

CARLOS EDUARDO FERREIRA DA SILVA

**ESTUDO DA DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS AO LONGO DO FUSTE E NA
BASE DO TUBULÃO**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2000

CARLOS EDUARDO FERREIRA DA SILVA

**ESTUDO DA DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS AO LONGO DO FUSTE E NA
BASE DO TUBULÃO**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 13 de julho de 2000.

Prof. Roberto Francisco de Azevedo
(Conselheiro)

Prof^a Izabel C. D'Almeida D. Azevedo
(Conselheira)

Prof. Carlos Alexandre B. de Carvalho

Prof. George de Paula Bernardes

Prof. Enivaldo Minette
(Orientador)

A Deus, verdade infalível.

Aos meus pais, José Francisco da Silva e Maria das Graças

Fialho da Silva, com amor e respeito.

Às minhas irmãs, Cristiane e Roseane, com grande admiração.

AGRADECIMENTO

A Deus, por estar sempre ao meu lado e por ter me ajudado a alcançar mais esta vitória.

À minha família, sentido da minha vida.

À Universidade Federal de Viçosa, pela oportunidade de realizar a pesquisa no campo experimental e pela utilização de seus equipamentos.

À CAPES, pelo apoio financeiro da bolsa de estudos durante o curso de Pós-Graduação.

Ao professor Enivaldo Minette, pela confiança, amizade e orientação.

A todos os professores do Departamento, pela dedicação e pelos ensinamentos.

Aos técnicos Zé Mário e Paulo Afonso, pela imprescindível ajuda e sincera amizade.

À equipe de pós-graduandos e estagiários do Laboratório de Geotecnia, por todo o auxílio e pelos agradáveis momentos de convivência.

A todos os funcionários do Departamento de Geotecnia e de Materiais de Construção Civil, pela essencial colaboração.

Aos meus amigos, pelo incentivo, pela compreensão e pelos agradáveis momentos proporcionados.

À Central Beton.

À Enfoque Engenharia.

A todos aqueles que, de uma forma ou de outra, colaboraram para a elaboração desta tese.

BIOGRAFIA

CARLOS EDUARDO FERREIRA DA SILVA, filho de José Francisco da Silva e Maria das Graças Fialho da Silva, nasceu em Viçosa, Minas Gerais, em 8 de setembro de 1971.

Em 1990, iniciou o curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, graduando-se em dezembro de 1995.

Em outubro de 1996, ingressou no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, em nível de Mestrado, na Universidade Federal de Viçosa.

ÍNDICE

Página

RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivos	2
2. REVISÃO DE LITERATURA	3
2.1. Tubulões – conceitos e recomendações	3
2.2. Tipos de tubulões.....	5
2.2.1. Tubulões a céu aberto.....	5
2.2.2. Tubulões a ar comprimido ou pneumáticos.....	9
2.3. Vantagens dos tubulões	11
2.4. Comportamento dos tubulões.....	11
2.5. Métodos para avaliação da capacidade de carga do solo.....	14
2.5.1. Métodos dinâmicos	14
2.5.2. Provas de carga.....	15
2.5.2.1. Equipamentos	17
2.5.2.2. Conduzindo o teste	18
2.5.2.2.1. Ensaio com tensões controladas.....	18

Página

2.5.2.2.2. Ensaio com deformações controladas.....	19
2.5.3. Métodos estatísticos	20
2.5.3.1. Métodos estáticos teóricos	20
2.5.3.1.1. Tubulões em solos coesivos.....	20
2.5.3.1.1.1. Resistência de base	20
2.5.3.1.1.2. Resistência lateral	22
2.5.3.1.2. Tubulões em solos não-coesivos	24
2.5.3.1.2.1. Resistência da base.....	24
2.5.3.1.2.2. Resistência lateral	26
2.5.3.2. Métodos estáticos semi-empíricos	27
2.5.3.2.1. Análises baseadas em resultados de SPT	27
2.5.3.2.2. Análises baseadas em resultados de CPT.....	30
2.6. Esforço de tração em tubulões	31
2.6.1. Método do tronco de cone	32
2.6.2. Método do cilindro de atrito.....	33
2.6.3. Método de Balla.....	34
2.6.4. Método de MEYERHOF e ADAMS (1968).....	35
2.6.5. Método de Grenoble	36
2.7. Recalques	37
2.7.1. Deformação elástica do concreto.....	38
2.7.2. Recalque do solo subjacente à base do tubulão	39
2.7.2.1. Solo argiloso.....	40
2.7.2.2. Solo arenoso	41
3. LOCALIZAÇÃO E METODOLOGIA	44
3.1. Localização do campo experimental	44
3.2. Preparo da prova de carga	45
3.3. Ensaio de campo e curvas de calibração dos dispositivos utilizados	60
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	68
4.1. Ensaio de prova de carga à compressão.....	68
4.2. Ensaio de prova de carga à tração.....	78

Página

4.3. Ensaio à compressão.....	81
4.3.1. Análise e cálculo da previsão do comportamento do tubo- lão ensaiado à compressão segundo o Método Décourt Quaresma.....	83
4.4. Ensaio a tração.....	84
4.4.1. Método Tronco de Cone	84
4.4.2. Método Cilindro de Atrito	85
5. CONCLUSÕES	86
6. RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES.....	88
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	89
APÊNDICES	94
APÊNDICE A.....	95
APÊNDICE B	113

RESUMO

SILVA, Carlos Eduardo Ferreira, M.S., Universidade Federal de Viçosa, julho de 2000. Estudo da distribuição de cargas ao longo do fuste e na base do tubulão. **Orientador: Enivaldo Minette. Conselheiros: Dario Cardoso de Lima e Roberto Francisco de Azevedo.**

Esta dissertação de tese teve como objetivo principal o estudo da transferência de cargas laterais, desenvolvida num tubulão instrumentado para a sua base. O ensaio foi realizado em um solo residual de gnaise, localizado no Campo Experimental de Fundações do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa-UFV. Foi realizada uma prova de carga em um tubulão a céu aberto, instrumentado em três segmentos independentes, determinando-se a contribuição de cada trecho, individualmente, e a sua transferência para a base. Em outros dois tubulões, que serviam de reação para o primeiro, foram obtidos dados relativos a esforços de arrancamento. São apresentados também os perfis geológico-geotécnicos resultantes da campanha de investigação realizada na circunvizinhança do tubulão, constante de ensaios SPT, SPT-T e DMT.

ABSTRACT

SILVA, Carlos Eduardo Ferreira, M.S., Universidade Federal de Viçosa, July 2000. **A study on load distribution along the bole and at the base of the pier.** Adviser: Enivaldo Minette. Committee members: Dario Cardoso de Lima and Roberto Francisco de Azevedo.

The main objective of this thesis was to study the transfer of lateral loads, developed in a pier instrumented for its own base. The assay was accomplished in a gneiss residual soil located at the Experimental Field of Foundations of the Civil Engineering Department in Universidade Federal de Viçosa - UFV. A load test was performed in a pier under the open sky instrumented into three independent segments, by individually determining the contribution of each section and the load transfer to the pier base. The data relative to pull-out efforts were obtained in other two piers serving as reaction for the first one. The geotechnical-geologic profiles resulting from the investigation campaign accomplished on the pier surrounding and constant of the assays SPT, SPT-T and DMT are also presented.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

Os tubulões são fundações profundas muito empregadas em obras de médio e grande porte, em várias cidades do interior de Minas Gerais (em particular Zona da Mata Norte). O emprego destes tipos de fundação não requer mão-de-obra especializada, podendo ser executados sob diversas condições, em variados perfis geológico-geotécnicos, e atendendo a variados tipos de construções.

Os métodos de cálculo empregados rotineiramente são empíricos e baseados, freqüentemente, em muitos dados questionáveis sob o ponto de vista geotécnico. Os parâmetros geotécnicos do subsolo são empregados para a definição das cargas aplicadas à base alargada, não sendo prevista nenhuma contribuição do atrito lateral de seu fuste.

A aplicação de fundações com solicitação à tração, ou arrancamento, requer, principalmente, o conhecimento da resistência lateral do fuste. Uma descrição mais detalhada sobre este tema pode ser encontrada em ORLANDO (1985). Nestes casos, com base alargada ou não, o atrito lateral pode ser estimado via dados empíricos ou, mais freqüentemente, com a realização de provas de carga à tração. Este último método é oneroso e bastante moroso, via de regra.

Quanto às provas de carga executadas sobre os elementos de fundação (sapata, tubulão, estacas etc.), pode-se dizer que, na prática, constituem a melhor forma de determinar a carga capaz de provocar a ruptura ou a deformação excessiva do solo sob o elemento de fundação, fornecendo ainda dados importantes com relação ao comportamento e à interação solo-elemento de fundação.

1.2. Objetivos

Este trabalho teve como objetivo principal contribuir para um maior entendimento acerca da distribuição de cargas que atuam lateralmente e na base de uma fundação profunda do tipo tubulão.

Para isto, realizou-se um ensaio de prova de carga, em escala real, de um conjunto de três tubulões alinhados, em que o tubulão central, que possuía base alargada, trabalhou com esforços de compressão e os demais, que não possuíam base alargada, serviram de reação para o primeiro, trabalhando com esforços de tração (arrancamento).

A partir do ensaio de prova de carga, procurou-se estudar o comportamento da transferência de carga, ao longo do fuste do tubulão central submetido à compressão, por meio de uma instrumentação específica, que permitiu mensurar, para cada trecho do tubulão, as cargas atuantes e os deslocamentos do mesmo. Os detalhes da instrumentação podem ser vistos em Material e Métodos.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Tubulões – conceitos e recomendações

Tubulões são elementos estruturais de fundação profunda, com seção circular. São construídos ao concretar um poço (revestido ou não) aberto no terreno. São fundações de grande porte, dotadas ou não de base alargada, em que se prevê, pelo menos na sua etapa final, a descida de um operário para completar a geometria da escavação, a identificação visual e táctil do tipo de solo e a limpeza do interior do tubulão.

Pode-se também, em condições especiais, executar mais de uma base (ao longo do fuste) em um único tubulão, ou implantar mais de um fuste sobre uma única base (Figura 1).

A seguir, estão listadas algumas recomendações da NBR 6122/96 acerca dos tubulões:

1) A base do tubulão deve ser dimensionada de modo a evitar alturas H superiores a 2 m. Somente em casos excepcionais, devidamente justificados, admitem-se alturas superiores. Além disto, quando as características do solo indicarem que o alargamento da base é problemático, deve-se prever o uso de injeções, aplicações superficiais de cimento, ou mesmo o escoramento, a fim de evitar desmoronamento da base.

2) Quando a base se apóia em solo, deve-se evitar que entre o término da execução de seu alargamento e a concretagem decorra tempo superior a

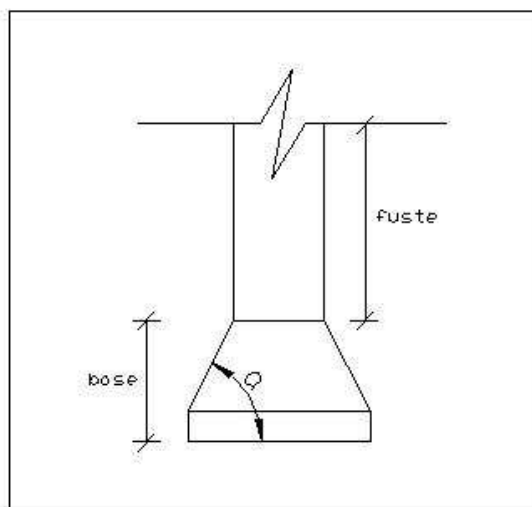


Figura 1 - Esquema em corte longitudinal de um tubulão de base alargada.

24 horas, caso contrário nova inspeção deve ser feita por ocasião da concretagem, para avaliação.

3) Quando a base da fundação for assente sobre rocha, a pressão admissível deve levar em conta a sua continuidade, sua inclinação e a influência da atitude da rocha sobre a estabilidade. Se a rocha for de superfície inclinada, o assentamento da base deve ser precedido pelo preparo desta superfície (por exemplo: chumbamento, escalonamento em superfícies horizontais), de modo a evitar deslizamento do tubulão.

4) Os tubulões com bases assentes em cotas variáveis em uma mesma obra deverão ser executados, iniciando-se pelos mais profundos, passando-se a seguir para os mais rasos. Além disto, deve-se evitar trabalho simultâneo em bases alargadas de tubulões, cuja distância, de centro a centro, seja inferior a duas vezes o diâmetro (ou dimensão) da maior base, valendo esta recomendação tanto para a escavação quanto para a concretagem, sendo especialmente importante quando se tratar de tubulões a ar comprimido.

O processo de dimensionamento atual do tubulão, via de regra, despreza a parcela do atrito lateral nos cálculos. Tal simplificação embute erros significativos no dimensionamento desta fundação. Este trabalho vem mostrar a importância desta parcela de resistência.

2.2. Tipos de tubulões

De acordo com as condições de escavação, os tubulões dividem-se em dois tipos básicos: a céu aberto (normalmente sem revestimento) e a ar comprimido (ou pneumático), este sempre revestido, podendo o revestimento ser constituído por camisa de concreto armado ou por camisa de aço (metálica). Neste caso, a camisa metálica pode ser recuperável ou não.

Assim, os tubulões podem ser escavados nas seguintes condições:

- a céu aberto - reinando sempre no seu interior a pressão atmosférica.

Caso a escavação seja submersa, devem-se utilizar bombas submersíveis para abaixamento do nível do lençol freático.

- A ar comprimido - escavando abaixo do nível da água, sob pressão de ar comprimido, para expulsar (secar) a água do interior da escavação.

2.2.1. Tubulões a céu aberto

Inicialmente, os tubulões a céu aberto eram executados com revestimento de concreto, analogamente à tecnologia usada nos tubulões a ar comprimido, apenas não utilizando a campânula e o ar comprimido.

Posteriormente, passaram a ser executados tubulões tipo GOW, com revestimento por meio de camisas de aço telescópicas, até a década de 50, quando se passou a executar este tipo de tubulão sem nenhum escoramento das paredes do fuste. Assim o fuste e, em especial, a base somente podem ser executados em solos que apresentem um mínimo de coesão capaz de garantir a estabilidade da escavação.

Entretanto, a profundidade dos tubulões estava ainda limitada ao nível da água, condicionante que só foi eliminada com o surgimento das bombas submersíveis, passando este tipo de tubulão a ser executado mesmo abaixo da cota do nível da água, desde que o terreno não desmoronasse e permitisse a escavação e o alargamento da base.

O diâmetro final do tubulão a céu aberto é sempre maior do que o previsto em projeto (de 5 a 10%), e o atrito lateral ao longo do fuste é reduzido quando comparado com a resistência *in situ* no contato solo-solo. Esta redução no atrito lateral depende do alívio horizontal de tensões no solo, ao passar de

uma situação em repouso para uma condição ativa, e da umidade cedida pelo concreto ao solo circundante, o que depende do fator água/cimento do concreto empregado.

No caso de existir apenas carga vertical de compressão, esse tipo de tubulão não é armado, colocando-se apenas uma ferragem de topo para ligação com o bloco de coroamento (também denominado de capeamento).

Normalmente, os tubulões a céu aberto são executados acima do lençol freático, pois a escavação manual da base, ou mesmo do fuste, não pode ser executada abaixo do nível da água. Entretanto, nada impede que se estenda a escavação, fazendo-se o rebaixamento do lençol.

Quando se emprega um sistema de rebaixamento, deve-se levar em conta o volume de água a esgotar, que é função da permeabilidade do solo e do desnível de água. É preciso também se preocupar com as forças de percolação prejudiciais à estabilidade das paredes laterais do tubulão e, em especial, do alargamento da base.

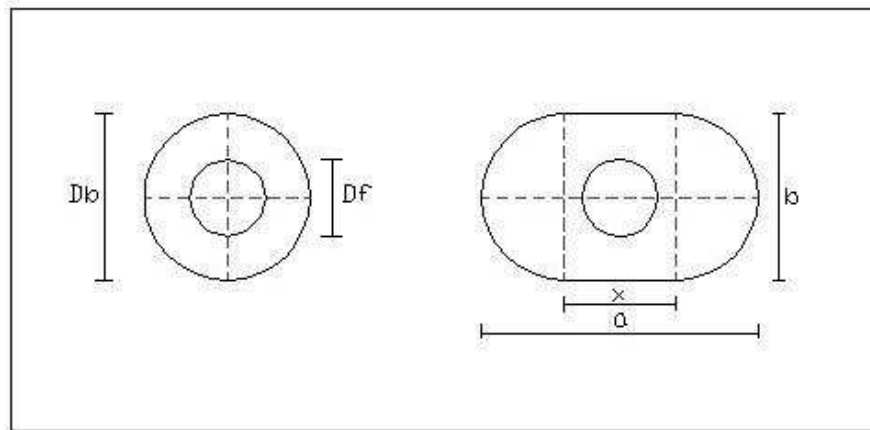
O rebaixamento do lençol freático pode ser executado por qualquer processo, até mesmo pela instalação de bombas no interior dos próprios tubulões, ou então em poços destinados a esta operação. Cuidados especiais devem ser tomados nestes casos, pois a escavação abaixo do N.A., especialmente a da base, é sempre muito perigosa. Este perigo aumenta quando a bomba está posicionada no interior de um tubulão, situação em que o fluxo de água se faz no sentido de reduzir a estabilidade da escavação.

O fuste é normalmente de seção circular, adotando-se 60 cm como o diâmetro mínimo para permitir a entrada de operários para inspeção. Esta dimensão deve também ser respeitada quando se perfura mecanicamente o fuste, pois é prática comum sempre escavar a base manualmente, com a descida de operários.

