

SISTEMA ADUTOR METROPOLITANO — GEOTECNIA

ENG.º PAULO FERREIRA
GEOL. GUALTER PUPO
GEOL. ROBERTO RODRIGUES

Divisão de Topografia e Geologia da COMASP

É de grande importância e extremamente ampla a utilização da Geologia Aplicada às obras de Engenharia Sanitária. Efetivamente, de um lado a contribuição dessa especialidade inicia-se na fase do planejamento, torna-se muito importante na fase de ante-projeto, e projeto final, para continuar a ser expressiva nas fases de construção e conservação. De outro lado, a sua contribuição atinge praticamente todas as partes das obras sanitárias, tais como: cortes, fundações, escoramentos de valas, rebaiçamento do lençol freático, pavimentos etc.

Este estudo, que se faz ao longo do eixo da adutora visa fornecer elementos essenciais que possibilitam a avaliação da porcentagem dos diversos materiais de escavações, o projeto da drenagem subterrânea, escoramento dos taludes, de cortes e aterros. Geralmente, o estudo é feito após a locação do eixo definitivo, mas outras vezes se efetua ao longo de traçados em comparação. Evidentemente os graus de detalhamento são variáveis de acordo com a fase e condições geológicas locais e do diâmetro da adutora.

Os resultados obtidos têm sido aproveitados para algumas mudanças no traçado, já que seu desenvolvimento em solos que apresentem péssimas condições geotécnicas resultam em problemas de escoramento e métodos especiais para rebaixamento do nível d'água e de fundação, o que representa o acréscimo do custo. A mudança do traçado da adutora para locais em que o solo apresente melhores condições geotécnicas é então economicamente compensadora.

1. GEOLOGIA REGIONAL.

A Bacia sedimentar de São Paulo é provavelmente de origem terciária, recoberta em alguns pontos por sedimentos quaternários. Limitando esta, temos rochas do Pré-Cambriano, representadas por granitos, gnaisses, xistos e filitos, sendo a fonte dos sedimentos da bacia.

A espessura dos sedimentos é muito variável, em virtude da conformação topográfica extremamente irregular.

A estratigrafia da bacia de acordo com a ordem de deposição dos sedimentos desde o embasamento é a seguinte:

1. Areias médias e grossas pouco argilosas, basais, as quais são muito angulosas e ocorrem em grandes extensões da bacia;
2. Argilas rijas com lentes de areia cinza esverdeadas;

3. Camadas variegadas ou intermediárias, variando em faces argilosas e arenosas; são camadas muito irregulares tanto na espessura como em sua extensão horizontal e composição granulométrica;
4. Argila porosa, que em sua parte superior não está saturada, abaixo do lençol freático, torna-se rija com concreções limoníticas.

2. GEOMORFOLOGIA

Dentro dos limites do Planalto Atlântico distingue-se alguns elementos geomorfológicos característicos. Dessa forma, nas áreas que delimitam a bacia sedimentar, destacam-se dois elementos geomorfológicos diferenciados: "mar de morros", caracterizados pela presença de elevações suavemente onduladas com forma semi-arredondada; e pelas "áreas serranas" típicas, exemplificadas ao norte pela Serra da Cantareira, onde se situam partes das obras da COMASP, da qual faz parte o Sistema Adutor Metropolitano — SAM — Alça Norte.

A área que constitui a bacia se caracteriza por uma topografia suave, formada por colinas típicas, destacando-se topograficamente uma faixa alongada e estreita que compõe o Espigão Central (cota 820 m), que se constitui num divisor de águas entre as bacias do Tietê e do Pinheiros. Os bordos desse Espigão Central constituem as "altas colinas" e "espigões secundários" com altitudes máximas entre 750 m a 795 m. De um modo geral, logo abaixo, estão localizados os "terraços fluviais" ocupando dois níveis diferenciados: nível intermediário (cota 745 a 750 m) e nível baixo (cota 725 a 730 m). As unidades mais baixas correspondem as planícies de inundação (cota 720 m).

3. GEOLOGIA LOCAL

O traçado do Sistema Adutor Metropolitano localiza-se em parte em regiões limítrofes à Bacia sedimentar de São Paulo e em alguns trechos penetra em grandes extensões para seu interior. A partir de dados de campo e perfis de sondagens a percussão, realizadas ao longo do traçado das adutoras determinou-se as seguintes unidades litológicas.

3.1. *Embasamento cristalino*: constitui-se por rochas do complexo cristalino Pré-Cambriano, as quais geralmente se apresentam com elevado grau de decomposição, originando solos residuais do tipo silto-argila-arenoso medianamente compactos a compactos.

Ao longo de certos trechos do traço da adutora e adjacências, existe um grande número de matações que as vezes atingem a vá-

rios metros de diâmetro e que resultaram de uma recorrência tectônica e conseqüente reativação erosiva.

3.2. *Sedimentos terciários*: que constituem as chamadas "camadas de São Paulo", representados por depósitos de areias médias e grossas basais, com intercalações intermediárias de areias finas argilosas e horizontais superficiais de argila-silto-arenosa. Nos níveis mais elevados da bacia, entre as cotas 815 e 785 m, embora possa ser encontrada em cotas mais baixas, é comum a ocorrência de um horizonte de argila cuja espessura atinge em alguns pontos até 25 m; apresentam cor vermelha até 10 a 12 m de profundidade a partir de onde se apresentam vermelhas com manchas amarelas ou cinzas. Os primeiros metros (6 a 8 m) dessa camada se apresentam porosos e não saturados, daí o nome de "argila porosa vermelha".

