ).

Na Figura 6, o adimensional de momento ou coeficiente de momento

$(M/\gamma \cdot HR^2)$  é dado como uma função do coeficiente de flexibilidade para dois valores de  $K_0$ .

Quando o coeficiente de flexibilidade aumenta, o coeficiente do momento decresce.

O decréscimo é enorme para um coeficiente de flexibilidade inferior a 10 ( $F \leq 10$ ) e após esse valor limite, isto é, acima de 10, o coeficiente de momento é inferior a 5%, isto é, 0,05. Portanto para coeficiente de flexibilidade maior do que 10 as curvas indicam que o revestimento se comporta relativamente flexível com respeito ao meio, isto é, solo.

Os coeficientes de momento para utilização em projeto poderão ser

obtidos da Figura 6 ou pelas expressões de momento.

As Figuras 7 e 8 dão os coeficientes de empuxo ( $T/\gamma HR$ ) como funções da flexibilidade e da compressibilidade, respectivamente.

O coeficiente de empuxo é uma função de ambos, coeficientes de flexibilidade e compressibilidade, e também do coeficiente de pressão de terra em repouso ( $K_0$ ).

A Figura 7 mostra que o coeficiente de empuxo é relativamente insensível ao coeficiente de flexibilidade mas contudo é sensível ao valor de  $K_0$ .

Esse gráfico mostra todavia, que o coeficiente de empuxo é praticamente o mesmo para todos os coeficientes de flexibilidade superiores a 10.

Isso indica que no revestimento de túneis com coeficiente de flexibilidade maior do que 10, o coeficiente de empuxo vale aproximadamente  $1/2 (1+K_0)$ , valor igual ao recomendado por Peck (1969), para um coeficiente de compressibilidade igual a 1,0.

Essa expressão simplificada é conservadora para coeficientes de compressibilidade superiores a 1,0.

A expressão pode ser modificada como segue, para dar uma relação, isto é um coeficiente simples que simplifica os cálculos mais detalhados expressos pelas equações 14 e 17 para coeficientes de flexibilidade maiores do que 10:

$$T/\gamma HR = L/2(1+K_0) \quad (20)$$

$$[1,2 - 0,2c]$$

Na Figura 8 o coeficiente de empuxo é mostrado como uma função do coeficiente de compressibilidade para dois (2) valores de  $K_0$  e dois (2) coeficientes de flexibilidade.

Esse gráfico indica que o coeficiente de empuxo em repouso decresce com o aumento do coeficiente de compressibilidade.

Ainda mais, para um determinado coeficiente de compressibilidade, o empuxo na coroa e na linha do eixo são um tanto diferentes para valores baixos do coeficiente de flexibilidade, mas se aproximam para um aumento do coeficiente de flexibilidade. O mesmo efeito é mostrado na Figura 7.

Sugere-se o uso das equações 14 e 17 num projeto preliminar. As equações 16 e 19 mostram a variação do diâmetro em porcentagem, como uma função da rigidez do solo, profundidade do túnel, coeficientes de flexibilidade e de compressibilidade.

Ainda que a variação do diâmetro é influenciada em menor grau pelo coeficiente de compressibilidade e a tensão média do contorno é dada