Ao contrário do fuste, a projeção da base do tubulão poderá ser circular ou em forma de falsa elipse (Figura 2).

É prática corrente dimensionar a área da base do tubulão, desprezando-se o seu peso próprio, visto que este valor é desprezível diante das incertezas dos métodos utilizados para fixar a taxa admissível do solo. Além disto,

também é rotina desprezar, na capacidade de carga, o atrito lateral resistente



entre o fuste e o terreno. Assim, conhecida a carga \$P\$ atuante no tubulão e a

Figura 2 - Base circular ou elíptica de um tubulão.

tensão admissível \$\sigma_s\$ do solo onde se apóia a base do tubulão, pode-se calcular a área da base por:

$$A_b = \frac{P}{\sigma_s} \quad (1)$$

Se a projeção da base for de seção circular, o seu diâmetro será:

$$\frac{\pi D^2}{4} = \frac{P}{\sigma_s} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4P}{\pi \sigma_s}} \quad (2)$$

Se a projeção da base for uma falsa elipse, deve-se ter:

$$\frac{\pi b^2}{4} + b \cdot x = \frac{P}{\sigma_s} \quad (3)$$

Escolhido \$b\$ (ou \$x\$), obtém-se \$x\$ (ou \$b\$).

A área do fuste é calculada analogamente a um pilar cuja seção de aço seja nula. Além disto, como as fundações estão enterradas e geralmente são dotadas de vigas de travamento, é comum desprezar o efeito de segunda ordem, devido à excentricidade da carga. Assim, tem-se que:

$$\gamma_f \cdot P = \frac{0,85 \cdot A_f \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4)$$

em que

P = esforço que comprime o fuste do tubulão;

A_f = área do fuste do tubulão;

γ_f = coeficiente de majoração das cargas de utilização. A NBR 6122/96 recomenda para γ_f o valor de 1,4; e

γ_c = coeficiente de minoração da resistência característica do concreto (f_{ck}). Para γ_c , a NBR 6122/96 recomenda o valor de 1,5 ou 1,6.

A equação 4 é normalmente substituída por outra mais simplificada e tradicional:

$$A_f = \frac{P}{\sigma_c} \quad (5)$$

em que $\sigma_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_f \cdot \gamma_c}$ é análogo a uma “tensão admissível” do concreto do

tubulão. Para os casos normais, em que se usa f_{ck} na ordem de 15 MPa, obtém-se $\sigma_c = 5$ MPa. Assim, a carga máxima a ser adotada no tubulão pode ser fixada em função do diâmetro do fuste.

Como regra prática ou de anteprojeto, o valor de α indicado na Figura 1 é adotado como sendo igual a 60° , desde que a base esteja embutida num material idêntico ao do apoio da mesma, no mínimo 20 cm, o que ocorre, praticamente, em todos os casos. Assim, a altura H da base será

$$H = \frac{D - \phi}{2} \tan 60^\circ \quad (6)$$

→ $H \cong 0,866 (D - \phi)$ (quando a base for circular).

→ $H \cong 0,866 (a - \phi)$ (quando a base for uma falsa elipse).

Por meio das expressões anteriores, pode-se calcular o volume da base como um tronco de cone com altura $H - 20$ cm, superposto a um cilindro de altura 20 cm, ou seja:

$$V = 0,2.A_b + \frac{H-0,2}{3}(A_b + A_f + \sqrt{A_b.A_f}) \quad (7)$$

em que

V = volume obtido em m^3 ;

A_b = área da base em m^2 ;

A_f = área do fuste em m^2 ;

H = altura da base em m.

No caso de bases em forma de falsa elipse essa fórmula não é válida, sendo comum adotar 1,55 vez o volume da base de diâmetro médio.

2.2.2. Tubulões a ar comprimido ou pneumáticos

Para tornar possível a escavação abaixo do lençol freático emprega-se ar comprimido, com pressão equivalente à pressão de água intersticial. Em solos arenosos a pressão é ligeiramente superior, para compensar as perdas de ar e também para favorecer a estabilidade (cuidados devem ser tomados para evitar o secamento da areia). Para solos argilosos a pressão aplicada pode ser um pouco menor do que a pressão neutra.

Esses sistemas são utilizados quando pretende-se executar tubulões em solos onde haja água e não seja possível esgotá-la, por causa do perigo de desmoronamento das paredes do fuste. Estas devem ser protegidas com camisa de concreto ou de aço.

Os tubulões a ar comprimido com camisa de concreto começaram a ser utilizados a partir da década de 40, quando a Companhia Nacional de Construções Cíveis e Hidráulicas (Civilhidro) importou da França campânulas da Campenon Bernard, usadas para execução de tubulões para obras-de-arte.

A primeira fundação em tubulão a ar comprimido foi executada em São Paulo. A partir daí, eles passaram a ser uma das fundações profundas mais executadas no país.

O primeiro equipamento para cravar camisas metálicas foi importado, em 1954, pela Engenharia de Fundações S.A. (Engefusa).

A partir de então, o tubulão com camisa de aço passou a ser mais uma alternativa a ser usada. Porém, a pressão do ar comprimido nesses tubulões pode atingir no máximo 3,4 atm (340 kPa), razão pela qual eles têm uma profundidade limitada a 34 m abaixo do nível da água (Norma Regulamentadora nº 15, Anexo 16, da Portaria 3.214 do Ministério do Trabalho).

Com o desenvolvimento de outros tipos de fundação e com maiores restrições ao ruído, o tubulão a ar comprimido tem sido cada vez menos usado pela comunidade geotécnica.

É importante ressaltar que no caso de utilização de ar comprimido, em qualquer etapa de execução dos tubulões, deve-se observar que o equipamento atenda rigorosamente aos tempos de compressão e descompressão prescritos pela boa técnica e pela legislação em vigor, só se admitindo trabalhos sob pressões superiores a 150 kPa quando as seguintes providências forem tomadas:

- a) equipe permanente de socorro médico à disposição da obra;
- b) câmara de descompressão equipada disponível na obra;
- c) compressores e reservatórios de ar comprimido de reserva; e
- d) renovação de ar garantida, sendo o ar injetado em condições satisfatórias para o trabalho humano.

Os tubulões pneumáticos são atualmente muito pouco empregados no mundo todo devido aos riscos e custos envolvidos, e no Brasil observa-se atualmente uma tendência de redução em sua utilização.

Atualmente, os tubulões a ar comprimido (em geral com camisa de concreto) são empregados somente em obras-de-arte, geralmente fora do perímetro urbano.

Para os tubulões a ar comprimido, também é prática corrente desprezar a carga resistida pelo fuste do tubulão e o seu peso próprio, de tal modo que o dimensionamento da base alargada é feito de forma similar ao que foi exposto para os tubulões a céu aberto. A diferença do dimensionamento concentra-se, portanto, no fuste, em função da camisa empregada (concreto armado ou chapa de aço, recuperada ou não).

2.3. Vantagens dos tubulões

Os tubulões apresentam, quando comparados a outros tipos de fundações, uma série de vantagens:

- Os custos de mobilização e desmobilização são menores que os de bate-estacas e outros equipamentos, aspecto este muito importante para pequenas obras, nas quais tais itens representam uma parcela significativa dos custos totais.

- O processo construtivo produz vibrações e ruídos de muito baixa intensidade, o que é muito importante em obras urbanas próximas a edifícios.

- Os engenheiros de fundações podem observar e classificar o solo retirado durante a escavação e compará-lo às condições de subsolo previstas no projeto.

- O diâmetro e o comprimento de tubulões podem ser modificados durante a escavação, para compensar as condições de subsolo diferentes das previstas.

- As escavações podem atravessar solos com pedras e matacões, especialmente se de grandes diâmetros, sendo possível até penetrar em alguns tipos de rocha (rochas alteradas).

- Em regra geral, é possível apoiar cada pilar em um único fuste, em lugar de diversas estacas, eliminando-se a necessidade de bloco de coroamento.

2.4. Comportamento dos tubulões

Os tubulões são empregados para transferir, ao solo, cargas verticais de compressão ou tração, bem como cargas horizontais. Quando solicitado por

uma carga vertical de compressão, as forças presentes são as indicadas na Figura 3.

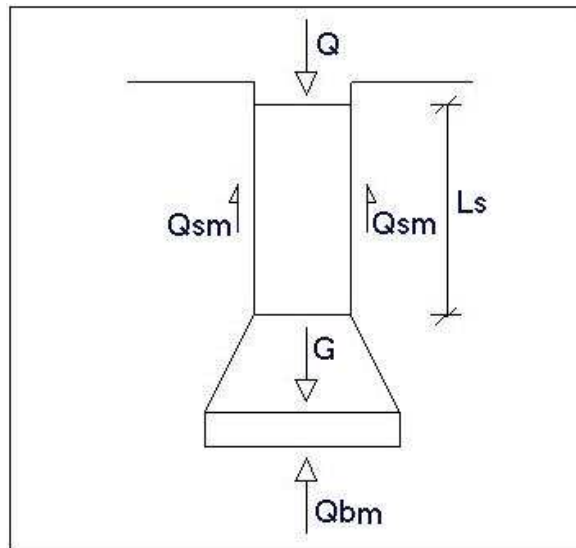


Figura 3 - Esquema de carregamento vertical de compressão.

Para a condição de equilíbrio, pode-se escrever a equação:

$$Q + G = Q_{sm} + Q_{bm} \quad (8)$$

sendo

$$Q_{sm} = m_s \cdot Q_{sf}$$

$$Q_{bm} = m_b \cdot Q_{bf} + \sigma'_{vb} \cdot A_b$$

em que

Q_{sm} = parcela mobilizada da carga lateral;

Q_{bm} = parcela mobilizada da carga de base;

m_s = fator de mobilização da carga lateral última;

m_b = fator de mobilização da carga última de base;

Q_{sf} = cargas-limite últimas na ligação tubo-solo;

Q_{bf} = cargas-limite últimas no apoio da base;

σ'_{vb} = tensão vertical efetiva à cota de apoio do tubulão; e

A_b = área da base do tubulão.

Tem sido prática admitir como sendo nula a tensão lateral ao longo do fuste, e deste modo toda a carga do pilar é transferida ao subsolo pelo apoio da base. Entretanto, várias provas de carga em tubulões realizadas por REESE e O'NEILL (1989) indicaram que, sob baixos deslocamentos verticais (admissíveis), a parcela de resistência lateral, para tubulões longos, é significativa e se desenvolve completamente ($m_s = 1$), com deslocamentos da ordem de 5 a 10 mm, independente do diâmetro do fuste (D_f). Mas a plena mobilização da resistência da base somente se efetiva para grandes deslocamentos, da ordem de 10 a 20% do diâmetro da base (D_b). Portanto, para a carga de trabalho, o tubulão pode apresentar um comportamento muito diferente do previsto em projeto, caso a parcela de resistência lateral não seja considerada. Na Tabela 1 estão os valores experimentais de deslocamentos obtidos por REESE e O'NEILL (1988) e necessários à plena mobilização das parcelas resistentes.

Tabela 1 - Valores experimentais de deslocamentos obtidos por REESE e O'NEILL (1988) e necessários à plena mobilização das parcelas resistentes

Solo	Deslocamentos Necessárias			
	Carga Lateral		Carga de Base	
	Faixa de Valores	Tendência	Faixa de Valores	Tendência
Argiloso	0,004 D_f 0,007 D_f	0,006 D_f	0,025 D_b 0,060 D_b	0,050 D_b
Arenoso	0,007 D_f 0,009 D_f	0,008 D_f	0,040 D_b^* 0,060 D_b^*	0,050 D_b^*

* Os valores da carga de base continuam a crescer após a mobilização do que seria a resistência última.

BOWLES (1988) conclui, para solos coesivos, que a plena mobilização da resistência lateral se verifica com um recalque de $0,05 D_f$, após o que m_s diminui até um valor-limite de 0,40. Para a base, a plena mobilização se verifica com recalques de $0,10$ a $0,15 D_b$. Para o caso de fuste reto, ou seja, sem alargamento de base, este recalque aumenta para $0,20 D_b$.

Na literatura, são encontradas recomendações de $m_{s \text{ lim}}$ de 0,45 a 0,75.

BEREZANTZEV et al. (1961) relataram que, para tubulões em areia, a plena mobilização da carga última da base somente se verifica com recalques de $0,20 D_b$.

DANZIGER (1983) obteve q_{sf} (tensão lateral última) variando de 50 a 70 kPa para deslocamentos de $0,0005 D_b$; MONTEIRO (1985) obteve, para provas de carga em areia argilosa de Ilha Solteira-SP, q_{sf} de 26 kPa para recalques de 1 a 2 mm; e ORLANDO (1990) relatou valores de q_{sf} variáveis de 25 a 40 kPa, com deslocamentos de $0,002$ a $0,004 D_b$. Valores medidos em provas de carga nos campos experimentais de São Carlos e de Bauru, para areia fina argilosa, forneceram q_{sf} de cerca de 30 kPa, para pequenos deslocamentos.

A mobilização das parcelas resistentes depende dos recalques e do tipo de solo, da base, da forma de execução, do comprimento e da relação D_b/D_f do tubulão.

2.5. Métodos para avaliação da capacidade de carga do solo

A capacidade de carga de fundações profundas pode ser obtida por meio de métodos dinâmicos, provas de carga e métodos estáticos.

2.5.1. Métodos dinâmicos

Estes métodos estimam a capacidade de carga de fundações profundas com base na previsão e, ou, verificação de seu comportamento dinâmico. Entre os métodos dinâmicos estão as chamadas “Fórmulas Dinâmicas” e os métodos que usam a “Equação da Onda”.

Para fixação da carga admissível, o coeficiente de segurança não deve ser inferior ao indicado na Tabela 2.

Tabela 2 - Fatores de segurança globais mínimos (NBR 6122/96)

Condição	Fator de Segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

2.5.2. Provas de carga

A capacidade de carga pode ser avaliada por provas de carga executadas de acordo com a NBR 12186. Na avaliação da carga admissível, o fator de segurança contra a ruptura deve ser igual a 2, devendo-se, contudo, observar que durante a prova de carga o atrito lateral será sempre positivo, ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da fundação. Tal fato terá repercussões diretas no cálculo da carga admissível a partir do recalque.

A capacidade de carga do tubulão de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida.

O carregamento do tubulão de prova pode não indicar uma carga de ruptura nítida, o que ocorre quando não se pretende levar o tubulão à ruptura ou o tubulão tem capacidade de resistir a uma carga maior que aquela que se pode aplicar na prova (por exemplo: por limitação da reação ou do macaco). Também, pode não indicar a carga de ruptura nítida quando a fundação é carregada até apresentar um recalque considerável, pois a curva carga-recalque não indica uma carga de ruptura, mas sim um crescimento contínuo do recalque com a carga.

Nos dois primeiros casos, deve-se extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por critérios consagrados na Mecânica dos Solos, sobre uma curva de primeiro carregamento.

No terceiro caso, a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde à curva carga x deslocamento, mostrada na Figura 4, ou por métodos consagrados:

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (9)$$

em que

Δ_r = recalque de ruptura convencional;

P_r = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da fundação;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da fundação; e

D = diâmetro do círculo circunscrito à fundação.

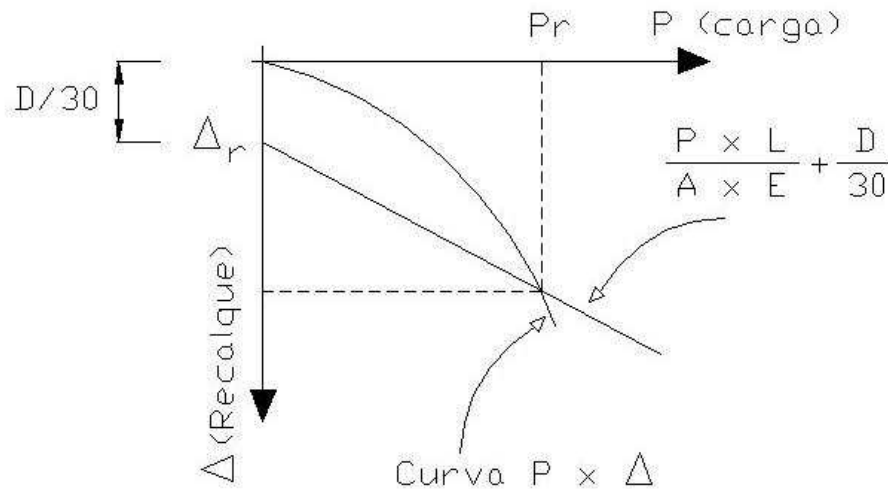


Figura 4 - Carga de ruptura convencional.

Devem ser consideradas, na interpretação da prova de carga:

- a natureza do terreno;
- a velocidade do carregamento; e
- a estabilização dos recalques.

É necessário esperar pela estabilização dos recalques em cada estágio, para que se possa estabelecer uma relação carga-recalque. Uma prova de carga em que não houver estabilização dos recalques só indica a carga de ruptura.

As provas de carga em protótipos constituem a maneira mais confiável para estabelecer o valor da carga-limite última. Entretanto, por causa de suas grandes dimensões, os tubulões têm capacidade de carga superior à de muitas estacas e, deste modo, o equipamento para execução de prova de carga deve ser muito mais resistente, especialmente às reações. Isto faz com que o custo de provas de carga em tubulões seja muito elevado e, por isto, raramente sejam executadas. Os ensaios em tubulão só se tornam economicamente justificáveis para grandes obras, ou então em pesquisas em que os benefícios podem ser estendidos para vários projetos. Esses ensaios têm uma melhor relação custo-benefício quando uma ou mais das condições a seguir estão presentes:

1. Caso onde existam muitas fundações, logo qualquer que seja a redução nos coeficientes de segurança proporciona uma redução significativa no custo global da construção.