3.3. *Sedimentos quaternários*: são representados por aluviões depositados ao longo do atual sistema de drenagem da região. São constituídos fundamentalmente por areias grossas e médias com intercalações de argilas, siltes, solos orgânicos e eventuais níveis de cascalhos distribuídos na forma de leitos ou bancos.

4. REBAIXAMENTO DO NÍVEL D'ÁGUA

A presença da água nas cavas de fundação, como é óbvio, apresenta vários inconvenientes, pois não só dificulta ou mesmo impossibilita o trabalho, como por outro lado modifica o equilíbrio das terras, provocando a instabilidade do fundo da escavação e o desmoronamento dos taludes; obriga ainda, que as escavações tenham escoramentos mais adequados uma vez que maiores são os empuxos a serem resistidos.

Daí ser necessário rebaixar o N.A. existente acima da cota de escavação, até o fundo da mesma.

O método de drenagem a ser utilizado em cada caso dependerá da quantidade de água que escoar para o interior da escavação, ou seja, da permeabilidade do solo, da suscetibilidade do mesmo aos efeitos danosos do fluxo ou da presença de água livre (carreamento de material sólido, instabilidade, amolecimento).

5. MÉTODOS DE REBAIXAMENTO DO LENÇOL DE ÁGUA

Serão analisados os processos de drenagem a que poderão ser utilizados nas obras do SAM.

1. Bombeamento superficial

É o método mais simples onde o esgotamento se faz recalçando, para fora da zona de trabalho, por meio de poços coletores, cujas profundidades deverão ir até cerca de 1 m abaixo da cota de fundação.

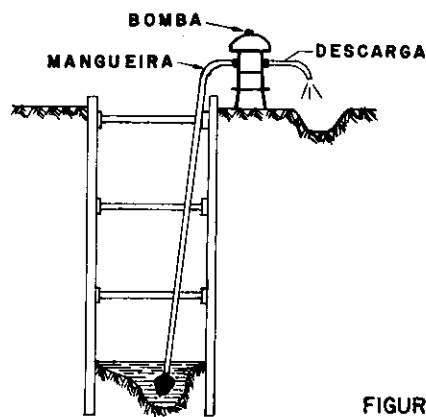


FIGURA 1

Este método geralmente acarreta o amolecimento do solo no fundo da cava, quando ele for argiloso, ou o aframento (ou mesmo fenômeno da "areia movediça") quando o solo for siltoso ou arenoso. Neste caso os taludes e o fundo da escavação são extremamente instáveis.

Como na maior parte da construção as escavações serão com paredes verticais suportadas lateralmente, as pranchas de escoramento serão levadas a uma profundidade bem maior do que o fundo da escavação (fig. 2). Com isso aumenta-se o caminho de percolação e diminui-se o gradiente hidráulico do fluxo de água emergente da escavação, a fim de afastar as possibilidades da ocorrência de um gradiente hidráulico crítico, ocorrendo então o fenômeno da "areia movediça", que poderia causar ruptura hidráulica do fundo.

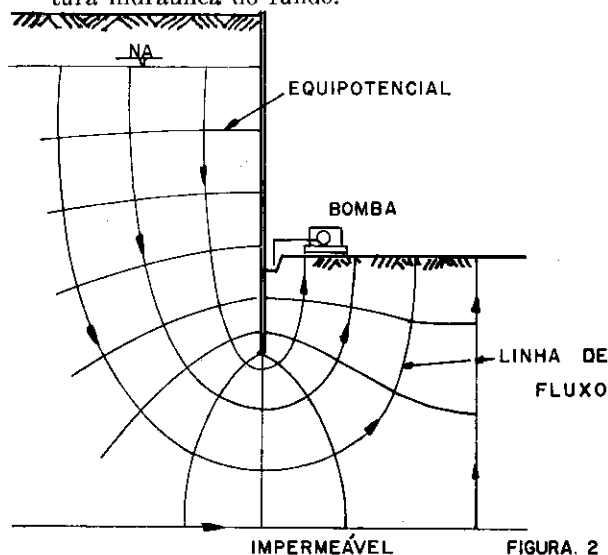


FIGURA 2

2. Processo "well point" — ponteiros

Para este método são utilizadas ponteiros constituídas por tubos de 5 a 6 m de comprimento e 5 cm de diâmetro, perfurados e envolvidos por tela com malha de pequena abertura. As ponteiros são utilizadas em solos de permeabilidade superior a $K = 10^{-3}$ cm/seg e servem simultaneamente de poço e de tubo de sucção.

O espaçamento entre as ponteiros deve ser pequeno, aproximadamente de 1 a 2 m, espaço este variável em função da depressão do lençol pretendido e da capacidade de vazão de cada ponteira e das características do solo.

Com este processo a máxima depressão do lençol freático que se obtém, praticamente, é da ordem de 5 a 6 metros.