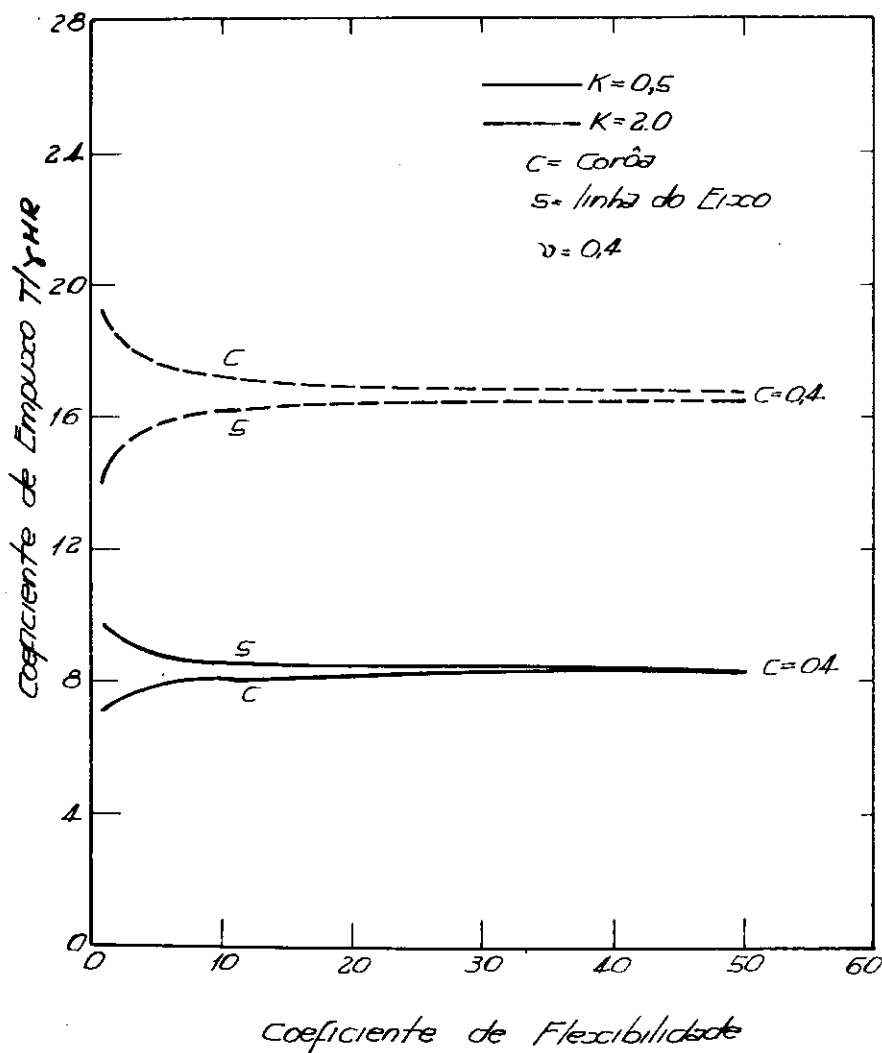


FIG.7 VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE EMPUXO COM O COEFICIENTE DE FLEXIBILIDADE



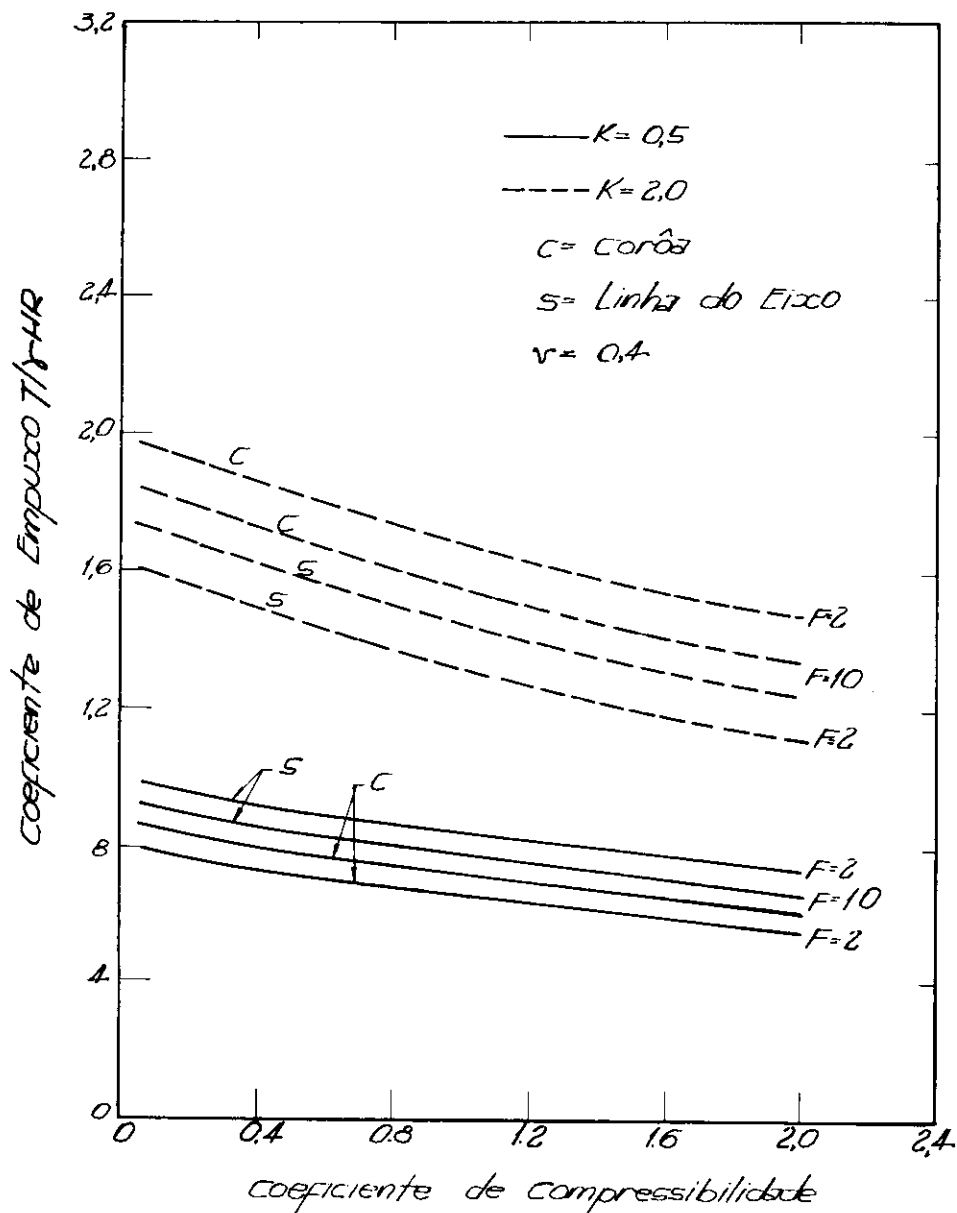


FIG. 8 VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE EMPUXO COM O COEFICIENTE DE COMPRESSIBILIDADE

por  $0,5 (1+K_0) \gamma \cdot H$ , os fatores primários que afetam as variações do diâmetro são aqueles que tendem a ovalizar o revestimento do túnel.

Assim, as variações do diâmetro do túnel constituem uma função primária do coeficiente de flexibilidade, da diferença de tensões principais do campo liberado  $(1-K_0) \gamma \cdot H$  e do módulo do meio (solo).

As equações 16 e 19 podem ser simplificadas em termos de uma variação adimensional de diâmetro.

$$\frac{\Delta D}{D} / (\gamma \cdot H / M_0)$$

A Figura 9 mostra a variação adimensional do diâmetro num gráfico em função do coeficiente de flexibilidade e para um coeficiente de

compressibilidade igual a 0,4 ( $C = 0,4$ ).

As curvas na Figura 9 mostram que as variações do diâmetro aproximam-se de valores constantes quando o coeficiente de flexibilidade excede do valor 10.

Desse modo, para coeficiente de flexibilidade maior do que 10 as deformações são primariamente governadas pelo solo e são muito pouco influenciadas pelo revestimento.

Isto significa que, para coeficiente de flexibilidade maior do que 10, o revestimento se comporta como um revestimento flexível.

Para coeficientes de flexibilidade inferiores a 10, o comportamento é afetado por ambos, revestimento e solo.