2. As condições do solo são irregulares ou desconhecidas. As análises estáticas conduzem a resultados pouco confiáveis neste solo.

3. As fundações estão situadas em uma argila mole ou média. A ruptura neste caso é mais crítica.

4. A estrutura é de grande importância ou muito sensível a recalques.

5. O engenheiro tem pouca experiência.

Em quase todos os projetos de fundação, inclui-se pelo menos um teste de carga. Entretanto, na prática, não se testam todas as fundações, apenas aquelas de maior importância. Portanto, os resultados para aquelas fundações mais importantes devem ser extrapolados para se proceder à análise das outras menos importantes. ENGEL (1988) sugeriu não ser necessária a prova de carga para fundações com carga admissível máxima menor que 400 KN por fundação.

Uma variedade de equipamentos e procedimentos tem sido utilizada na condução desses testes de carga, e essas diferenças podem influenciar os resultados obtidos. A própria interpretação dos resultados é também um ponto de debate, introduzindo assim muitas variáveis.

2.5.2.1. Equipamentos

Para conduzir um teste de carga, deve-se dispor de um método para aplicar as cargas desejadas nas fundações. O conjunto de reação consiste em colocar diretamente sobre a fundação um sistema com peso equivalente à carga que será aplicada. Esse sistema pode ser constituído de blocos de concreto, tanques de água e peças de aço. Deste modo, é praticamente impossível montar esse sistema sem que sejam introduzidas grandes excentricidades, em virtude das grandes dimensões e dos pesos com os quais se irá lidar. Por esse motivo, tal processo se torna caro e perigoso, mostrando-se, muitas vezes, inviável.

A alternativa mais segura é trabalhar com um sistema de reação, utilizando um macaco hidráulico. Esse sistema é mais seguro e garante a introdução de excentricidades muito menores na aplicação da carga à fundação.

Tradicionalmente, os engenheiros têm medido a carga aplicada por calibração do macaco hidráulico, monitorando a pressão do fluxo hidráulico durante o teste. Este método está sujeito a erros de 20% ou mais. O mais apropriado é colocar uma célula de carga entre o macaco e a fundação, e usá-lo para medir a carga aplicada. O teste de carregamento também pode medir o deslocamento da fundação. Essas medidas são freqüentemente obtidas com o emprego de extensômetros montados, estrategicamente, em vigas de referência.

2.5.2.2. Conduzindo o teste

Existem duas maneiras de conduzir os ensaios: testes de tensões controladas e testes de deformação controlada.

A primeira utiliza a predeterminação das cargas (variável independente) e mede os deslocamentos (variável dependente), enquanto a outra usa o contrário. ASTM D 1143 descreve os dois procedimentos.

2.5.2.2.1. Ensaio com tensões controladas

A maioria dos testes utiliza o processo das tensões controladas. Esse método é também conhecido como método de carregamento contínuo (manutenção do carregamento). Aplicam-se incrementos de carga, o que permite que a fundação se mova para baixo em cada incremento, então registram-se os deslocamentos correspondentes e traçam-se curvas tensão-deformação.

Por alguns anos, o ensaio de carregamento contínuo lento era o ensaio mais usado. Esses testes utilizavam tipicamente incrementos de carga de 25, 50, 75, 100, 125, 150 e 200% da carga de projeto da fundação, controlando cada incremento até que a fundação parasse de mover ou até que a razão de deslocamento fosse suficientemente pequena. Esse processo demandava 2 horas ou mais para a análise de cada incremento de carga. Assim, esse tipo de ensaio levava até 24 horas para que fosse completado.

Mais recentemente, o ensaio de carregamento contínuo rápido começou a dominar. Este método é similar ao método lento, exceto que cada incremento de carga é adicionado em um intervalo de tempo predeterminado, sem respeitar o deslocamento relativo ao fim deste intervalo. Tipicamente, cada estágio de carregamento corresponde a um incremento de 10% do valor da carga de projeto e tem um período de tempo que varia de 2,5 a 15 minutos. CROWTHER (1988) sugeriu um intervalo de 5 minutos para cada intervalo de carga. Esse processo continua até atingir cerca de 200% da carga de projeto e, geralmente, requer de 2 a 5 horas para ser completado.

2.5.2.2. Ensaio com deformações controladas

Este método é o oposto do método de tensões controladas, pois se usa o deslocamento como uma variável independente e a carga, como a variável dependente. O método requer um sistema de carregamento mais sofisticado e, portanto, é menos comum que o citado anteriormente.

Um método para controlar as deformações é o teste de razão de penetração constante, que garante à fundação recalques a uma taxa constante. Com o andamento do teste, as cargas e os recalques são medidos, para desenvolver a curva tensão-deformação. Tipicamente, a razão de penetração é de 0,25 a 1,25 mm/min para argilas e de 0,75 a 2,5 mm/min para areias. O tempo de duração do ensaio é da ordem de 1 hora.

Ao contrário, o teste de incremento constante dos recalques usa incrementos de carga tais que estas produzem o recalque esperado. A carga necessária é diferente para cada incremento e precisa ser determinada no campo, com o desenvolver do ensaio.

2.5.3. Métodos estáticos

Os métodos estáticos podem ser teóricos, quando o cálculo é feito de acordo com a teoria desenvolvida dentro da Mecânica dos Solos, ou semi-empíricos, quando são usadas correlações com ensaios *in situ* (SPT, DMT, CPT, STP-T, PMT etc.) consagrados na Engenharia Geotécnica de Fundações.

Deve ser lembrado que os coeficientes de segurança a serem aplicados devem ser os recomendados pelos autores das teorias e correlações.

Quanto à análise das parcelas de resistência de base e de atrito lateral, é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de tubulão.

Quanto ao elemento de fundação com base alargada, a norma recomenda que o atrito lateral deve ser desprezado ao longo de um trecho inferior do fuste, acima do início do alargamento da base, igual ao diâmetro da base.

2.5.3.1. Métodos estáticos teóricos

Nestes métodos, os cálculos são feitos com base na teoria desenvolvida dentro da Mecânica dos Solos, a partir de dados coletados em ensaios de laboratório. É o caso da coesão, da tensão não-drenada, do ângulo de atrito etc.

Para uma apresentação desses métodos, separou-se o assunto de acordo com o tipo de solo.

2.5.3.1.1. Tubulões em solos coesivos

2.5.3.1.1.1. Resistência de base

A capacidade última da base é determinada pelo produto da tensão última da base pela área de apoio do tubulão.

$$Q_{bf} = q_{bf} \cdot A_b \quad (10)$$

em que

Q_{bf} = capacidade última da base;

q_{bf} = tensão última da base; e

A_b = área da base do tubulão.

$$q_{bf} = c_u N_c \quad (11)$$

em que

c_u = coesão não-drenada do solo na região de apoio da base (1,0 D_b acima da cota de apoio e 1,5 D_b abaixo);

N_c = fator de capacidade de carga de fundações profundas (para $\phi=0$, $N_c \approx 9$); e

ϕ = ângulo de atrito interno do solo.

REESE e O'NEILL (1989) propuseram a seguinte expressão para determinação da tensão última da base:

$$q_{bf} = F_r \cdot N_c \cdot c_u \leq 4000 \text{ kPa} \quad (12)$$

em que F_r representa um fator de redução da tensão última da base, de modo que os recalques dos tubulões se situem dentro dos limites de aceitação da estrutura (em geral $\leq 25\text{mm}$):

$$D_b \leq 1,90\text{m} \rightarrow F_r = 1,0 \quad (13)$$

$$D_b \geq 1,90\text{m} \rightarrow F_r = \frac{2,5}{400 \cdot D_b} \leq 1 \text{ com } D_b \text{ (m)} \quad (14)$$

$$\psi_1 = 0,0071 + 0,0021 \left(\frac{z_b}{D_b} \right) \leq 0,015$$

$$\psi_2 = 0,159 \sqrt{c_u} \quad \text{com } c_u \text{ (kPa)}$$

$$0,50 \leq \psi_2 \leq 1,50$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0,2 \left(\frac{z_b}{D_b} \right) \right] \leq 9$$

para $\frac{z_b}{D_b} \geq 2,5 \rightarrow N_c = 9$

em que

c_u = resistência ao cisalhamento do solo entre a cota de apoio da base e a distância $2 D_b$ abaixo da base; e

z_b = profundidade de embutimento da fundação.

O fator de mobilização da carga da base é função dos recalques sofridos pelo tubulão, sendo normalmente empregados os valores:

$m_b=1,0$ (100% de mobilização) para recalques na ordem de 10 a 15% do diâmetro da base (D_b), f em tubulão com base alargada; e

$m_b=1,0$ (100% de mobilização) para recalques na ordem de 20% do diâmetro da base (D_b), em tubulão sem base alargada.

2.5.3.1.1.2. Resistência lateral

Para o cálculo da resistência lateral última, pode-se fazer uso da seguinte expressão:

$$Q_{sf} = \int_0^L q_{sf} \cdot \pi \cdot D_f \cdot dz \quad (15)$$

em que

Q_{sf} = resistência lateral última;

q_{sf} = tensão lateral última;

D_f = diâmetro do fuste; e

L = comprimento de embutimento do fuste.

A tensão lateral última (q_{sf}) é função da aderência entre o solo e o concreto do fuste do tubulão, que, por sua vez, depende de resistência não-drenada do solo que circunda o fuste:

$$q_{sf} = \alpha \cdot S_u \quad (16)$$

em que

S_u = resistência não-drenada do solo; e

α = fator de redução, e o seu valor varia de 0 a 1 em função do tipo do solo.

Os valores de α têm sido estabelecidos por vários autores, sempre como uma função do próprio valor da resistência não-drenada, sendo freqüentemente adotados:

- argila média: $\alpha = 0,45$

- argila rija: $\alpha = 0,20$

REESE e O'NEILL (1989) recomendam adotar $\alpha = 0,55$ para $S_u \leq 190$ kPa; desprezar a resistência lateral no trecho superior do fuste até a profundidade de 1,5 m; e para tubulões com base alargada, desprezar a resistência lateral no comprimento de uma vez o diâmetro do fuste acima do início do alargamento de base.

CODUTO (1994) apresentou um gráfico de α em função de S_u para fustes escavados, adaptado de Kulhawy e Jackson (1989). Deste gráfico podem ser estabelecidas as relações aproximadas:

$S_u \leq 30$ kPa $\rightarrow q_{sf} = S_u$

30 kPa < $S_u \leq 250$ kPa $\rightarrow q_{sf} = 4,82 S_u^{0,51}$

$S_u > 250$ kPa $\rightarrow q_{sf} = 0,32 S_u$

REESE et al. (1976) sugeriram os valores de α , bem como os valores-limite de $q_{sf\ lim}$, apresentados na Tabela 3.

Para tubulões revestidos, que atingem profundidades entre 8 e 40 m, TERZAGHI e PECK (1967) sugeriram os valores apresentados na Tabela 4

para a estimativa do atrito lateral que se desenvolve nas camisas, quando do seu afundamento no terreno.

A partir da Tabela 4, pode-se ter uma idéia de quanto intimamente está relacionado o atrito lateral com a rigidez da argila e com a compacidade da areia.

Tabela 3 - Valores de α e de q_{sf} lim de REESE et al. (1976)

Tipo de escavação	Sem Base Alargada		Com Base Alargada	
	α	q_{sf} lim (kPa)	α	q_{sf} lim (kPa)
Executada a seco ou com auxílio de lama leve	0,50	90	0,30*	40*
Situações em que pode ocorrer retenção de lama entre o concreto e o solo envolvente, como em perfurações parciais com lama	0,30	40	0,15*	25*

* Este valor pode ser aumentado para o caso sem base nos trechos perfurados a seco.

Tabela 4 - Valores de atrito lateral nas camisas de tubulões

Solo	q_{sf} (kPa)
Silte e argila mole	10 a 30
Argila muito rija	50 a 200
Areia fofa	10 a 30
Areia compacta	30 a 70
Pedregulho compactado	50 a 100

Fonte: TERZAGHI e PECK (1967).

2.5.3.1.2. Tubulões em solos não-coesivos

2.5.3.1.2.1. Resistência da base

A resistência última da base para tubulões é menor do que para estacas, porque:

- o solo de apoio é alterado pelo processo de escavação, especialmente para o caso de escavação mecanizada;

- a densificação do solo que ocorre sob a ponta das estacas de deslocamento não se verifica nos tubulões;

- ocorre um alívio temporário de tensões enquanto o furo permanece aberto; e

- as influências do diâmetro e da profundidade são maiores.

A resistência última da base pode ser estimada por uma expressão do tipo:

$$q_{bf} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot D_b \cdot N_\gamma + \sigma'_{vb} \cdot N_q \quad (17)$$

em que

q_{bf} = resistência última da base;

g = gravidade;

D_b = diâmetro da base;

N_γ = fator de forma;

σ'_{vb} = tensão vertical efetiva na base do tubulão; e

N_q = fator de carga.

Para tubulões longos, σ'_{vb} tende a σ'_{vlim} e a parcela $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot D_b \cdot N_\gamma$ pode ser desprezada.

Para N_q , utilizam-se os valores para estacas propostos por BRINCH HANSEN (1970) ou por MEYERHOF (1956).

BEREZANTZEV et al. (1961) propuseram, para estacas apoiadas em areia, a expressão adaptada com a inclusão do fator de mobilização, que fornece a tensão admissível para apoio de base:

$$q_{ba} = m_b \cdot \rho \cdot g \cdot D_b \cdot B_k \quad (18)$$

- o fator de mobilização m_b é função do recalque (s) e do diâmetro da base (D_b):

$$m_b = 5 \cdot \frac{s}{D_b} \quad (19)$$

- o coeficiente B_k é obtido da Figura 5, em função da relação z_b/D_b e do ângulo ϕ . Z_b é a profundidade de embutimento da fundação.

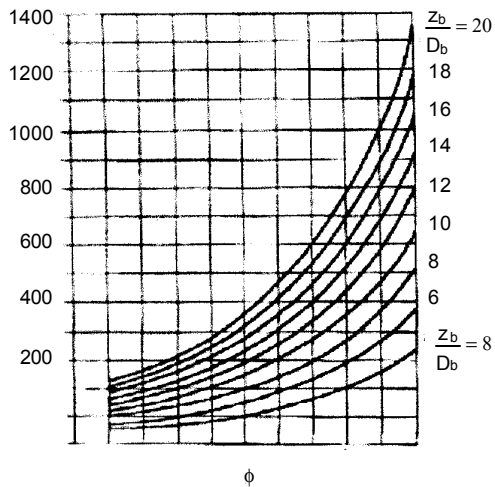


Figura 5 - Relação entre o coeficiente B_k e o ângulo de atrito ϕ .

2.5.3.1.2.2. Resistência lateral

A resistência última lateral de uma fundação profunda pode ser calculada por meio da equação 20:

$$Q_{sf} = \int_0^L q_{sf} \cdot \pi \cdot D_f \cdot dz \quad (20)$$

$$q_{sf} = K_s \cdot \text{tg} \delta \cdot \sigma_{vz}$$

em que

σ_{vz} = tensão efetiva, à profundidade z , assumida como crescendo linearmente até a profundidade $15,0 D_f$, e a partir daí se mantendo constante;

K_s = coeficiente de empuxo que, neste caso, deve ser assumido como sendo K_A (coeficiente de empuxo ativo), ou calcula-se K_s em função do comprimento de seu fuste (L_f) da seguinte maneira:

L_f (m)	K_s
< 8	0,7
8 a 12	0,6
>12	0,5

δ = ângulo de atrito entre solo e concreto; alguns autores sugerem adotar $\delta = \phi'$, em que ϕ' é o ângulo de atrito reduzido que, no caso de fundação escavada, é igual a $\phi - 3^\circ$.

Segundo REESE e O'NEILL (1989), a tensão lateral última de um tubo pode ser calculada conforme a equação 21:

$$q_{sf} = \hat{\alpha} \sigma'_v \quad (\text{ou seja, } \hat{\alpha} = K_s \cdot \text{tg} \delta) \quad (21)$$

em que β depende da profundidade:

$z \leq 1,10 \text{ m}$	$\beta = 1,20$
$2,25 \text{ m} > z > 1,10 \text{ m}$	$\hat{\alpha} = 1,5 - 0,25\sqrt{z}$
$z > 2,25 \text{ m}$	$\beta = 0,25$

2.5.3.2. Métodos estáticos semi-empíricos

2.5.3.2.1. Análises baseadas em resultados de SPT

Os resultados do SPT podem ser usados para determinar a capacidade de carga para fundações em solos não-coesivos. Entretanto, essas determinações são apenas moderadamente confiáveis, em grande parte em virtude das inconsistências nos procedimentos do ensaio SPT. Portanto, utilizam-se coeficientes de segurança ligeiramente mais altos.

Da mesma forma que em sapatas, a resistência da base pode ser definida como:

$$\bar{\sigma}_H = \frac{SPT_{\text{médio}}}{5} + \bar{q} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (22)$$

MEYERHOF (1976) propôs as seguintes fórmulas para resistência da base:

- para areias e pedregulhos:

$$q'_e = 0,40 \cdot N'_{60} \cdot (D / B) \cdot \sigma_r \leq 4,0 \cdot N'_{60} \cdot \sigma_r \quad (23)$$

- para siltes não-plásticos:

$$q'_e = 0,40 \cdot N'_{60} \cdot (D / B) \cdot \sigma_r \leq 3,0 \cdot N'_{60} \cdot \sigma_r \quad (24)$$

Os limites superiores das equações 23 e 24 aplicam-se a $D/B \geq 10$ (areias e pedregulhos) e $D/B \geq 7,5$ (siltes). Quase todas as fundações profundas têm grandes razões D/B , prevalecendo os limites superiores.