Para solos de baixa permeabilidade constituído de siltes e argilas, onde $K \ll 10^{-6}$ cm/seg esses sistemas por gravidade deixam de ser eficientes, uma vez que nos solos finos o movimento de água nos vazios sofre interferência da capacidade. Então, para acelerar a drenagem da água dos vazios, bem como para aumentar a estabilidade da massa terrosa independentemente de sua drenagem, aplica-se vácuo ao sistema de "well points", por meio de vácuo que atua no tubo coletor superficial.

Pressão negativa (vacuo)

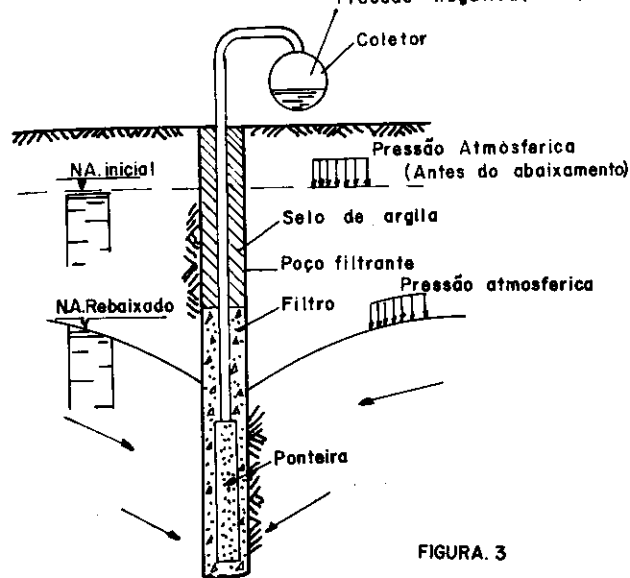


FIGURA. 3

6. ESCORAMENTO DAS CAVAS DE FUNDAÇÃO

A maior parte do Sistema Adutor Metropolitano se processará através de ruas, na cidade de São Paulo; desta forma por medida de segurança em relação a habitações pelo trânsito ao lado das valas, e em alguns lugares ao pequeno espaço nas ruas ou vielas mais estreitas, o talude das escavações será geralmente com lados verticais, que para serem mantidos serão escorados. O tipo adequado de escoramento será definido, levando-se em conta os fatores acima e, também em função das características geológicas do terreno e presença do nível d'água, que pode comprometer a estabilidade do talude. Em locais de campo onde não haja habitações ou problemas de trânsito, os taludes das escavações poderão ser um pouco inclinados, tanto quanto permitam, sem riscos de ruptura, as condições do solo.

Para os cálculos necessários levou-se em consideração a equação de resistência ao cisalhamento:

$$S = C + \text{tg } \varnothing \sigma$$

onde:

S = resistência ao cisalhamento (t/m²)

C = coesão (t/m²)

σ = tensão de compressão (t/m²)

\varnothing = ângulo de atrito interno, dado em graus.

Os valores de coesão, ângulo de atrito e peso específico dos solos considerados, ao longo do traçado do SAM, foram considerados conforme a tabela abaixo.

Para os cálculos considera-se uma sobrecarga de 1.5 t/m² distribuída uniformemente na superfície do terreno, sobrecarga esta representada por tubos, areias e veículos utilizados durante a construção.

A altura máxima das escavações sem escoramento, denominada "altura crítica" (Hc) é dada pela expressão:

$$Hc = \frac{4c}{\gamma} N\varnothing$$

c = coesão (t/m³)

γ = peso específico do solo (t/m³)

$N\varnothing$ — valor da fluência = $\text{tg}^2 (45^\circ + \varnothing/2)$.

Para um dado valor de \varnothing , a altura crítica de um talude, que se rompe ao longo do círculo que passa pelo seu pé, é dada pela equação:

$$Hc = Ns \cdot \frac{c}{\gamma}$$

Ns = fator de estabilidade na teoria dos taludes; é um número sem dimensão. Seu valor depende somente do ângulo de inclinação cujo valor é determinado pelo gráfico abaixo.