Para se obter uma estimativa das variações de diâmetro para outros

coeficientes de pressão de terra em repouso, podem ser usadas as equações 16 e 19.

Como já foi dito as equações mencionadas não levam em conta as deformações que já ocorreram devido a liberação de tensões de campo (free field stresses).

#### APLICAÇÃO DAS TÉCNICAS DE ELEMENTO FINITO NO PROJETO DE REVESTIMENTOS DE TÚNEIS

Ainda que soluções de forma aproximada da teoria da elasticidade tais como as acima apresentadas sejam disponíveis para cálculo de revestimento de túneis profundos, essas soluções não são aplicáveis em revestimento de túneis próximos da superfície (túneis rasos) pois ai

os deslocamentos superficiais e as variações do estado de tensão com a profundidade afetam significativamente o comportamento do túnel.

Para tais condições, mais complexas, um método discreto de análise tal como o Método de Elemento Finito pode ser empregado para se obter a desejada informação.

Mesmo com a adoção de tal aproximação (solução de forma fechada) tanto as soluções como as informações consequentes identificam importantes parâmetros adimensionais.

Se os resultados dos cálculos pelo Método do Elemento do Finito são colocados num gráfico versus tais parâmetros adimensionais, são necessárias poucas soluções para varrer o campo das variáveis em interesse.

Para se determinar o efeito das pequenas espessuras de cobrimento do solo nos vários parâmetros de projeto dos revestimentos de túneis, as soluções por Elemento Finito foram obtidas para três (3) rigidez,

diferentes do revestimento, para três (3) profundidades diferentes de túnel em termos de diâmetro, e usando dois (2) valores para o coeficiente inicial de pressão de terra em repouso.

As soluções foram obtidas por descarregamento das tensões que existem nos contornos do túnel antes da escavação.

Os cálculos consideraram a coroa do túnel como sendo enterrada a profundidades correspondentes e aproximadamente 1/3, 1, 2 e 3 vezes o diâmetro do revestimento do túnel.

O campo de variação da rigidez correspondeu a uma variação do coeficiente de flexibilidade de 2,3 a 15,3.

Esses valores abrangem em geral o campo de variação tanto de revestimento de aço como de concreto armado, proporcionado economicamente.

Os cálculos foram feitos para coeficientes de pressão de terra em repouso  $K_0 = 0,5$  e  $K_0 = 2,0$ .