MEYERHOF (1976) propôs, para resistência lateral:

- para fundações de grandes deslocamentos em solos não-coesivos:

$$f_s = (\sigma_r / 50) \cdot N_{60} \quad (25)$$

- para fundações de pequenos deslocamentos em solos não-coesivos:

$$f_s = (\sigma_r / 100) \cdot N_{60} \quad (26)$$

em que

q'_e = resistência da base por unidade de área;

f_s = resistência por atrito lateral por unidade de área;

σ_r = tensão de referência = 100 kPa;

B = diâmetro da estaca; e

N_{60} = valor do SPT N corrigido pelos procedimentos de campo.

Para os cálculos da resistência da base, os valores do SPT N representam as condições próximas à base da fundação, especialmente quando são escolhidos um diâmetro acima e dois diâmetros abaixo da base da fundação. Para os cálculos da resistência lateral, as condições adjacentes ao segmento da fundação considerada devem ser representadas.

DÉCOURT (1989) propôs uma expressão para fundações diretas que pode ser estendida para o caso de fundações profundas, pela inclusão do efeito de profundidade (σ'_{vb}). A tensão admissível na cota de apoio do tubulão é calculada por:

$$q_{ba} = 25\bar{N}_{72} + \sigma'_{vb} \text{ (kPa)} \quad (27)$$

em que

q_{ba} = tensão admissível na cota de apoio do tubulão; e

\bar{N}_{72} = índice de resistência à penetração (padrões brasileiros), desde a cota de apoio da base até $2 D_b$ abaixo.

As expressões a seguir foram estabelecidas para os padrões norte-americanos de obtenção de SPT, que resultam em valores maiores que os obtidos no Brasil. Portanto, as fórmulas apresentadas devem ser corrigidas.

- Para diâmetro da base $D_b < 1,20$ m:

$$q_{bf} = 60 \cdot N_{60} \text{ (kPa)} \quad (28)$$

- para diâmetro da base D_b maior que 1,20 m, é preciso aplicar uma redução no valor da tensão-limite última, para conservar o recalque dentro de valores aceitáveis (em geral adotado como sendo 25 mm):

$$q_{bf} = 72 \cdot \frac{N_{60}}{D_b} \quad (29)$$

No Brasil, vários profissionais costumam obter o valor da tensão admissível para apoio da base de tubulões, por meio de uma expressão empírica usada para qualquer tipo de solo:

$$q_{ba} = 20 \cdot \bar{N}_{72} + \sigma'_{vb} \text{ (kPa)} \leq 40 \text{ kPa} \quad (30)$$

em que

q_{ba} = tensão admissível à cota de apoio do tubulão;

N_{72} = resistência à penetração (SPT) média abaixo da cota de apoio do tubulão (usualmente numa faixa de espessura igual a D_b abaixo da cota de apoio), obtida pelos padrões brasileiros; e

σ'_{vb} = tensão geostática vertical efetiva (kPa) à cota de apoio do tubulão.

2.5.3.2.2. Análises baseadas em resultados de CPT

O CPT foi originalmente desenvolvido na Holanda, em 1930. O CPT é similar aos modelos de estacas, assim como o teste da placa se assemelha aos modelos para sapatas. Isto também se deve ao fato de a condução do cone se assemelhar à cravação das estacas. Os métodos de análise com base nesses dados podem ser bons indicadores da capacidade de carga em estacas.

BUSTAMANTE e GIANESELLI (1982) apresentaram os valores da Tabela 5 para a resistência lateral última em função da resistência de ponta do cone (q_c), medida no ensaio de penetração contínua:

$$q_{sf} = \lambda \cdot q_c \quad (31)$$

Tabela 5 - Valores de λ e de $q_{sf\text{lim}}$ para estacas escavadas

Solo	q_c (kPa)	λ	$q_{sf\text{máx}}$
Argila mole à média	< 1.000	0,0333	15
Argila média à rija	1.000-5.000	0,0250	35
Silte, areia fofa	\leq 5.000	0,0167	35
Argila, silte	> 5.000	0,0167	35
Calcários moles	\leq 5.000	0,0100	35
Areias pedregulhosas	5.000-12.000	0,0100	80
Calcário alterado e fragmentado	> 5.000	0,0167	120
Areia e pedregulhos densos	12.000	0,0067	120

Fonte: BUSTAMANTE e GIANESELLI (1982).

De acordo com DÉCOURT (1991), a tensão admissível na base poderia também ser estimada ao utilizar o valor da resistência de cone, medida no ensaio de penetração contínua, acrescida do efeito de profundidade:

$$q_{ba} = (0,14 \text{ a } 0,10)q_c + \sigma'_{vb} \quad (32)$$

em que

q_{ba} = tensão admissível na cota de apoio do tubulão;

q_c = resistência do ensaio CPT; e

σ'_{vb} = tensão vertical efetiva na base.

Pela norma francesa de fundações é possível estimar a tensão lateral para estaca escavada em areia, em função da resistência de cone (q_c) obtida no ensaio CPT, pela correlação:

$$q_{sz} = 0,004q_{cz} < 80\text{kPa} \quad (33)$$

Quando se dispõe de valores de resistência de cone, medidos em ensaio de penetração contínua (CPT), a tensão admissível para apoio do tubulão pode ser estimada pela expressão de Sanglerat (1982), citada por DÉCOURT (1991):

$$q_{ba} = \bar{q}_c \cdot \left[\frac{D_b}{40} \left(1 + \frac{z_b}{D_b} \right) \right] \text{ com } D_b \text{ (m)} \quad (34)$$

em que \bar{q}_c = valor médio da resistência de cone na região de apoio do tubulão.

Essa expressão fornece valores maiores do que aqueles obtidos em função do SPT. Por se tratar de uma expressão empírica, sugere-se limitar o valor obtido em 60 kPa.

GHIONNA et al. (1993) afirmaram que, para um recalque de $0,10 D_b$, a tensão na base pode ser estimada por:

$$q_b = F_c \cdot q_c \quad (35)$$

em que

q_c = resistência de cone na região de apoio do tubulão; e

F_c = 0,15 para areias silicosas e 0,08 para areias carbonatadas.

2.6. Esforço de tração em tubulões

Um dos problemas mais importantes, mas ainda pouco compreendido, na área de mecânica dos solos é o comportamento das fundações submetidas a esforços de tração. O caso mais comum de fundações tracionadas ocorre nas torres de linhas de transmissão. O esforço de tração nas fundações desse tipo de estrutura é proveniente de várias ações, entre as quais o vento na própria torre e, principalmente, nos cabos, e também eventuais rupturas de cabos.

Existem vários métodos de cálculo para avaliar a resistência à tração de fundações. Uma descrição completa desses métodos pode ser encontrada em CAMPELO (1994, 1995), DANZIGER (1983), ORLANDO (1985), MATOS (1989) e CARVALHO (1991).

A seguir será apresentado um resumo dos métodos de capacidade de carga à tração mais utilizados na prática de fundações, no Brasil.

2.6.1. Método do tronco de cone

O método mais antigo e mais difundido é o do tronco de cone, que considera a resistência à tração como sendo o peso próprio da fundação acrescido do peso do solo contido num tronco de cone, cuja base menor é a base da fundação e que se abre até encontrar a superfície do terreno, com a geratriz formando um ângulo α com a vertical, conforme mostra a Figura 6, para tubulão com e sem base alargada.

Essa superfície tronco-cônica não pretende representar a superfície de ruptura, e o ângulo α é um valor empírico, que depende das características do solo e da fundação, e que diminui com o aumento da profundidade relativa D/B , em que D é a profundidade e B a largura da fundação. Há recomendações práticas para adotar o valor de α entre 10 e 15° , para solos fofos ou pouco consistentes, ou de 20 a 25° , para solos compactos ou consistentes (PALADINO, 1985).

Geralmente chamado de *The Soil Cone Method or Earth Load Method* (método do empuxo de terra), admite que a capacidade de carga de uma fundação é aquela correspondente a seu próprio peso acrescido do peso da terra contida no corpo cônico (Figura 6).

Tal método é empírico, já que o ângulo α varia não apenas com as características geotécnicas, mas também com a geometria da fundação.

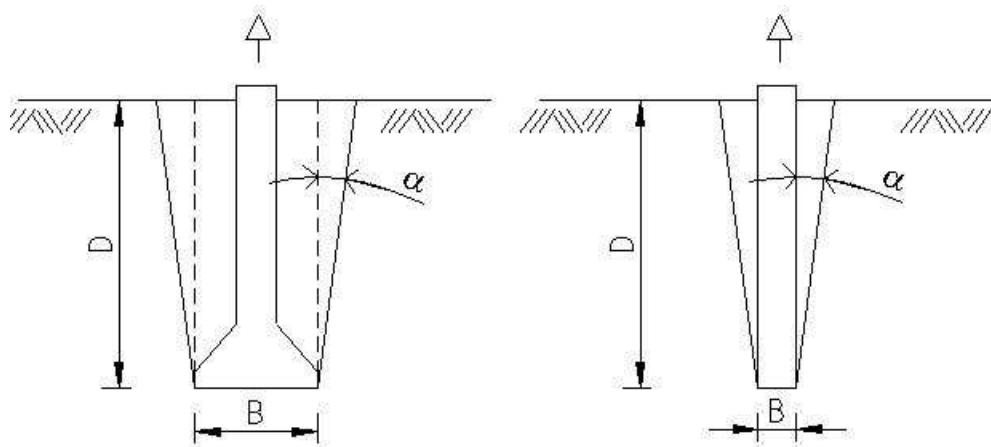


Figura 6 - Método de tronco de cone (tubulão com e sem base alargada).

2.6.2. Método do cilindro de atrito

Este método é conhecido por *The Friction Cylinder Method* (método do cilindro de atrito). Ele admite que a ruptura ocorre ao longo de um cilindro (ou prisma conforme seja a forma da fundação). A capacidade de carga é obtida ao

somar o peso próprio da fundação com o solo contido no cilindro e com a resistência por causa do atrito existente ao longo da superfície de ruptura.

Conforme se observa na Figura 7, supõe-se uma superfície de ruptura cilíndrica, com base e altura iguais às da fundação para tubulão com e sem base alargada.

As tensões de atrito ou de adesão ao longo da superfície cilíndrica produzem um esforço resistente, que somado ao peso da fundação e do solo contido no cilindro (se tubulão com base alargada) resulta na capacidade de carga à tração. No caso de tubulões sem base alargada, esse método utiliza a teoria da resistência lateral para capacidade de carga de estacas.

Antigamente, considerava-se que o atrito lateral na fundação tracionada era o mesmo da fundação comprimida, mas a tendência atual é considerar uma redução de 30 a 45%.

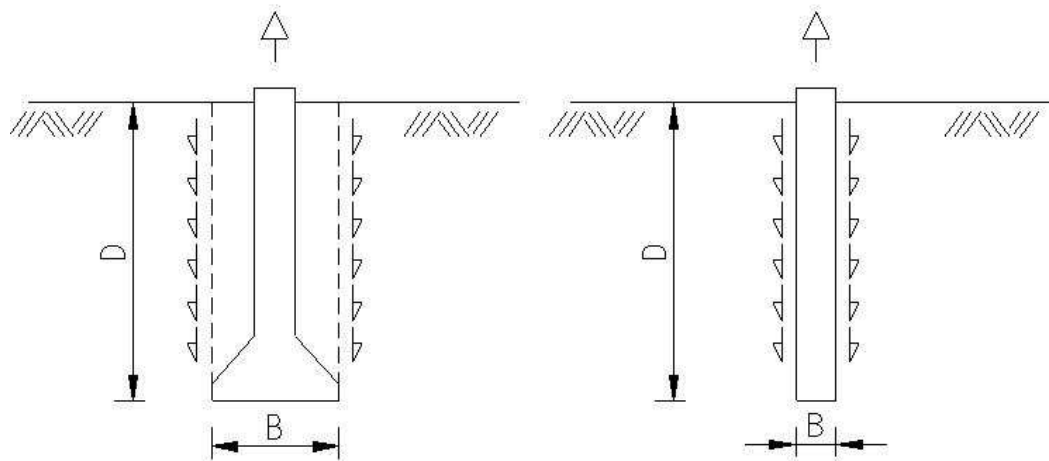


Figura 7 - Método do cilindro de atrito.

2.6.3. Método de Balla

BALLA (1961), um dos pioneiros nessa área, observou para o caso de ancoragens rasas tipo cogumelo (Figura 8), construídas em areia, a existência de uma superfície de ruptura simples.

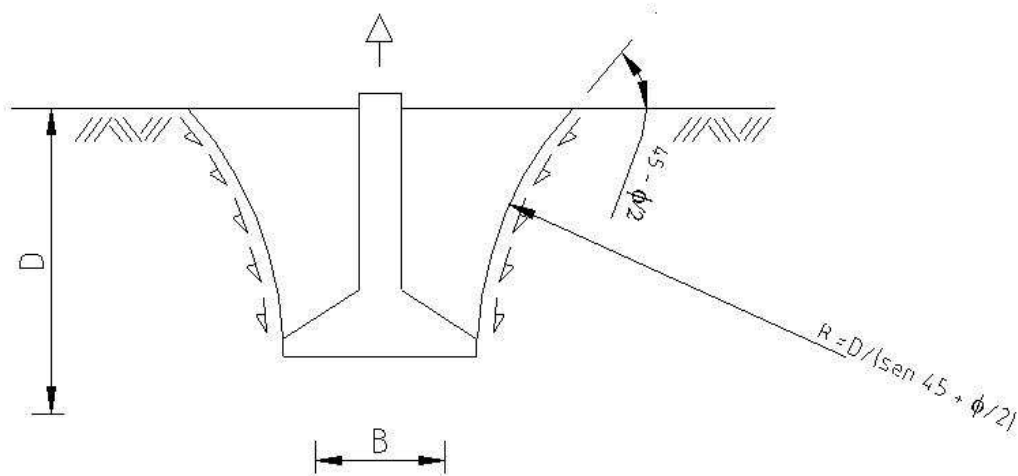


Figura 8 - Método de Balla.

O arco considerado forma um ângulo de 90° com a base e de $(45^\circ - \phi/2)$ com a superfície, em que ϕ é o ângulo de atrito interno do solo.

BAILA (1961) propôs um método para fundações pouco profundas, com relação $D/B < 4$, em que se supõe uma superfície com geratriz circular que se abre a partir da base em direção à superfície do terreno, considerando a tensão de cisalhamento nessa superfície, conforme mostra a Figura 8.

O autor deduziu uma expressão para o componente vertical da resistência ao cisalhamento do solo na superfície de ruptura, que deve ser somada ao peso do solo contido na massa rompida e ao peso da fundação. Essa expressão e os ábacos necessários para sua utilização são encontrados na referência já citada.

Mais recentemente, outros métodos têm mostrado que as fundações rasas comportam-se diferentemente das profundas e que a transição de profundidade entre tais comportamentos, chamada de profundidade crítica, varia com o tipo de solo e com a geometria da fundação.

2.6.4. Método de MEYERHOF e ADAMS (1968)

Os métodos mais modernos enfocam o problema de uma maneira mais completa, distinguindo-se comportamentos diferentes para fundações rasas e profundas e de acordo com o tipo de solo. Um deles é o método de MEYERHOF e ADAMS (1968).

A principal inovação desse método é que para fundações profundas não se considera que a superfície de ruptura atinge a superfície do terreno, mas que é limitada por uma altura H , menor que a profundidade D da fundação. Na cota correspondente ao final da superfície de ruptura, atuaria a sobrecarga equivalente ao peso próprio da camada de solo rompida, conforme indica a Figura 9.

No desenvolvimento do método, é utilizado o parâmetro K_u , denominado coeficiente nominal do empuxo de terra à tração. Valores de K_u e da altura H são encontrados na referência citada, em função do ângulo de atrito interno do solo.

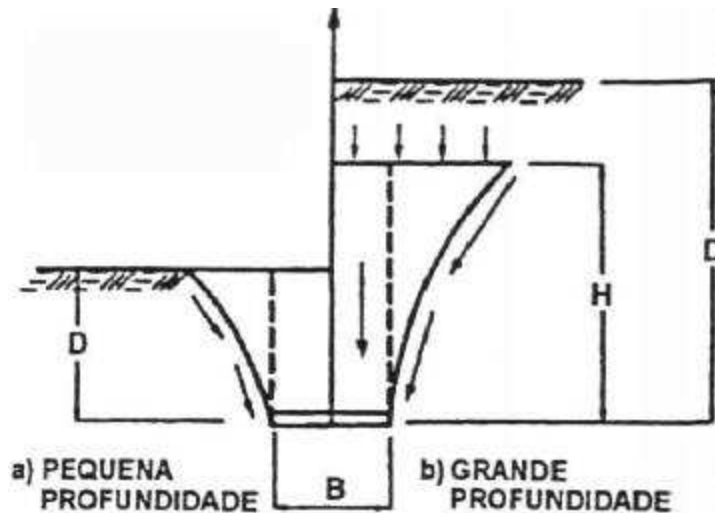


Figura 9 - Superfícies de ruptura do método de Meyerhof e Adams (1968).

2.6.5. Método de Grenoble

O método mais aprimorado para a previsão da capacidade de carga à tração é o desenvolvido na Universidade de Grenoble, em uma série de trabalhos teóricos e experimentais, cuja divulgação se deve principalmente a Biarez e Barraud (1968).