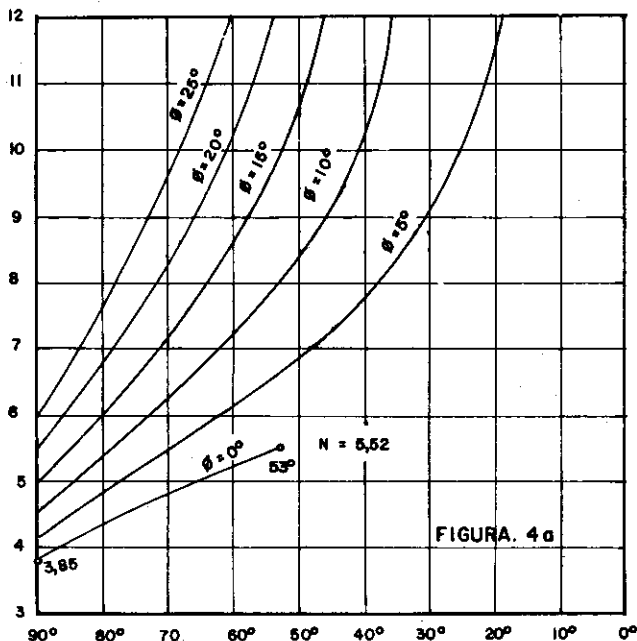


FIGURA. 4a

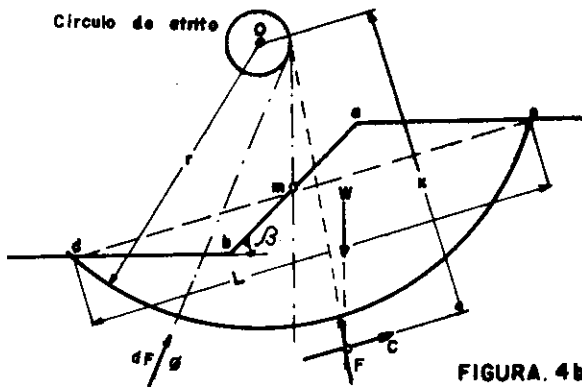


FIGURA. 4b

Para os solos considerados teremos:

TIPO DE SOLO	ALTURA CRÍTICA	
	s/sobrecarga	c/sobrecarga
Argila dura	7 m	5 m
Argila mole	3,2 m	0,8 m
Solos não coesivos (Areia e Silte)	2,7 m	0 m

Então, se a altura do corte for superior a H_c , ele será instável e deverá haver, nesse caso, escoramento adequado, ou o ângulo do talude terá que ser inferior a 90° .

Em solo coesivo a altura crítica do corte é sensivelmente diminuída pelo aparecimento de fendas de tração no terraplino, porque próxima à superfície, o terraplino está em estado de tração (fig. 5).

A profundidade das fendas de tração é igual a:

$$H_o = \frac{1}{2} H_c$$

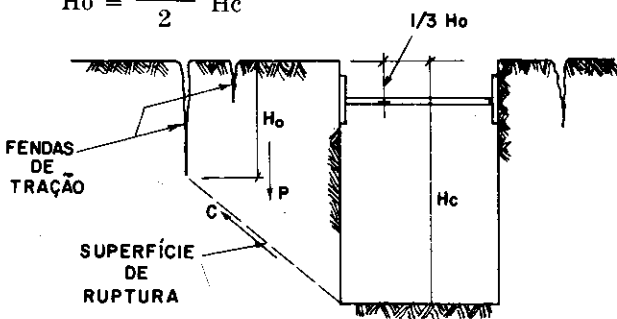


FIGURA. 5

No topo do terraplino poderão surgir ainda fendas de contração do solo argiloso, quando este for ressecado. Tanto as fendas de tração como as fendas de contração tornam-se veículo fácil para a penetração de águas superficiais. Dessa infiltração poderão decorrer forças de percolação no terreno que tornarão instável o corte. Para evitar a ruptura do corte

pode-se colocar uma escora horizontal à profundidade de $1/3 H_o$, fazendo com que a parte superior do terraplino permaneça em estado de compressão. A infiltração das águas superficiais é evitada impermeabilizando-se a superfície do terraplino e com proteções que desviem águas de enxurradas.

Nas argilas rijas e duras, as alturas críticas, em cortes verticais, podem variar muito, uma vez que essas argilas são fissuradas, o que equivale a uma redução do valor da coesão.

Em relação a escavações em argila mole, deve-se considerar a possibilidade de que o fundo da escavação possa romper levantando-se, porque o peso da massa de argila ao lado do corte tende a deslocar a argila subjacente na direção da escavação.

Considera-se um corte em argila mole, conforme esquema da figura 6 abaixo, com largura B e profundidade H.

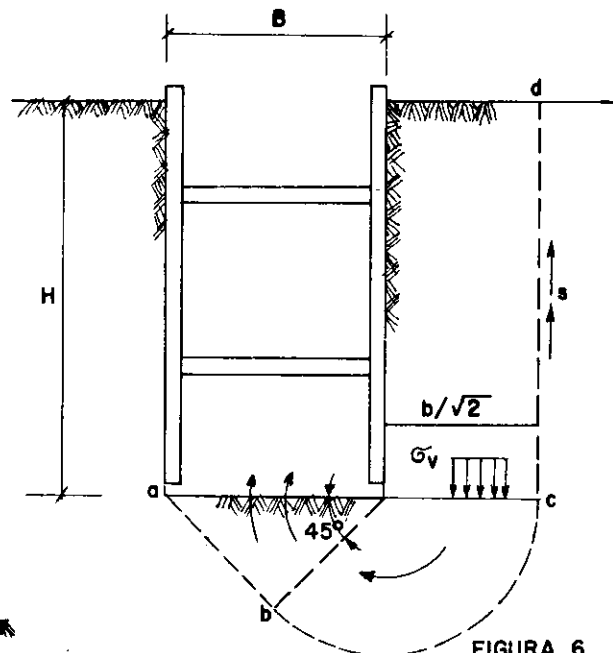


FIGURA. 6

Devido a escavação, há um alívio de pressões no fundo da cava, igual a γH , sendo γ peso específico natural da argila. Externamente à pranchada e a mesma profundidade, atua a pressão σ_v , que deverá ser contrabalancada pelas tensões resistentes ao longo da superfície de ruptura abcd, para que não haja ruptura do fundo da escavação. Nos casos de argilas moles saturadas, tomando-se $\phi = 0$, o ângulo formado pelos lados da cunha de solo com o fundo da cava será igual a 45° , assim o plano vertical de ruptura, cd, distará $b/\sqrt{2}$ da pranchada.