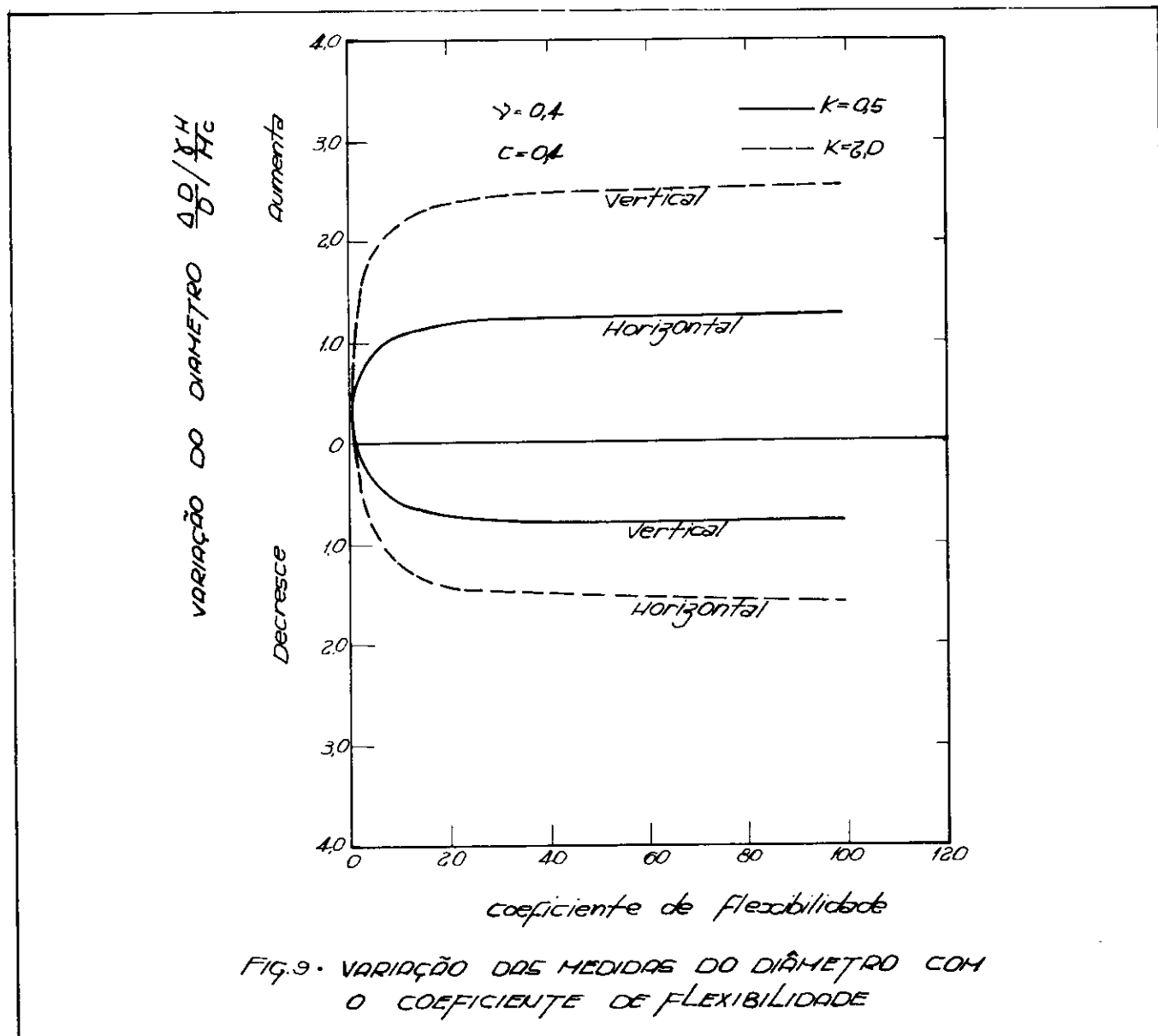
Tais valores foram escolhidos porque em solos normalmente adensados deveria se projetar o revestimento para momentos fletores consistentes com um coeficiente pelo menos tão baixo quanto o valor 0,5 ao passo que túneis em argilas pré-adensadas o coeficiente poderia ser tão alto quanto 2,0.

Os revestimentos projetados em argilas pré-adensadas deverão levar em conta o potencial para ocorrência de elevados momentos e empuxos na coroa e na soleira, associados em elevada tensão horizontal.

Os coeficientes de empuxo desses cálculos versus o adimensional de profundidade do túnel,  $H/D$  estão mostrados na Figura 10.

Estão somente indicados os coeficientes de empuxos máximos para ser útil a quem orienta o projeto.

Para um valor de  $K_0 = 0,5$ , o coeficiente de empuxo máximo ocorre no diâmetro médio (linha do eixo) e é relativamente insensível aos coeficientes de flexibilidade e compressibilidade.