No caso de tubulões sem base alargada, o chamado método de Grenoble admite uma superfície de ruptura tronco-cônica, cuja geratriz forma um ângulo λ com a vertical. Com base em uma grande série de provas de carga, em fundações com D/B que variam de 4 a 10, os autores sugerem adotar $\lambda = -\phi / 8$, sendo ϕ o ângulo de atrito interno do solo (o sinal negativo indica que a geratriz se afasta em relação ao eixo vertical da fundação).

No caso de tubulões com base alargada, pode haver dois tipos de ruptura:

a) generalizada, com superfície tronco-cônica que atinge a superfície do terreno, para a qual sugere-se adotar $\lambda = -\phi$, $\lambda = -\phi/4$ ou $\lambda = +\pi/16$ (Figura 9), dependendo do tipo de solo; e

b) localizada, ao redor da base, quando a fundação ultrapassa uma profundidade crítica, havendo as contribuições da base (cálculo pelo método dos círculos de cisalhamento localizado) e do fuste (cálculo semelhante ao do tubulão sem base alargada).

Os detalhes do método de Grenoble, as expressões de capacidade de carga à tração para os diferentes casos, os valores de profundidade crítica e os ábacos para obtenção dos chamados coeficientes adimensionais de resistência ao arrancamento podem ser consultados em ORLANDO (1985).

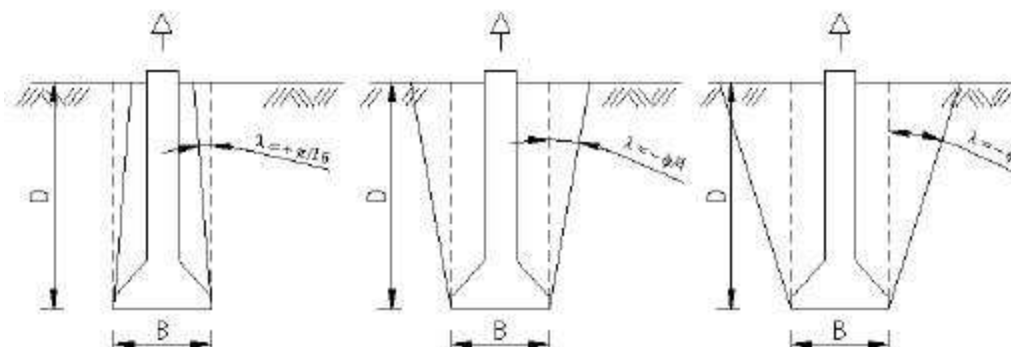


Figura 10 - Superfícies de ruptura do método de Grenoble para tubulões pouco profundos em três tipos de solo.

2.7. Recalques

Geralmente os recalques de tubulões sob a carga de trabalho são baixos (inferiores a 25 mm) e perfeitamente aceitáveis para a grande maioria das estruturas. Entretanto, naqueles casos em que a maior parte da capacidade de suporte se deve à base, o recalque pode ser elevado e seu valor deve ser estimado.

Quando se depara com o problema de estimar o recalque de tubulões, a primeira dificuldade que surge é com relação à calibragem dos inúmeros métodos disponíveis, por causa da pouca informação encontrada na literatura geotécnica sobre esse tipo de fundação.

Os custos de provas de carga, devido à ordem de grandeza do carregamento necessário, são fatores preponderantes que inibem os profissionais e as empresas de realizá-las.

Na literatura nacional, em livros ou anais de congressos e outros eventos científicos, encontra-se muito pouca referência sobre o comportamento desse tipo de fundação, sejam resultados de provas de carga ou de medidas de recalque.

Os fatores que interferem na magnitude dos recalques de um tubulão são as cargas aplicadas, as características do solo subjacente à cota de apoio, as características do solo ao longo do fuste e as propriedades elásticas dos materiais utilizados na execução do fuste.

No Brasil, há uma certa tradição de se considerar no projeto de tubulões apenas a resistência do solo subjacente à cota de apoio como responsável pelo suporte da carga aplicada no topo, admitindo-se que o atrito, ou adesão ao longo do fuste, seja apenas suficiente para suportar o peso próprio do

concreto.

Em determinadas situações esse critério pode ser excessivamente conservador, levando inclusive a uma interpretação errônea do comportamento real do solo subjacente à base, pois o atrito ou adesão estará atuando ao longo do fuste e, conseqüentemente, reduzindo a parcela de carga na base do tubulão, quer tenha sido considerado ou não no cálculo.

O recalque do topo de um tubulão é dado por duas parcelas distintas: o encurtamento elástico do concreto, funcionando como coluna, e a deformação do solo subjacente à base, devido ao acréscimo de tensões.

2.7.1. Deformação elástica do concreto

A deformação elástica do fuste pode ser calculada pela aplicação da lei de Hooke. É necessário estimar as tensões de atrito e, ou, a adesão na interface concreto-solo, de tal forma que se possa conhecer o esforço normal ao longo do fuste e da base do tubulão.

Existem na literatura técnica inúmeras formulações, teóricas e empíricas, que permitem uma estimativa dessas tensões ao longo do fuste. Os fatores que interferem no valor dessa tensão são: natureza do solo, histórico de tensões, tempo que o tubulão permanece aberto, entre outros.

Aplicando a lei de Hooke a um elemento infinitesimal, de altura dz , e integrando-se ao longo de todo comprimento, obtém-se a deformação total (Δ_c) do elemento de concreto. O módulo de elasticidade do concreto pode ser tomado como o módulo secante e estimado em função do f_{ck} , de acordo com a NB 6118/78:

$$E_c = 0,9 \cdot 6600 \cdot (f_{ck} + 3,5)^{1/2} \quad (\text{MPa})$$

$$\Delta_c = \int_0^L \frac{Q_z \cdot dz}{E_c \cdot A_z} \quad (36)$$

Apenas para se ter uma ordem de grandeza, num tubulão de 15 m de comprimento, utilizando-se concreto com $f_{ck} = 15$ MPa, para uma tensão de trabalho de 0,5 MPa e admitindo que 70% da carga do pilar seja resistida pela

base, chega-se a um recalque elástico da ordem de 2,5 mm.

2.7.2. Recalque do solo subjacente à base do tubulão

O solo subjacente à base do tubulão receberá um acréscimo de tensões verticais, devido ao apoio da base, e mais um acréscimo, devido às tensões de atrito, ou adesão ao longo do fuste do tubulão. Quando os tubulões têm base alargada, e esse é o caso mais comum, o cálculo desse último acréscimo se torna trabalhoso, devido à aba ou saliência do concreto, cujas características elásticas são muito diferentes das do solo.

Um método aproximado consiste em calcular o acréscimo de tensões verticais que ocorre no solo que tangencia a parte superior da base, na aba, e considerar a resultante dessas tensões como uma sobrecarga adicional que atua na base do tubulão.

O acréscimo de tensões nas camadas de solo subjacentes à base, até uma profundidade $2D_b$ (região do bulbo de pressões), pode ser calculado pela teoria da elasticidade, levando-se em conta o tipo de solo. A solução de Boussinesq é apropriada quando se trata de solo homogêneo, enquanto a de Westergaard se aplica para os solos estratificados horizontalmente.

2.7.2.1. Solo argiloso

Quando o solo subjacente à base é um solo com características argilosas, normalmente com elevado grau de saturação, terão de ser acrescentados ao recalque imediato o recalque por adensamento primário e o recalque por adensamento secundário.

O recalque imediato pode ser previsto pela teoria da elasticidade, devendo o “módulo de deformabilidade do solo” ser obtido em ensaios laboratoriais, ou estimado por correlações empíricas, como, por exemplo, a partir de resultados de sondagens à percussão ou de penetração contínua.

STROUD (1988) sugeriu, para argilas pré-adensadas, com índice de plasticidade de 50 a 15%, a correlação: $E = (900 \text{ a } 1400) N_{60}$ (kPa).

É importante ressaltar que o módulo E não se apresenta como constante, mas sim bastante afetado pelo nível de tensões e, portanto, para uma elevada tensão aplicada esses módulos podem se tornar muito diminuídos.

O recalque do topo do tubulão pode ser estimado pelas soluções paramétricas propostas por POULOS e DAVIS (1980):

$$S = \frac{Q}{E_s \cdot D_f} \cdot l \quad (37)$$

$$l = l_0 \cdot C_k \cdot C_b \cdot C_h$$

Os valores dos fatores a serem utilizados são encontrados na referência citada, e o tubulão deve ser considerado como uma estaca de base alargada.

O recalque do tubulão pode ser estimado pelo recalque sofrido pela base, acrescido da deformação elástica do elemento estrutural.

O recalque da base pode ser avaliado ao utilizar o fator de mobilização da carga de base e ao considerar o recalque necessário para a completa mobilização desta parcela de carga:

$$S_b = D_b \cdot K \cdot m_b \quad (38)$$

em que K é a relação entre o recalque que provoca a plena mobilização da resistência de base e o diâmetro da base.

A parcela do recalque devido ao adensamento primário (fase de dissipação das sobrepressões neutras surgidas quando da aplicação da sobrecarga ao solo) deve ser estimada por métodos já consagrados na Mecânica dos Solos, encontrados na literatura, devendo-se fazer correções para o fato de o fluxo d'água, em geral, ser tridimensional.

Como o acréscimo de tensões verticais, abaixo da cota de apoio, não é constante, como no caso de um aterro extenso, recomenda-se dividir a camada de argila até a profundidade de $2D_b$ em três ou mais camadas, dependendo da heterogeneidade do solo, e calcular a variação de espessura de cada camada, cuja soma dará o recalque total, por adensamento primário.

A parcela do recalque de adensamento secundário, em virtude do acréscimo de tensões efetivas entre as partículas do solo, pode ser estimada a

partir de resultados de ensaios laboratoriais, de longa duração.

2.7.2.2. Solo arenoso

Quando o solo subjacente à base do tubulão tem características arenosas, com alta permeabilidade, os recalques ocorrem simultaneamente à aplicação da carga, e são chamados de imediatos.

O cálculo pode ser feito ao dividir o solo subjacente à base até a profundidade de $2D_b$ em quatro ou mais camadas. Utilizando formulações obtidas a partir da teoria da elasticidade, calcula-se o acréscimo de tensões verticais, no ponto médio de cada camada, devido à aplicação das tensões ao solo, na base do tubulão.

A variação da espessura de cada camada de solo pode ser estimada pela lei de Hooke, desde que se tenha o “módulo de deformabilidade” de cada camada, a partir de resultados de ensaios de laboratório ou de correlações com parâmetros obtidos em sondagens à percussão ou em ensaios de penetração contínua.

STROUD (1988) propôs as correlações: $E = 2500 N_{60}$, (kPa) para areia pré-adensada; e $E = 1000 N_{60}$ (kPa) para areia normalmente adensada.

ROBERTSON e CAMPELLA (1988) sugeriram os valores de E em função da resistência de cone q_c : $E = (de 6 a 10) q_c$ para areias pré-adensadas; e $E = (de 2,5 a 6,0) q_c$ para areias normalmente adensadas.

Na literatura, existem inúmeros métodos empíricos que correlacionam o recalque de uma fundação direta com os resultados de sondagens, podendo ser citados: TERZAGHI e PECK (1948), MEYERHOF (1965), BAZARAA (1967), SCHMERTMANN (1970, 1978), entre outros. BURLAND e BURBIDGE (1985) apresentaram as seguintes expressões para o cálculo de recalques de fundações diretas:

$$S_b = 1,67 \cdot \frac{q_b \cdot D_b^{0,7}}{(N_{60})^{1,4}} \text{ (mm)} \quad (39)$$

para areias normalmente adensadas, e

$$S_b = 0,556 \cdot \frac{q_b \cdot D_b^{0,7}}{(\bar{N}_{60})^{1,4}} \text{ (mm)} \quad (40)$$

para areias pré-adensadas, com D_b (m) e q_b (kPa).

LOBO et al. (1994a, b) apresentam os resultados de medidas de recalques de pilares de edifícios apoiados sobre tubulões, em Bauru-SP. Pela observação da curva carga-recalque desses tubulões, pode-se concluir que as tensões de cisalhamento na interface concreto-solo necessitam de apenas 2 mm para serem totalmente mobilizadas e que seu valor máximo é da ordem de 30 kPa (areia fina argilosa, com SPT linearmente crescente, variando de 3 a aproximadamente 15). Para esses autores, o recalque total pode ser estimado pelo método modificado de MEYERHOF (1965), avaliando-se a parcela de carga resistida pelo fuste, desprezando-se a região da base. A diferença entre a carga vertical aplicada ao tubulão e a resistida pelo fuste dá a carga resultante na base. Não tem sido considerado o peso próprio do tubulão, nem o acréscimo de tensões no solo subjacente à base, devido às tensões de cisalhamento ao longo do fuste.

O recalque total do tubulão é estimado, de forma simplificada, pelo recalque obtido pelo método modificado de MEYERHOF (1965) acrescido de 2 mm, que é o valor do recalque necessário para mobilização do atrito ou adesão lateral, nos solos daquela região. Não tem sido considerado o valor da deformação elástica do concreto.

Para $D_b \leq 1,20$ m, tem-se o recalque:

$$S_b = \frac{\sigma_b}{\bar{N}_{60}} \text{ (mm)} \quad (41)$$

em que

σ_b = pressão aplicada ao solo pela base, em kPa; e

\bar{N}_{60} = valor médio do SPT da base até $2D_b$ abaixo.

Para $D_b > 1,20$ m, tem-se:

$$S_b = \frac{\sigma_b}{0,64 \cdot \bar{N}_{60}} \cdot \left[\frac{D_b}{D_b + 0,30} \right]^2 \text{ (mm)} \quad (42)$$

Deve ser lembrado que \bar{N}_{60} é o valor médio do SPT para os padrões americanos dos equipamentos de sondagens, onde se tem uma eficiência menor do que a usual no Brasil. Deste modo, o número de golpes obtido no Brasil é menor e, portanto, a fórmula necessita de correção.

3. LOCALIZAÇÃO E METODOLOGIA

3.1. Localização do campo experimental

O campo experimental de fundações do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa fica situado no interior do campus universitário, próximo aos prédios do Departamento de Parques e Jardins e da Prefeitura do Campus, num “platô” ao lado do prédio do Colégio Universitário – COLUNI (Figura 11).

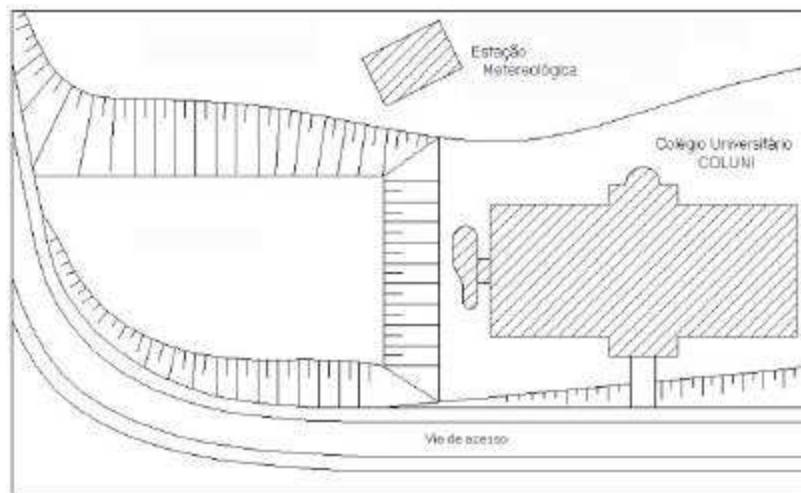


Figura 11 - Localização do campo experimental de fundações/UFV.

O material em estudo é um solo residual jovem não-saturado, proveniente de uma rocha gnáissica ocorrente em região de relevo bastante acidentado, de clima tropical seco no inverno e chuvoso no verão.

A área, que a princípio era coberta por um morro de aproximadamente 20 m de altura, foi entre os anos de 1988 e 1989 submetida a um considerável movimento de terra, tendo sido executado um corte que abrangeu a camada de solo residual maduro e parte da camada de solo residual jovem. Tal corte proporcionou a formação de um platô ao pé do talude, com área aproximada de 2.000 m².

Os fatores que levaram à escolha desse local para a implantação do campo experimental de fundações foram:

1. A formação geológica composta pelo tipo de solo que se desejava estudar, ou seja, o solo residual saprolítico de gnaíse.

2. O fácil acesso de veículos e a disponibilidade de diversos fatores, como eletricidade, água etc.

3. A possibilidade de novos estudos na região vizinha e no próprio local da prova de carga.

4. O local é fonte de estudos geológico-geotécnicos de caracterização. O perfil do local já foi estudado por MINETTE et al. (1995) e GUIMARÃES (1996).

3.2. Preparo da prova de carga

O ensaio foi conduzido sobre três tubulões de concreto armado, cujas escavações foram feitas manualmente. Dois tubulões (externos) foram escavados até uma profundidade de 4 m e o outro (interno) até uma profundidade de 5,18 m, quando se atingiu o nível da água. Todos possuíam diâmetro do fuste de 60 cm e apenas o tubulão central possuía base alargada, cujo diâmetro era de 1,20 m (Figura 12).

Conforme exposto na Figura 12, dois tubulões foram dimensionados de modo a trabalhar com esforços de tração. Estes são maciços e sem base alargada. A distância entre os eixos desses tubulões era de 3,60 m. No ponto médio entre estes dois tubulões, projetou-se um terceiro (o tubulão central), de modo a trabalhar com esforços de compressão.