O peso do paralelepípedo de solo, aliviado da resistência ao cisalhamento S ao longo do plano cd, nos dará a pressão σ_v .

$$\sigma_v = \gamma H - \frac{SH}{b/\sqrt{2}} = \gamma H - \sqrt{2} \frac{SH}{b}$$

Podemos escrever que: $\sigma_v = \sigma_r$, onde σ_r é a capacidade de carga da argila. Conforme Terzaghi, para uma cava de grande comprimento comparada com sua largura pode-se escrever que: $\sigma_r = 5,7 S$.

Assim, a altura crítica H_c da escavação para a qual haverá movimento de subida da argila para o interior da trincheira será:

$$H_c = \frac{5,7 S}{\sigma - \sqrt{2} \frac{s}{b}}$$

No caso de argila mole saturada, toma-se:

$$S = \frac{R_c}{2}$$

Para o caso de areias puras ou de areias pouco argilosas e siltosas submersas, qualquer que seja a altura do corte a ser praticado, a escavação deverá ter contenção lateral das paredes do corte.

7. SISTEMAS DE ESCORAMENTO

Nas escavações do SAM são empregados tipos de escoramento descritos abaixo.

7.1. Escoramento descontinuo de madeira

Empregado em solos coesivos e com lençol freático abaixo da cota de fundação. É utilizado para evitar presença ou então diminuir a intensidade das fendas que surgiram na superfície do terreno adjacente, após a escavação. A presença dessas fendas, como já foi dito anteriormente, reduz consideravelmente a altura crítica e, mais cedo ou mais tarde, aparecem cavidades nas paredes do corte. Para evitar esses acidentes, as bordas superiores dos cortes são escoradas umas contra as outras.

7.2. Cortina de pranchada de madeira horizontal

Emprega-se solos com alguma coesão temporária, quando o corte vertical pode ser praticado em trechos, ou, então, quando essa coe-

são é alcançada por medidas de proteção contra o processo gradativo de deterioração do terreno com o tempo (eventualmente agravado por pequenos fissuramentos de ressecamento etc.), ou contra a possibilidade de quedas locais de pequenos volumes de terra, particularmente quando os bordos da vala forem solicitados por carregamentos que são praticamente impossíveis de se excluir de todo no decorrer da obra. O escoramento é também recomendado por prudência para proteção dos operários enquanto trabalham na colocação do tubo no fundo da vala.

7.3. Escoramento de estacas — prancha de aço

Em terrenos sem coesão, saturados e em argilas muito moles é cravada uma linha de estacas — pranchas de aço verticais, justapostas ao longo do corte a ser praticado. As pranchas metálicas por serem de paredes delgadas são cravadas facilmente e podem resistir a grandes momentos fletores. Nesse caso as estroscas podem ser de vigas de perobas ou de eucaliptos, ou então, constituídas por perfis de aço da secção I ou H.

A retirada das estacas-prancha após o reaterro pode causar maior perturbação da envoltória de areia, uma vez que a superfície de contato das estacas com o solo é grande, embora o atrito com o solo, em geral, seja pequeno.

7.4. Escoramento com perfis I de aço e pranchas de madeira

Os perfis I associados a pranchas de madeira horizontais, são utilizados em solos onde ocorrem pressões laterais, consideráveis, ou abaixo do lençol freático em solos pouco permeáveis.

7.5. Escoramento continuo de madeira e escoramento continuo especial de madeira

O escoramento continuo de madeira é utilizado em pequenos trechos onde haja abatimento localizado do talude devido a fatores que possam tornar instáveis algumas partes da pa-

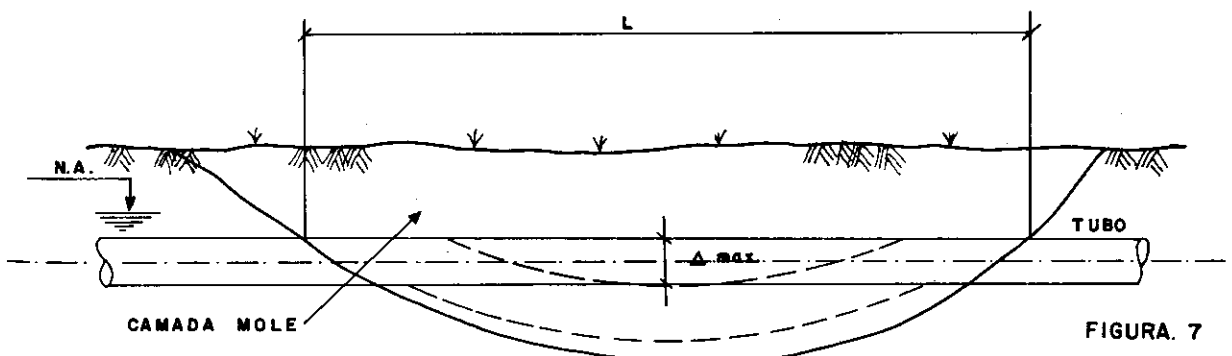


FIGURA. 7

rede da vala, como por exemplo a presença de formigueiros abandonados de grande extensão.