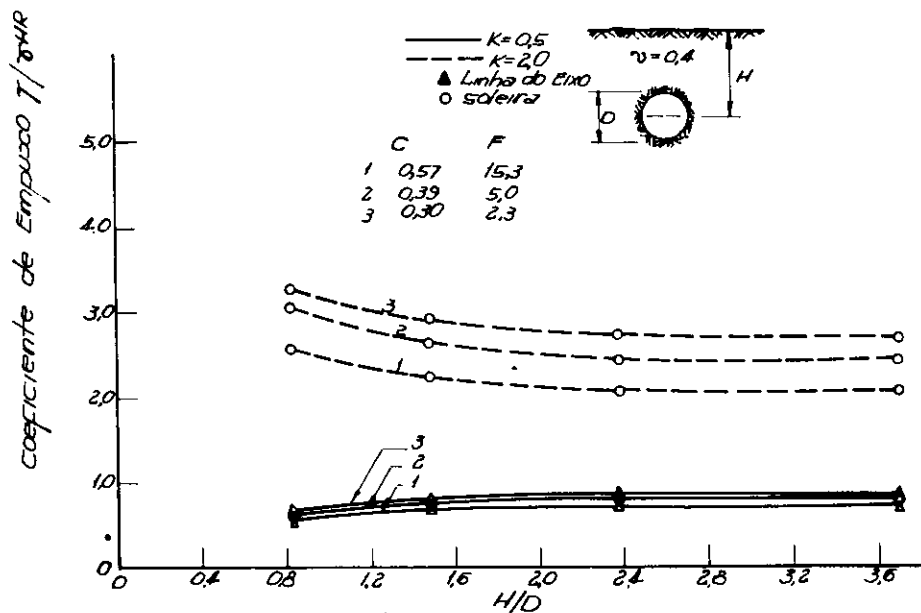


FIG.10. VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE EMPUXO COM A PROFUNDIDADE

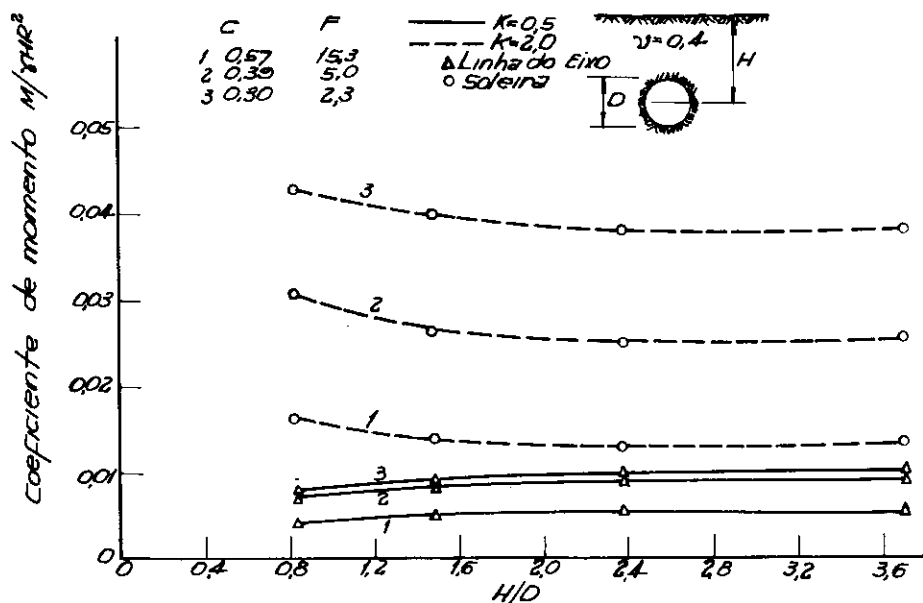


FIG.11. VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE MOMENTO COM A PROFUNDIDADE

Ainda mais, o coeficiente de empuxo na linha do eixo, para um valor de  $K_0 = 0,5$  aumenta com o aumento da profundidade, atingindo a condição de totalmente enterrado (profundo) na profundidade de 1,5 diâmetro.

O coeficiente de empuxo na soleira para um coeficiente de pressão de terra em repouso igual a 2,0 é sensível à rigidez do revestimento do túnel como está indicado nas três curvas superiores da Figura 10.

Na Figura 11 em seguida está mostrado para os mesmos revestimentos um gráfico de adimensional de momento versus o adimensional de profundidade.