Na mesma figura, ainda são mostradas as armaduras horizontais (ou transversais) nos tubulões externos. Essas armaduras tinham o objetivo de evitar possíveis fissuras, quando esforços de tração eram aplicados durante o ensaio. Também, é exibida em um dos tubulões a disposição das armaduras verticais (ou longitudinais). Essa armadura teve a finalidade de resistir aos esforços de tração propriamente ditos.

Convém deixar claro que tanto as armaduras longitudinais quanto as armaduras transversais estão presentes em ambos os tubulões laterais. Apenas com a intenção de simplificar o esquema ilustrado na Figura 12, foi retratado um tipo de armadura em cada tubulão.

Para as armaduras longitudinais, foram usadas, em cada tubulão, 6 ϕ de $\frac{1}{2}$ com 4,40 m de comprimento. Para as armaduras transversais (ou estribos) foram necessários, em cada tubulão, 41 ϕ de $\frac{1}{4}$ com 1,75 m de comprimento. Quanto aos estribos, nos primeiros 0,85 m do tubulão foram usados 17 ferros a cada 5 cm. A partir daí, outros 24 estribos foram espaçados com 15 cm, perfazendo um total de 41 estribos em cada tubulão. O cobrimento adotado para proteção das armaduras foi de 4 cm, portanto o comprimento calculado para os estribos foi obtido pela expressão:

$$\pi \cdot (D - 2C) = \pi \cdot (60 - 2 \cdot 4) = 163 \text{ cm}$$

A esse total ainda somaram-se outros 10 cm, para efeito de transpasse, para a amarração das armaduras, obtendo-se o valor de 1,75 m, por arredondamento.

Note-se ainda, na Figura 12, que os tubulões extremos estão acima da superfície do terreno em 0,42 m. Foi necessária, antes da concretagem, a execução de um molde de madeira (ou forma) para que os tubulões laterais pudessem estar acima do terreno, até a cota citada. Este arranjo foi necessário, visto que as barras de atirantamento, que prendiam o tubulão na viga de reação, não possuíam o comprimento necessário e exigido para uma perfeita ancoragem.

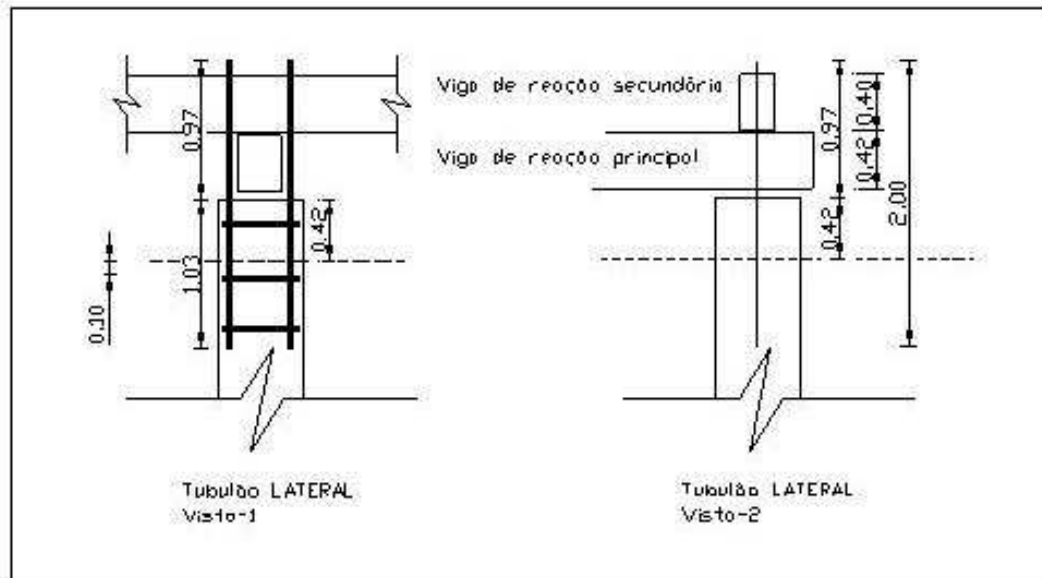
Por questão de segurança, resolveu-se soldar barras horizontais de aço, ligando os dois tirantes que ficariam imersos em cada tubulão, o que lhe conferiu forma de uma “escada” (Figura 13).

O concreto usado teve um f_{ck} igual ou superior a 18 MPa. Durante as etapas de concretagem foram retiradas amostras do concreto, para determinar precisamente o valor do f_{ck} .

O traço do concreto usado em todas as etapas do ensaio foi: 1:2.535:3.855:0.6, ou seja, para cada 1 m³ de

concreto foram gastos 297 kg de cimento, 753 kg de areia lavada, 1.145 kg de brita # 1 e 178 litros de água.

A moldagem e a cura dos corpos-de-prova de concreto, coletados durante cada etapa da



concretagem, foram executadas segundo a NBR 5738.

Figura 13 - Detalhamento da armadura de ancoragem dos tubulões tracionados.

Os ensaios de compressão desses corpos-de-prova foram executados conforme as prescrições da NBR 5739. Os resultados fornecidos por estes ensaios são apresentados na Tabela 6.

O processo de concretagem se deu em sete etapas. Entre duas etapas distintas da concretagem, foi

necessário esperar pelo tempo de cura do concreto usado.

Na primeira etapa, conforme mostrado na Figura 14, concretaram-se completamente os dois tubulões laterais mais a base do tubulão central e uma parte de seu fuste (até uma altura de 0,54 m acima do início de alargamento da base), perfazendo um volume total de 3,27 m³.

Durante a etapa da concretagem, foram retirados seis corpos-de-prova para ensaio após 28 dias de cura. Logo após a primeira concretagem, foi necessária a descida de uma pessoa no tubulão central, para fazer, conforme o possível, o nivelamento da superfície exposta do concreto. Este procedimento foi importante para a execução da segunda etapa de concretagem.

A segunda etapa consistiu em preparar, em laboratório, um pequeno volume de concreto (cerca de 28 litros) com o mesmo traço. Com este volume de concreto, procurou-se nivelar completamente a superfície exposta do fuste do tubulão central, para receber as primeiras placas de isopor e também para

Tabela 6 - Resultados dos ensaios de compressão do concreto

Número do CP	Diâmetro (cm)	Área (cm ²)	Moldagem		Ensaio de Compressão				
			Data	Hora	Data	Idade (dias)	Força (kN)	Tensão (kgf/cm ²)	Tensão (Mpa)
1	15.02	177.18	28/04/99	10:00	26/05/99	28	420	237.039	23.70
2	15.01	176.95	28/04/99	10:00	26/05/99	28	471	266.176	26.62
3	15.02	177.18	31/05/99	17:30	28/06/99	28	270	152.382	15.24
4	15.01	176.95	31/05/99	17:30	28/06/99	28	277	156.541	15.65
5	15.01	176.95	31/05/99	17:30	28/06/99	28	258	145.804	14.58
6	15.05	177.89	31/05/99	17:30	28/06/99	28	269	151.213	15.12
7	15.02	177.18	13/07/99	17:30	10/08/99	28	355	200.354	20.04
8	15.01	176.95	13/07/99	17:30	10/08/99	28	330	186.493	18.65
9	15.00	176.71	13/07/99	17:30	10/08/99	28	328	185.610	18.56

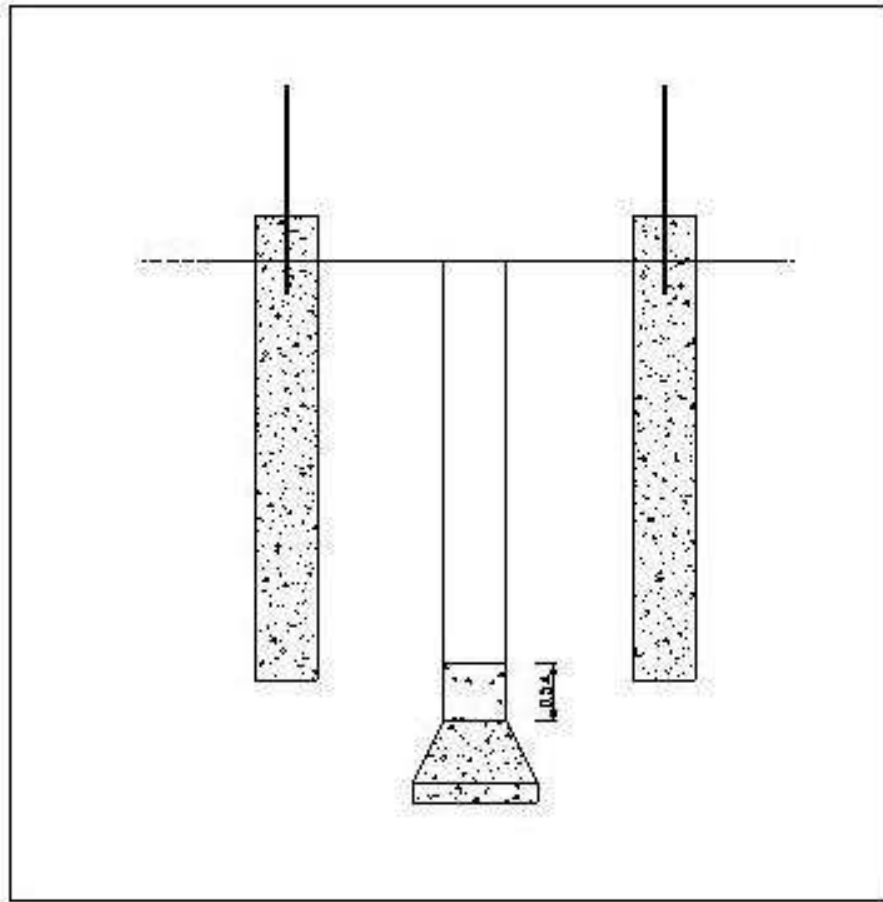


Figura 14 - Etapa 1 da concretagem.

fixar o primeiro pedaço de PVC. Este possuía o diâmetro de $\frac{1}{2}$ polegada e comprimento de 40 cm. Na base do PVC, colou-se uma placa de aço soldada numa porca com rosca (Figura 15).

Três dias depois, iniciou-se a terceira etapa da concretagem. Foram colocadas duas placas circulares de isopor, cada placa com o diâmetro do fuste de 60 cm e espessura aproximada de 3,7 cm. Cobriu-se a superfície superior da placa de isopor com um pedaço de plástico, para impedir que o concreto lançado nesta

etapa penetrasse em possíveis fendas no isopor. Estas fendas surgiram em virtude da impossibilidade de o disco de isopor ter sido colocado inteiro no fundo do tubulão. Ele precisou ser levado em pedaços e, no fundo do tubulão, montado como um “quebra-cabeças”.

O próximo passo, ainda na terceira etapa, foi colocar outro PVC de 1,80 m de comprimento, agora com diâmetro de $\frac{3}{4}$ de polegada, encaixado sobre o primeiro pedaço de PVC ($\frac{1}{2}$), já fixado pelo concreto (etapa 2) abaixo do isopor (Figura 16).

Posicionou-se e fixou-se um terceiro pedaço de PVC, de 0,40 m de comprimento e de $\frac{1}{2}$ polegada de diâmetro. Na base deste PVC, colou-se uma placa de aço soldada numa porca de parafuso.

Em seguida, concretou-se outro pequeno volume de concreto (novamente cerca de 28 litros), preparado em laboratório com o mesmo traço de projeto. Este volume de concreto teve a finalidade de prender o segundo e o terceiro pedaço de PVC e garantir que o isopor colocado nesta etapa fosse solicitado uniformemente durante o lançamento do concreto da próxima etapa (Figura 17).

Passado o tempo de cura, deu-se início à quarta etapa da concretagem. Nesta etapa precisou-se usar

um tubo de PVC de diâmetro 200 mm, para proteger os tubos de PVC já fixados nas etapas anteriores. À medida que se lançava o concreto, retirava-se este PVC de 200 mm, paulatinamente.

Durante essa etapa, foram repetidos os procedimentos e cuidados da primeira etapa e coletaram-se quatro corpos-de-prova para ensaio em laboratório, após 28 dias de cura. Logo após a concretagem, foi necessária a descida de uma pessoa no tubulão central, para fazer o nivelamento da superfície exposta do concreto. Este procedimento foi importante para a execução da próxima etapa de concretagem.

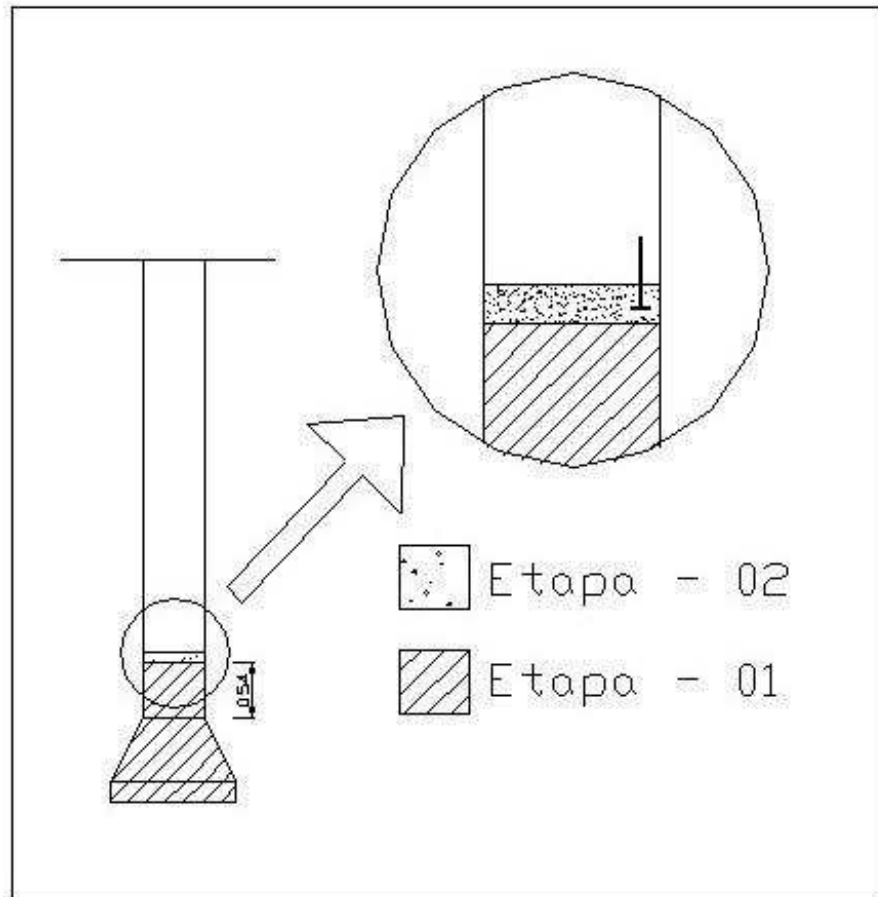


Figura 15 - Etapa 2 da concretagem.

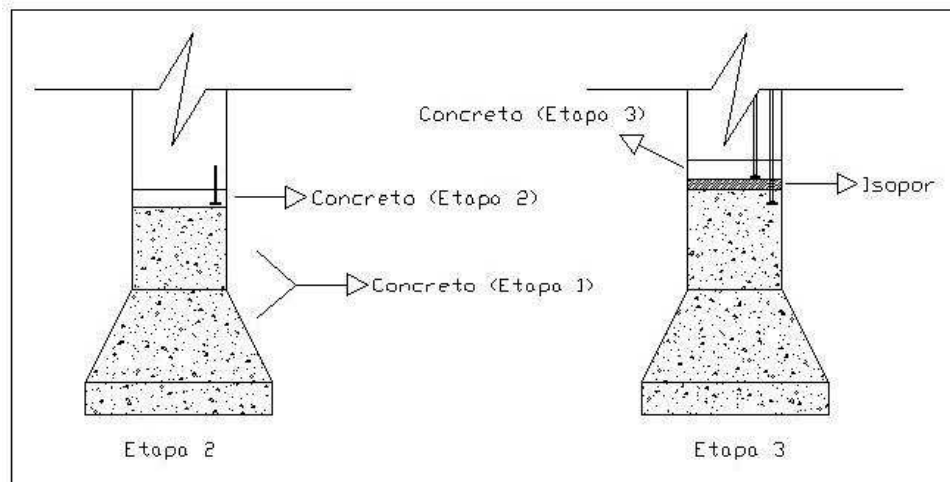


Figura 16 - Esquema para colocação do primeiro disco de isopor.

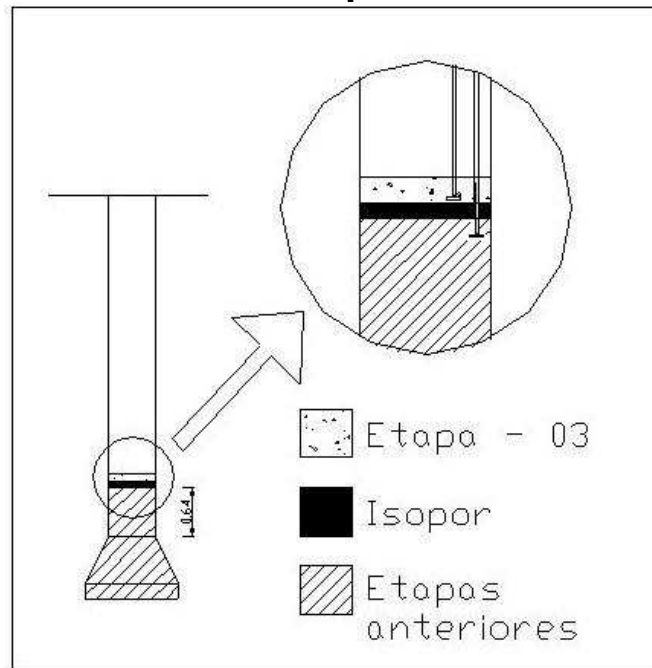


Figura 17 - Etapa 3 da concretagem

Na quarta etapa foram lançados $0,418 \text{ m}^3$ de concreto, volume este suficiente para encher mais 1,48 m do fuste (Figura 18).