O escoramento contínuo especial de madeira ou estaca-pranchas de madeira é constituído por peças interligadas por meio de juntas tipo macho-fêmea, com as pontas em forma assimétrica para que durante a escavação elas permaneçam justapostas. Esse tipo de escoramento é indicado para solos poucos coesivos (areias e argilas moles) e mesmo saturados, e empregado quando se for construir alguma estrutura maior ou em trevessias sob rodovias ou ferrovias, em determinados pontos da adutora.

8. RECALQUES

Um dos grandes problemas que tiveram de ser enfrentados, foi o de determinar no campo, a grandeza dos recalques máximos, admissíveis e as conseqüentes áreas que seriam necessárias superescavar.

O objetivo desta parte é apresentar a solução estrutural, as verificações efetuadas e a final, sintetizar os dados numa tabela onde apareçam em função do diâmetro da tubulação, da espessura da chapa e do vão, a deflexão máxima admissível.

8.1. Cálculos

8.1.1. Cálculo do Δ max

$$\Delta \max = f(L)$$

$$\sigma = \frac{M}{S} \quad \begin{array}{l} M = \text{momento fletor} \\ S = \text{mod. resist.} \end{array}$$

$$\sigma_{ad} = \frac{\sigma}{n} \quad n = \text{coef. segurança adotado } 2$$

$$\sigma_{ad} = \frac{33.000}{2} = 16.500 \text{ psi}$$

$$M = \frac{q l^2}{8}$$

$$q = \frac{8 \sigma \cdot S}{L^2}$$

$$\text{Sendo } \Delta \max = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EJ}$$

$$J = 0,392 t D^3$$

$$S = \frac{J}{D/2} = \frac{2J}{D} = 2 \times 0,392 t D^2$$

$$\frac{S}{J} = \frac{2}{D}$$

$$E = 29 \times 10^6 \text{ psi}$$

Então:

$$\Delta \max_{(pol)} = \frac{2 \sigma_R L^2}{9,6 \times ED} = \frac{\sigma_R L^2}{4,8 ED} \times 144$$

L em pés

$$\Delta \max = \frac{30 \sigma_R L^2}{E \cdot D} \quad \text{ou ainda}$$

$$\Delta \max = \frac{30 \times 16.500}{30 \times 10^6} \times \frac{L^2}{D}$$

$$\Delta \max_{(pol)} = 0,0165 \frac{L^2}{D} \quad (1)$$

8.1.2. Verificação para a região dos apoios.

Supõe-se que os apoios sejam equivalentes a um berço.

Temos então

$$\sigma_t = \sigma_m + \sigma_l$$

σ_t = tensão total.

σ_m = tensão devida à flexão.

σ_l = tensão localizada na região de apoio.

$$\sigma_{t \max} = 16.500$$

Admitindo que o engastamento seja 50% fixo, vem:

$$\sigma_L = \frac{16.500}{2} = 8.250 \text{ psi}$$

σ_L = tensão localizada no berço, pode ser calculada por:

$$\sigma_L = K \cdot \frac{P}{t^2} \log e \frac{R}{t} \quad (\text{AWWA} - \text{M. 11})$$

$$K = 0.0164$$

P = reação do berço (1b)

t = espessura da parede do tubo — (pol)

R = raio do tubo (pol)

$$\text{Como: } 16.500 = 8.250 + \sigma_L \therefore \sigma_L = 8.250 \text{ psi}$$

$$P = \frac{\sigma_L t^2}{K \log_e R/t} = \frac{q l}{2} \quad (1.A)$$

$$q = \frac{8 \cdot \sigma \cdot S}{L^2}, \text{ substituindo:}$$

$$\frac{\sigma_L \cdot t^2}{K \log_e R/t} \cdot \frac{8 \cdot \sigma \cdot S \cdot L}{L^2 \times 2} = \frac{4 \sigma \cdot S}{L}$$

$$Lc_R = \frac{K \log_e R/t \cdot 4 \cdot \sigma S}{\sigma_L \cdot t^2} \left(\frac{1}{12} \right) L \text{ em pés}$$

$$S = 2 \times 0,392 t D^2$$

$$Lc_R = \frac{K \log_e R/t \cdot \sigma \times 4 \times 2 \times 0,392 t D^2}{3 \sigma_L \cdot t^2}$$

$$Lc_R = \frac{0,2613 \cdot K \log_e R/t \cdot \sigma D^2}{\sigma_L \cdot t} \quad (2)$$

o que, para a determinação da Δ_{cr} , permite escrever:

$$\Delta_{cr} = \frac{30 \sigma L^2}{E D}$$

$$\Delta_{cr} = \frac{30 \cdot \sigma (0,2613 K \log_e R/t \cdot \sigma D^2)^2}{E D}$$

$$\Delta_{cr} = \frac{2,05 \sigma^3 K^2 D^3 [\log (R/t)]^2}{\sigma L^2 t^2 E} \quad (3)$$

Para o cálculo da tabela final, é cômodo colocar esta expressão 3 substituindo os:

valores numéricos como seja:

$$Lc_r = \frac{0,2613 \times 0,0164 \times 16.500}{8.250} \cdot \frac{\log_e R/t \cdot D^2}{t}$$

$$Lc_r = \frac{0,00857 \log_e (D/2t) \dots D^2}{t} \quad (4)$$

(pés)

E, a deformação crítica nós dá:

$$\Delta_{cr} = \frac{2,05 (16.500)^2 \cdot (0,0164)^2}{(8.250)^2 \times 30 \times 10^6} \cdot \frac{(\log_e R/t \cdot D^2)^2}{t^2}$$

$$\Delta_{cr} = 1,21 \times 10^{-6} \left[\log_e \left(\frac{D}{2t} \right) \right]^2 \cdot D^3 \quad (5)$$

(pol.)