Para um coeficiente de pressão de terra em repouso igual a 0,5, os coeficientes de momento são uma função da flexibilidade do revestimento do túnel, mas para todos os revestimentos o coeficiente de momento é menor do que 1% (0,01).

O coeficiente de momento aumenta com o adimensional da profundidade do túnel, e a condição de totalmente enterrado ocorre à profundidade de 1,5 diâmetro.

Para um coeficiente de pressão de terra em repouso igual a 2,0, o coeficiente de momento é mais sensível à rigidez do revestimento do túnel.

O coeficiente de momento geralmente decresce com o aumento do adimensional de profundidade, atingindo a condição de totalmente enterrado num adimensional de profundidade de cerca de 1,5.

Ainda que o coeficiente de momento seja sensível à flexibilidade do revestimento do túnel, para todos os revestimentos os valores se encontram abaixo de 4% (0,04).

Esse valor é consideravelmente mais baixo do que o coeficiente de 25% (0,25) que resultaria se o projeto fosse baseado num coeficiente de pressão de terra em repouso igual a 2,0, para um cilindro rígido.

O adimensional de deslocamento nas soluções por Elemento Finito é mostrado na Figura 12 versus o adimensional de profundidade do túnel.

Para um valor de  $K_0 = 0,5$ , a máxima variação de diâmetro ocorre no diâmetro horizontal e decresce com o aumento do adimensional de profundidade até um valor constante de 0,75 para um adimensional de profundidade maior do que 1,5 diâmetro.

Para  $K_0 = 2,0$ , a variação máxima do diâmetro ocorre no diâmetro vertical e o adimensional de deslocamento decresce com o aumento do adimensional da profundidade.

O máximo adimensional de deflexão para  $K_0 = 0,5$  para um revesti-

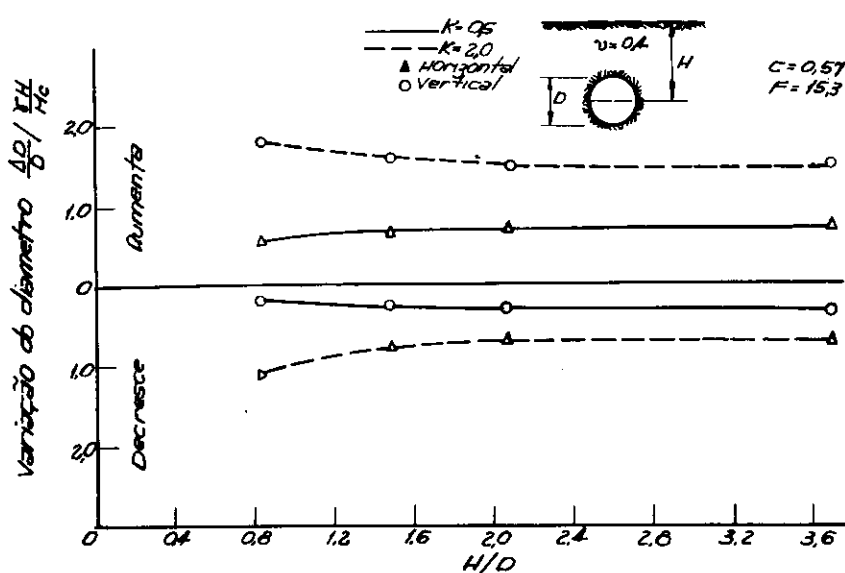


Fig. 18. VARIACÃO DAS MEDIDAS DO DIÂMETRO COM A PROFUNDIDADE

mento cujo coeficiente de flexibilidade vale 10 é 1,0.

Donde pode se escrever uma equação simplificada para revestimentos com flexibilidade superior a 10:

$$\frac{\Delta D}{D} = 1 \cdot \frac{\gamma H}{M_c} \cdot \frac{|1 - K_o|}{0,5} \quad (21)$$

O valor do módulo de Young para uma argila pode ser adotado aproximadamente como valendo 300 vezes a resistência à compressão simples ( $E = 300q_u$ ).