Passado o tempo de cura, deu-se início à quinta etapa da concretagem. Esta etapa foi idêntica à segunda, em que se preparou, em laboratório, um volume de 28 litros de concreto. O objetivo dessa etapa foi nivelar completamente a superfície exposta do fuste do tubo para receber as placas de isopor e, também, de fixar o próximo pedaço de PVC. Este quarto pedaço

de PVC tinha uma extremidade colada numa placa de aço e esta tinha uma porca com rosca soldada no seu centro. O PVC tinha diâmetro de $\frac{1}{2}$ e comprimento de 40 cm, assim como o primeiro pedaço de PVC, fixado durante a segunda etapa da concretagem (Figura 19).

Três dias depois, iniciou-se a sexta etapa da concretagem (parecida com a terceira etapa). Foram colocadas duas placas circulares de isopor; cada placa possuía o diâmetro do fuste, 60 cm, e espessura aproximada de 7,4 cm. Cobriu-se a superfície superior da placa de isopor com um pedaço de plástico, pelos motivos já expostos na etapa 3 da concretagem.

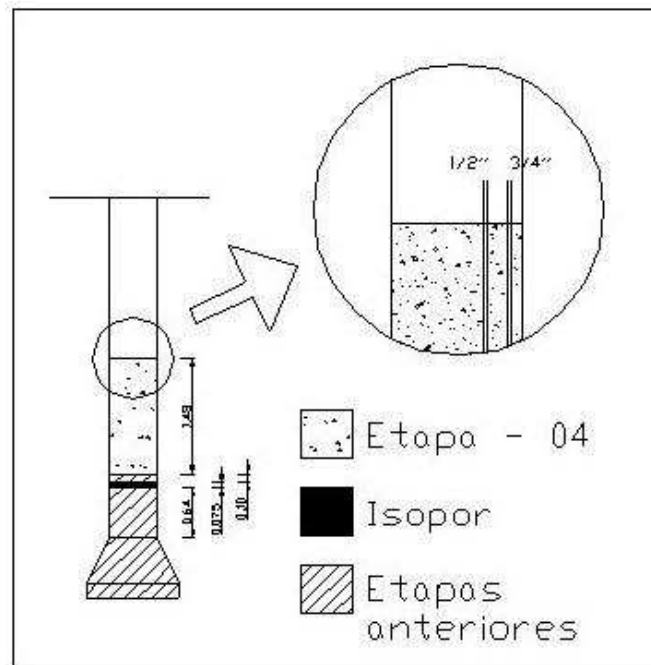


Figura 18 - Etapa 4 da concretagem.

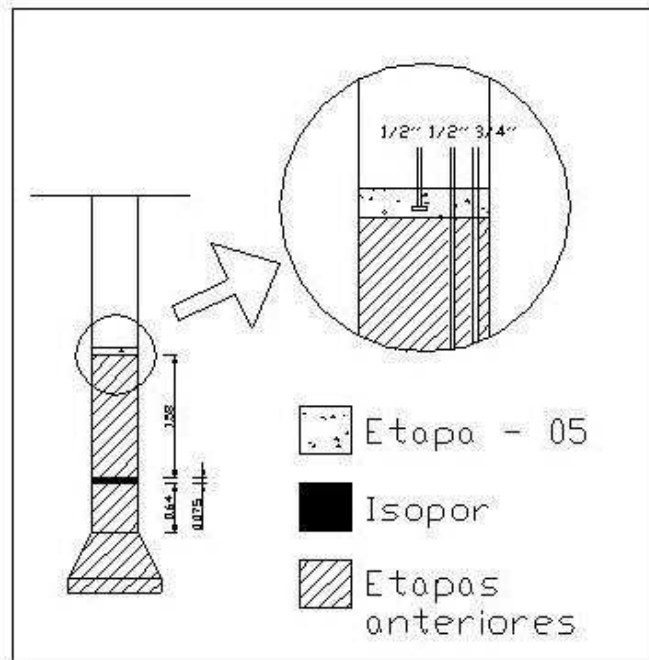


Figura 19 - Etapa 5 da concretagem.

O próximo passo, ainda na sexta etapa, foi colocar outro PVC (o quinto) de diâmetro 1" e comprimento 1,90 m encaixado sobre o segundo pedaço de PVC (3/4"), que estava de "espera" já fixado pelo concreto lançado nas etapas anteriores, abaixo do isopor.

Foi necessário também colocar um sexto pedaço de PVC de diâmetro 3/4" e comprimento 1,90 m encaixado sobre o terceiro pedaço de PVC (1/2"), que estava de "espera" já fixado pelo concreto lançado nas etapas anteriores, abaixo do isopor.

Em seguida, colocou-se um sétimo pedaço de PVC de diâmetro 3/4" e comprimento 1,90 m encaixado sobre o quarto pedaço de PVC (1/2"), que estava de "espera" já fixado pelo concreto lançado nas etapas anteriores, abaixo do isopor.

Fixou-se outro pedaço de PVC de ½ polegada e comprimento de 1,90 m (oitavo pedaço). Na base do PVC, colou-se uma placa de aço soldada numa porca de parafuso.

Feito tudo isto, concretou-se, novamente, outro pequeno volume de concreto (cerca de 28 litros), preparado em laboratório com o mesmo traço de projeto para fixar os pedaços de PVC número 5, 6, 7 e 8 (Figura 20).

Passado o tempo de cura, deu-se início à sétima e última etapa da concretagem. Nesta etapa, precisou-se usar dois pedaços de PVC de 200 mm de diâmetro, para proteger os tubos de PVC já fixados nas etapas anteriores. À medida que se lançava o concreto, puxavam-se estes tubos de PVC de 200 mm.

Durante essa etapa, foram repetidos os procedimentos e cuidados da primeira etapa e coletaram-se quatro corpos-de-prova para ensaio em laboratório, após 28 dias de cura.

Nessa etapa foram lançados 0,483 m³ de concreto, volume este suficiente para encher mais 1,71 m do fuste. De propósito, foram deixados sem concretar os últimos 10 cm do fuste, para que na próxima etapa fosse possível colocar as placas de aço, o macaco, a rótula etc., entre o tubulão central e a viga de reação (Figura 21).

Concluída todas as etapas da concretagem, fixou-se, por meio de uma lâmina de concreto, uma placa de aço de diâmetro igual à do fuste do tubulão (60 cm) e espessura aproximada de 3 cm. Esta placa teve como objetivo principal distribuir uniformemente a carga aplicada pelo macaco em toda a seção transversal do fuste e evitar o seu puncionamento.

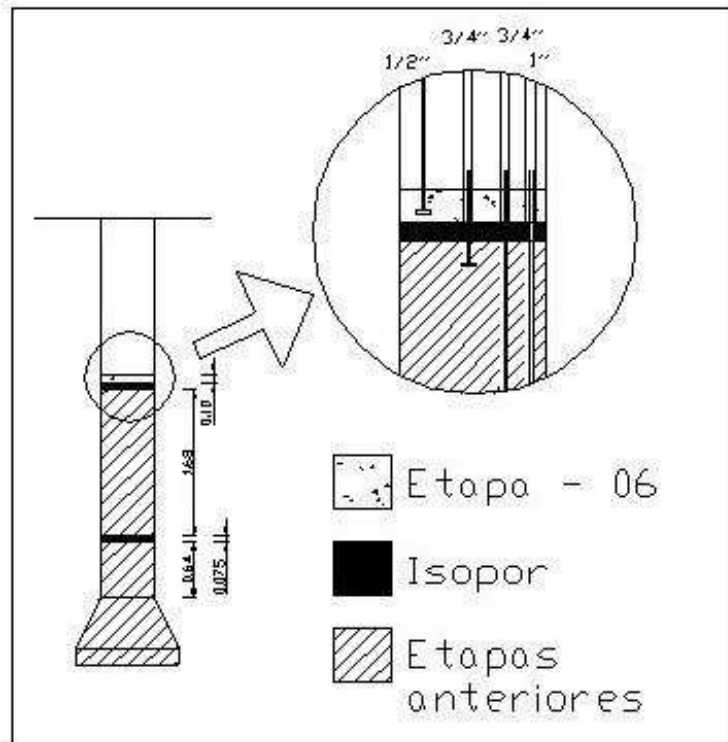


Figura 20 - Etapa 6 da concretagem.

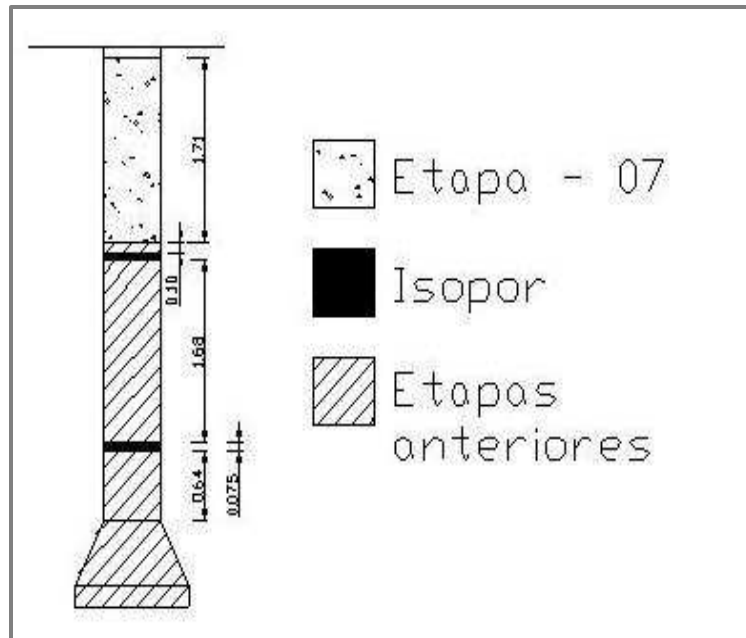


Figura 21 - Etapa 7 da concretagem.

Tabela 7 - Consumo do concreto usado no ensaio de campo

Etapa – 1	3,274 m ³
Etapa – 2	0,028 m ³
Etapa – 3	0,028 m ³
Etapa – 4	0,418 m ³
Etapa – 5	0,028 m ³
Etapa – 6	0,028 m ³
Etapa – 7	0,483 m ³
Volume total	4,287 m³

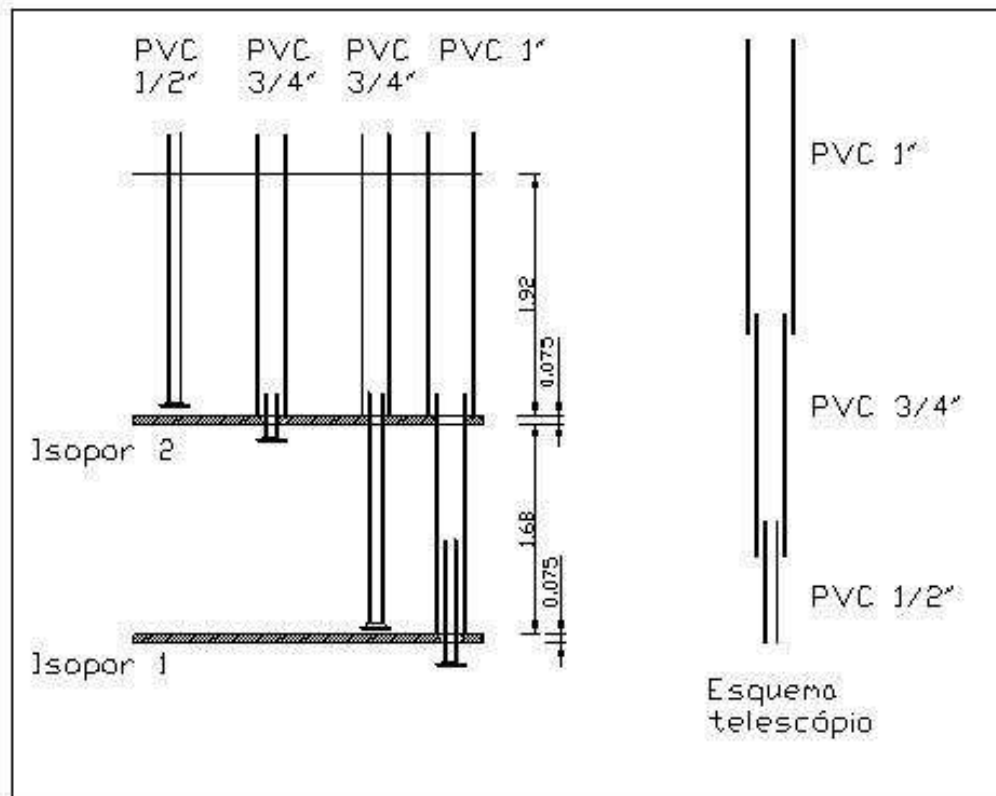


Figura 22 - Esquema da posição final dos PVCs.

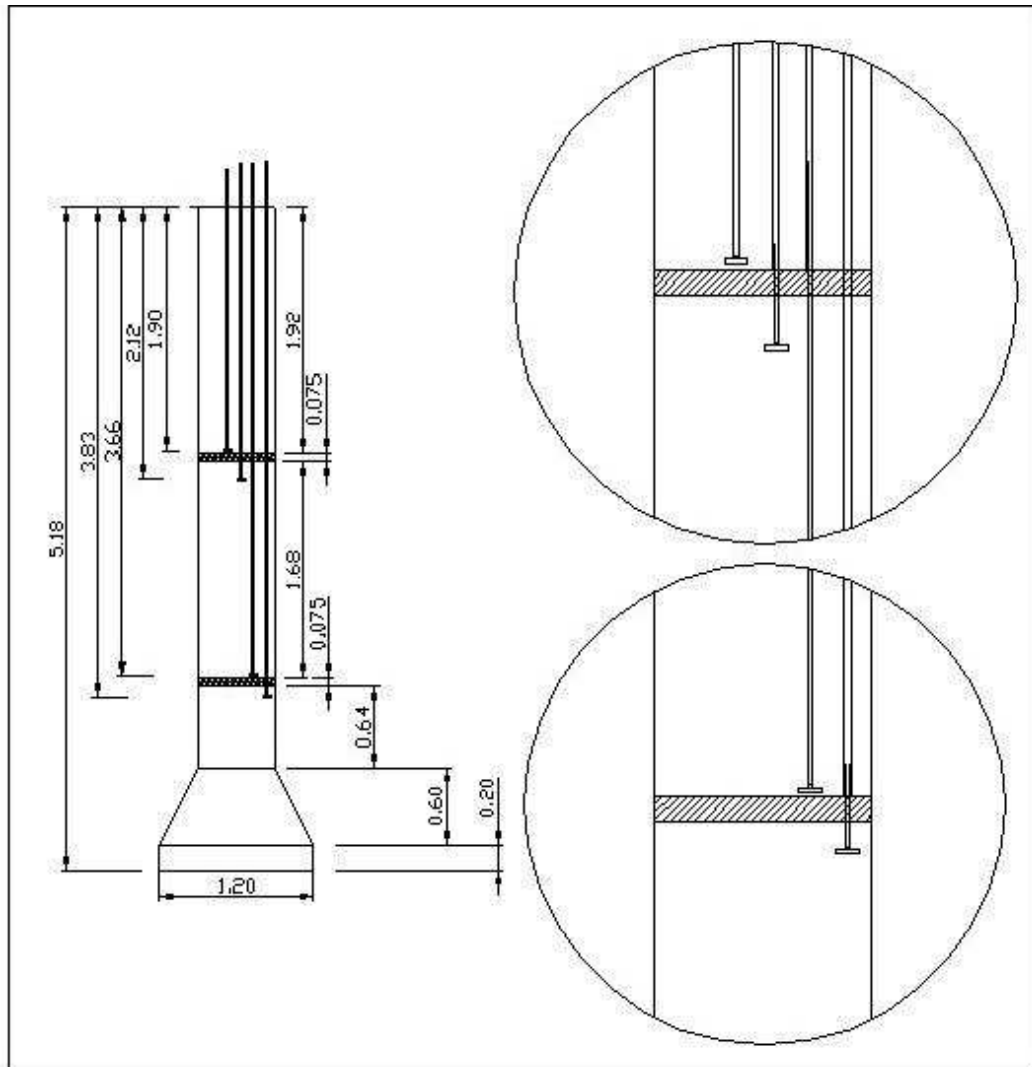


Figura 23 - Esquema da posição final dos *tell tales*.