8.1.3. Verificação do esforço axial no tubo devido à flexão.

O máximo Δ admitido é:

$$\Delta_{max} = \frac{L}{180} a$$

Supõe-se que a deformação seja parabólica da forma

$$L' = 2 \sqrt{\left(\frac{L}{2} \right)^2 + \frac{4}{3} \left(\frac{L}{180} \right)^2}$$

L' = Compr. do tubo fletido

$$L' = 1,00008 2396 L$$

$$\Sigma = \frac{L' - L}{L}$$

$$\Sigma = \frac{1,0000 82396 L - L}{L} = 0,000082396$$

$$\sigma = \Sigma E$$

Subst. os valores encontramos:

$$\sigma = 30 \times 10^6 \times 0,0000 82396$$

$$\sigma = 2,472 \text{ psi}$$

Assumindo:

$$\sigma_{max} = 3.500 \text{ psi}$$

$$\sigma_t = 16.500 + 3.500 = 20.000 \text{ psi}$$

$$\Sigma = \frac{3.500}{30 \times 10^6} = 0,000116667$$

$$L' = 1.000116667 L = 2.L.0,500058334$$

Então:

$$0,500058334 = \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{4}{3 \cdot x^2}} \text{ ou}$$

$$x = 151,18 \cong \underline{\underline{150,00}}$$

asumiremos então:

$$\text{eq. a } \Delta_{max} = \frac{L \times 12}{150} \text{ pol.}$$

$$\text{Como por 1 } \Delta_{max} = 0,0165 \cdot \frac{L^2}{D}$$

$$\frac{L \cdot 12}{150} = 0,0165 \cdot \frac{L^2}{D}$$

$$L_{max} = 4,85 D \quad (6)$$

que para os principais diâmetros do SAM — Alça Norte fornece:

D	L _{max}
36"	174"
60"	291"
72"	349"
84"	407"

Isto representa que, se as extremidades são soldadas, impossibilitadas de se movimentarem longitudinalmente, as distâncias acima, *não deverão ser ultrapassadas*.

Assim, para distâncias menores que o L_{cr}, os esforços nos apoios (berço) prevalecem.

8.1.4. Para prepararmos os dados necessários à elaboração da tabela temos:

Pela eq. 1 A:

$$\frac{\sigma_L t^2}{K \log_e R/t} = \frac{q l}{2}$$

$$\sigma_t = \sigma_M + \sigma_L$$

$$\sigma_M = q \frac{l^2}{16} (12) \cdot \frac{1}{S}$$

$$\sigma_L = \sigma_t - \sigma_M = \left(\sigma_t - \frac{3}{4} \right) q l^2 \cdot \frac{1}{S}$$

Portanto:

$$\left(\sigma_t - \frac{3}{4} \right) q l^2 \cdot \frac{1}{S} \cdot \frac{t^2}{K \log_e R/t} = \frac{q l}{2} \text{ ou}$$

$$q = \frac{\sigma_t t^2}{K (\log_e R/t) \left(\frac{L}{2} + \frac{3}{4} \right) \left(\frac{L^2 t^2}{\log_e \left(\frac{R}{t} \right) \cdot S \cdot K} \right)}$$

Assim:

$$\Delta_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{\sigma_t t^2 L^4}{K \left(\log_e \frac{D}{2t} \right) \left(\frac{L}{2} + \frac{3}{4} \right) \cdot \left(\frac{L^2 t^2}{K \log_e \left(\frac{D}{2t} \right) S \cdot E \cdot 0,392 t D^4} \right)}$$

Como:

$$S = 0,784 t D^2$$

$$\sigma_t = 16.500 \text{ psi}$$

$$K = 0,0164$$

$$E = 30 \times 10^6$$

resulta

$$\Delta_{\max} = \frac{1,925 t L^4}{D^2 \left(\log_e \frac{D}{2t} \right) \left(\frac{L}{2} + \frac{58,3 L^2 t}{\log_e \left(\frac{D}{2t} \right) D^2} \right)} \quad (7)$$

8.2. Exemplo de aplicação

8.2.1. Supondo L = 100' para D = 36"

$$\text{Eq. 1} \quad \max = 0,0165 \cdot \frac{L^2}{D}$$

$$\Delta_{\max} = 0,0165 \times \frac{100^{-2}}{36} = \underline{\underline{4,6''}}$$