Para valores razoáveis do coeficiente de Poisson correspondente às condições de equilíbrio de drenagem em argilas, o valor do módulo confinado (constrained modulus)  $M_c$ , é 5/3 vezes o valor do módulo de Young.

Portanto a equação 21 se torna:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{1}{500} \cdot \frac{\gamma H}{q_u} \cdot \frac{|1 - K_o|}{0,5} \quad (22)$$

Então, quando a tensão devida ao peso total de terra vale 5 vezes a resistência à compressão simples do solo, a variação do diâmetro deverá ser de 1%, equando a relação entre a tensão devida ao peso de terra total e a resistência à compressão simples for 2,5, a variação do diâmetro é 0,5%.

## RESUMO E CONCLUSÕES

Nesse trabalho foram revisados alguns conceitos recentes e aperfeiçoamentos no Estado da Arte da Prática de Execução de Túneis.

Além disso, foi apresentada uma informação que preenche a lacuna nos correntes procedimentos de projeto quando se deseja um revestimento de túnel perfeitamente flexível ou rígido.

Os resultados de uma solução de interação elástica de forma fechada foi apresentada, a qual sugere a utilização dos coeficientes de compressibilidade e flexibilidade como um meio de definição da rigidez do revestimento do túnel.

Foi mostrado para fins práticos que os túneis podem ser considerados flexíveis se o coeficiente de flexibilidade é maior do que 10.

Uma vez que o coeficiente de flexibilidade é dado por:

$$F = \frac{E}{(1 + \nu)} \cdot \frac{1}{6E_1 I_1 R^3 (1 - \nu_1^2)}$$

e o módulo de young de uma argila vale aproximadamente 300 vezes a resistência a compressão simples, o revestimento do túnel se comporta

essencialmente como um revestimento flexível se o valor de  $EI/R^3$  for inferior a 5 vezes a resistência a compressão simples do solo.

$$\frac{EI}{R^3} < 5q_u$$

Em revestimentos mais flexíveis que esse, as deformações são comandadas quase inteiramente pelas propriedades do solo e pela profundidade do túnel.

Em revestimento com coeficientes de flexibilidade maior do que 10, foi também mostrado que as variações do diâmetro podem ser calculadas pela seguinte fórmula aproximada, em termos de profundidade do túnel e resistência à compressão simples do solo.

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{1}{500} \cdot \frac{\gamma H}{q_u} \cdot \frac{|1 - K_o|}{0,5}$$

O empuxo num revestimento de túnel com um coeficiente de flexibilidade maior do que 10 pode ser expresso aproximadamente como:

$$\frac{T}{\gamma HR} = \frac{1}{2} (1 + K_o) [1,2 - 0,2c]$$

Para o projeto de revestimentos de túneis com coeficientes de flexibilidade inferiores a 10, os coeficientes de momento e empuxo deverão ser tomados das Figuras 10 e 11 (ou de figuras similares obtidas para um campo maior de rigidez de revestimentos) para um projeto preliminar.

Levando em consideração a interação entre o solo e o revestimento nessa maneira, resultará numa economia significativa de ferragem no revestimento em concreto armado.

Essa economia se tornará de importância crescente se o Estado da Arte permitir a construção de túneis de diâmetros maiores em solo.

- (1) BURNS, J. O. and RICHARD, R. M. - "Attenuation of Stresses for Buried Cylinders", Proceedings, Symposium on Soil Structure Interaction, Tucson, 1964 pgs. 378-392.
- (2) HOEG, K. - "Stresses Against Underground Structural Cylinders", Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 94, n.º SM4, 1968 pgs. 833-858.
- (3) PECK, R. B. - "Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground", Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics, Mexico, State of The Art Volume, 1969, pgs. 225-290.
- (4) SCHMIDT, B. - "Settlement and Ground Movements Associated with Tunnelling in Soil", Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, 1969, 224 pgs.