Supondo $L = 1000$

$D = 36$

$$\Delta_{\max} = 460'' = 38,3 \text{ pés}$$

8.2.2. Verificando Δ_{cr}

Pela eq. 5

$$\Delta_{cr} = 1,21 \times 10^6 \frac{[\log_e (D/2t)]^2 D^3}{t^2}$$

Para $D = 36''$

$t = 0,164''$

vem:

$$L_{cr} = 0,00857 \cdot \frac{\log_e (18/0,164) 36^{-2}}{0,164} = 318'$$

$$\Delta_{cr} = 1,21 \times 10^{-6} \frac{(2,42 \times 2,303)^2 \times 36^{-3}}{(0,164)^2} =$$

$$\Delta_{cr} = \underline{\underline{46,3''}} = \underline{\underline{3,86'}}$$

que com o ex. 2.1. nos dá:

para $L = 318'$

$$\Delta_{\max} = \frac{318^2}{100} \times 4,6 = \underline{\underline{46,5''}}$$

8.2.3. Pela eq. 7

Para $D = 36''$

$t = 0,268$

$L = 174'$

temos calculando,

$$\Delta_{\max} = \underline{\underline{1,16'}}$$

8.3. Temos assim condições de preparar a 1.^a tabela seguinte:

MÁXIMAS DISTANCIAS E DEFLEXÕES

D (pol.)	Espessura parede do tubo (pol.)	L _{cr} (pés)	Δ _{cr} (pés)	L $\frac{L}{150}$ (pés)	L _{max} (pés)	Δ _{max} (pés)
36	0,164	318,2	3,86	174 *	174	0,82
	0,192	262,7	2,63	174 *	174	0,92
	0,268	174,4	1,16	174 *	174	0,15
	0,326	136,7	0,71	174 *	174	1,16
	0,361	120,3	0,55	174 *	174	1,16
60	0,312	451,5	4,66	291 *	291	1,52
	0,321	436,1	4,35	291 *	291	1,55
	0,450	287,9	1,90	291 *	291	1,94
	0,531	234,4	1,26	291 *	291	1,94
72	0,375	540,7	5,57	349 *	349	1,83
	0,385	523,7	5,23	349 *	349	1,86
	0,450	432,6	3,57	349 *	349	2,08
	0,560	330,3	2,08	349 *	349	2,32
84	0,438	630,0	6,48	407 *	407	2,15
	0,450	609,6	6,07	407 *	407	2,17
	0,605	423,8	2,93	407 *	407	2,66

OBS.: Deflexões seguidas por * são governadas por esforços nos suportes (berço) do tubo.

E, de maneira análoga esta 2.ª tabela geral, englobando a 1.ª, em função dos diversos com-
primentos possíveis das camadas do solo:

Diâ- me- tro (pol.)	Espes- sura Parede (pol.)	Deflexão Máxima em Pés									
		Distância (L" em pés)									
		200	400	600	800	1.000	1.200	1.400	1.600	1.800	2.000
36	0.164	1.17 *	4.17	7.16	10.23	13.34	16.47	19.60	22.75	25.89	29.04
36	0.192	1.32 *	"	"	"	"	"	"	"	"	"
36	0.268	1.45	"	"	"	"	"	"	"	"	"
36	0.326	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
36	0.361	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
60	0.312	0.56 *	3.44 *	6.00	8.92	11.94	15.00	18.09	21.20	24.32	27.45
60	0.321	0.57 *	3.50 *	"	"	"	"	"	"	"	"
60	0.450	0.75 *	3.26	"	"	"	"	"	"	"	"
60	0.531	0.84 *	"	"	"	"	"	"	"	"	"
72	0.375	0.41 *	2.59 *	5.51	8.35	11.31	14.33	17.39	20.47	23.57	26.69
72	0.385	0.42 *	2.64 *	"	"	"	"	"	"	"	"
72	0.450	0.48 *	2.93 *	"	"	"	"	"	"	"	"
72	0.560	0.57 *	2.91	"	"	"	"	"	"	"	"
84	0.438	0.31 *	2.03 *	5.75 *	7.83	10.72	13.69	16.72	19.77	22.85	25.95
84	0.450	0.32 *	2.07 *	5.09	"	"	"	"	"	"	"
84	0.605	0.41 *	2.54 *	"	"	"	"	"	"	"	"

OBS.: Deflexões seguidas por * são governadas por esforços nos suportes (berço) do tubo.

9. BIBLIOGRAFIA

MELLO, Victor F. B. — TEIXEIRA, A. H. — «Fundações e Obras de Terra».

TERZAGHI, K. — PECK, R. B. «Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia» — Tradução de A. J. da Costa Nunes e M. L. Campos Campello — 1962.

VARGAS, M. — «A Exploração do Subsolo para fins de Fundações». Publicação n.º 143 do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) de São Paulo — 1945.

CAPUTO, H. P. — «Mecânica dos Solos e suas aplicações» — 1967.

LEONARDO, G. A. e outros — «Foundation Engineering» — 1962.

COZZOLINO, V. N. N. — CHIOSSI, N. J. — «Condições Geotécnicas da Bacia Sedimentar de São Paulo» — 1969.

— AWWA — M. 11.

— Boletim Associação Brasileira Cimento Portland — n.º 56 — 1949.

— Underground Conduits — an appraisal of Modern Research — M.G. Spangler — Paper n.º 2337 — ASCE.