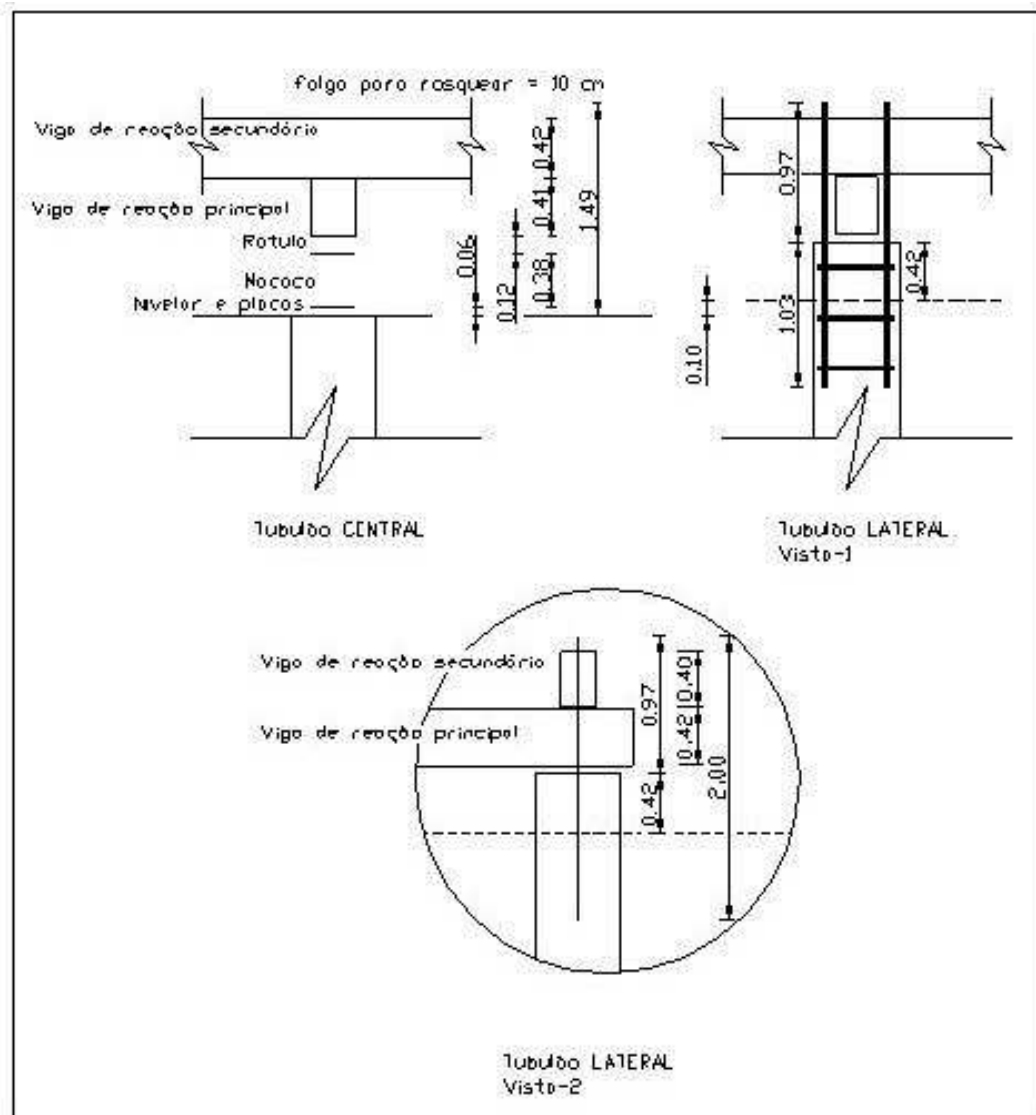


Figura 24 - Detalhamento da ancoragem das armaduras e posição destinada ao macaco de reação

Realizadas todas as etapas descritas no preparo da prova de carga, deu-se início à montagem do sistema de reação. Foram utilizadas duas vigas de aço de aproximadamente 204 cm de comprimento, com 25 cm de largura e 40 cm de altura. Essas vigas serão denominadas, daqui em diante, por vigas de reação secundária (Figura 12).

Além dessas duas vigas, foi necessária uma terceira, com 440 cm de comprimento, 25 cm de largura e 42 cm de altura. Esta viga será chamada de viga de reação primária (Figura 12).

Sobre a viga primária, foram apoiadas as vigas de reação secundária. Em cada viga de reação secundária travaram-se quatro tirantes de aço de 3” de diâmetro, por meio de um sistema de porca e rosca. Estes tirantes ficaram em modo de espera, para que no momento certo fossem fixados, ou ancorados, nos tubulões laterais aos quais se desejava aplicar esforços de tração, dando assim maior poder de reação para a estrutura.

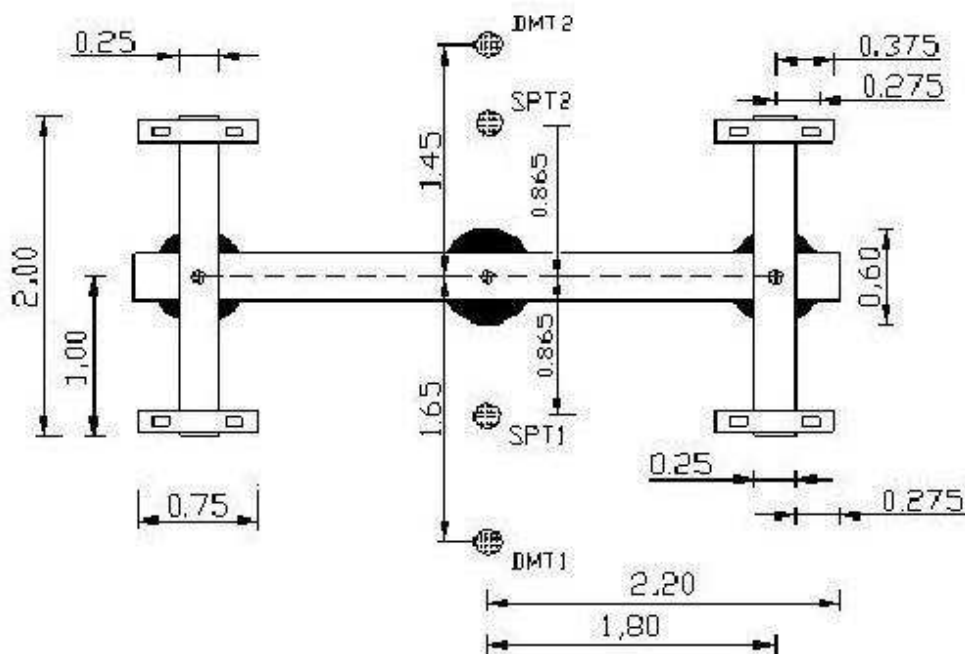


Figura 25 - Posição dos ensaios SPT e DMT.

Na etapa final foram montadas, estrategicamente, as vigas de referência, nas quais se fixaram os aparelhos de leitura (extensômetros). Estes possuíam precisão de centésimo de milímetro. No ensaio, foram utilizados oito extensômetros.

3.3. Ensaio de campo e curvas de calibração dos dispositivos utilizados

Para perfeita monitorização dos dados coletados da prova de carga, foi necessário ter confiança nos futuros dados fornecidos pelos materiais e mecanismos disponíveis. Para isto, foi necessário fazer uma curva de calibração para o macaco 1, para o

macaco 2 e para o disco de isopor. O macaco 2 era o de maior porte. Sua capacidade indicada era de 2.000 kN, porém, por orientação do Setor de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal Viçosa, só se trabalhou com este macaco a partir de 10% de sua capacidade-limite, pois a partir daí vencia-se o seu atrito interno e seu comportamento passava a ser realmente linear. Entretanto, 10% da carga-limite desse macaco era aproximadamente 20 t, e para se trabalhar com cargas menores que este limite inferior foi necessário utilizar mais um macaco, que será denominado macaco 1. Este possuía menor porte, e por isto era possível trabalhar com cargas menores. Ficou previsto então que, no decorrer do ensaio, quando a carga aplicada atingisse a capacidade máxima do macaco 1, passaria-se a descarregá-lo para troca de macaco.

A calibração dos macacos 1 e 2 foi realizada no Laboratório de Materiais de Construção Civil, e os dados coletados desta calibração estão exibidos nos gráficos seguintes.

Além dos macacos utilizados no ensaio, era importante conhecer a curva tensão-deformação do isopor. O isopor foi escolhido para dividir o fuste em dois e separar o fuste da base. O corpo-de-prova foi

elaborado de maneira tal que a qualquer instante do ensaio era possível determinar as deformações dos discos de isopor, as deformações do concreto e os deslocamentos de cada trecho da fundação.

A curva tensão-deformação do disco de isopor foi obtida no Laboratório de Mecânica dos Solos, por meio de ensaios de compressão simples. Este tipo de ensaio se baseia na aplicação de uma carga conhecida, para se registrar as

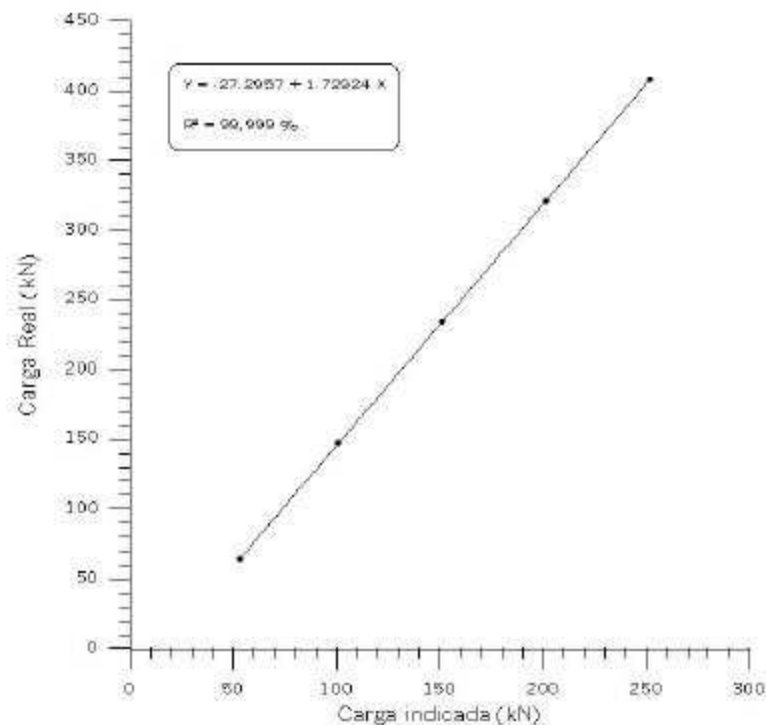


Figura 26 - Curva de calibração do macaco 1.

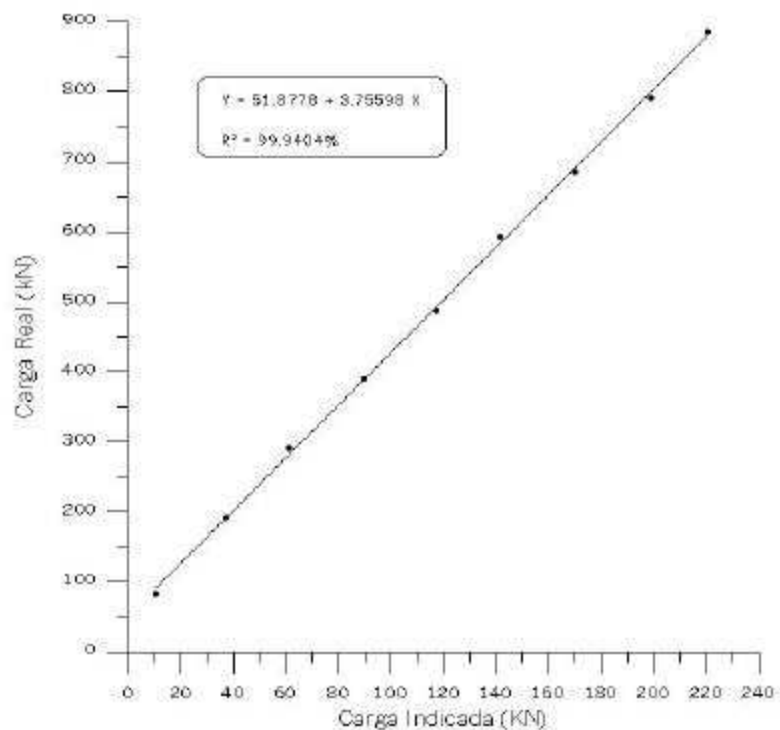


Figura 27 - Curva de calibração do macaco 2.

deformações sofridas pelo material. Ao final de cinco ensaios obteve-se uma curva tensão-deformação média do isopor.

A partir da deformação registrada do isopor e de sua curva tensão-deformação, era possível saber, a qualquer instante, qual o percentual da carga aplicada pelo macaco que atingia cada disco de isopor, qual o percentual da carga que atingia cada trecho do fuste e qual a carga que atingia a base da fundação.

Foram realizados também dois ensaios DMT e dois ensaios de campo tipo SPT, um antes e outro depois do ensaio do corpo-de-prova. Os dados coletados desses ensaios estão esboçados nas Figuras 28, 29, 30, 31, 32 e 33.

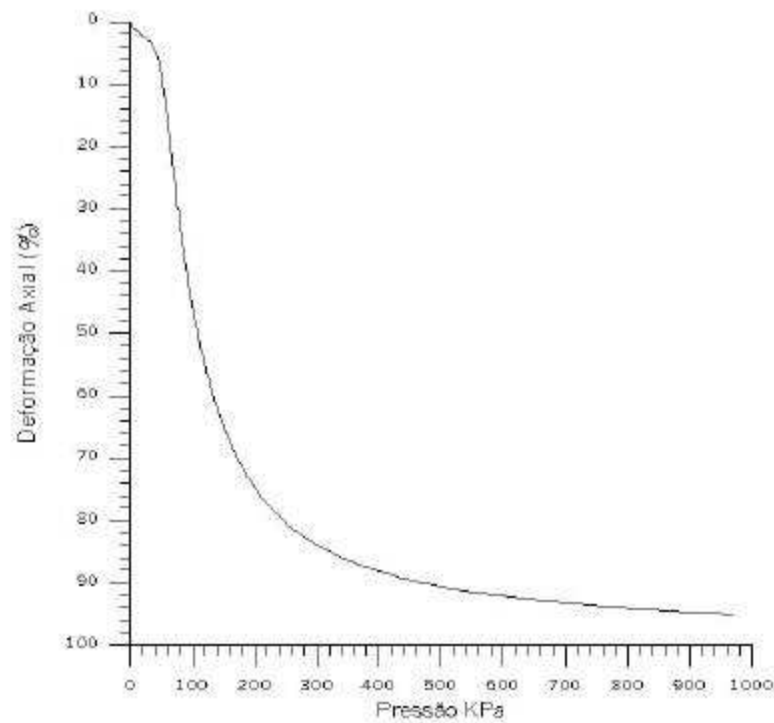


Figura 28 - Curva de tensão-deformação do isopor.

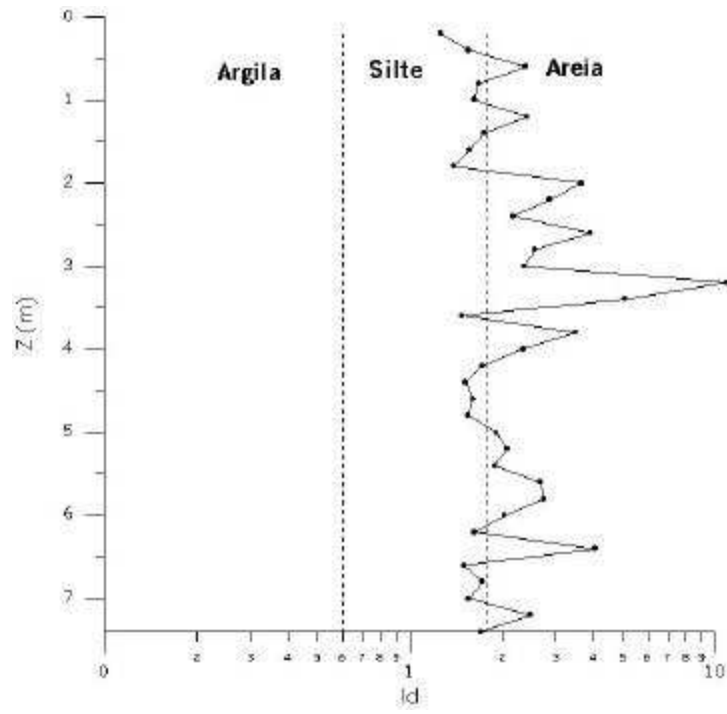


Figura 29 - Relação do índice material (Id) com a profundidade z(m) do ensaio DMT-01.

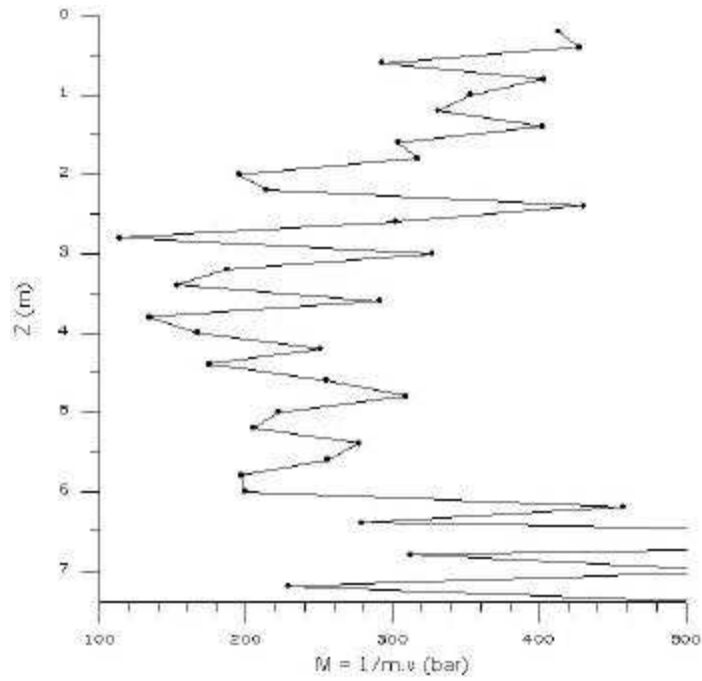


Figura 30 - Relação do módulo oedométrico (M) com a profundidade z(m) do ensaio DMT-01.

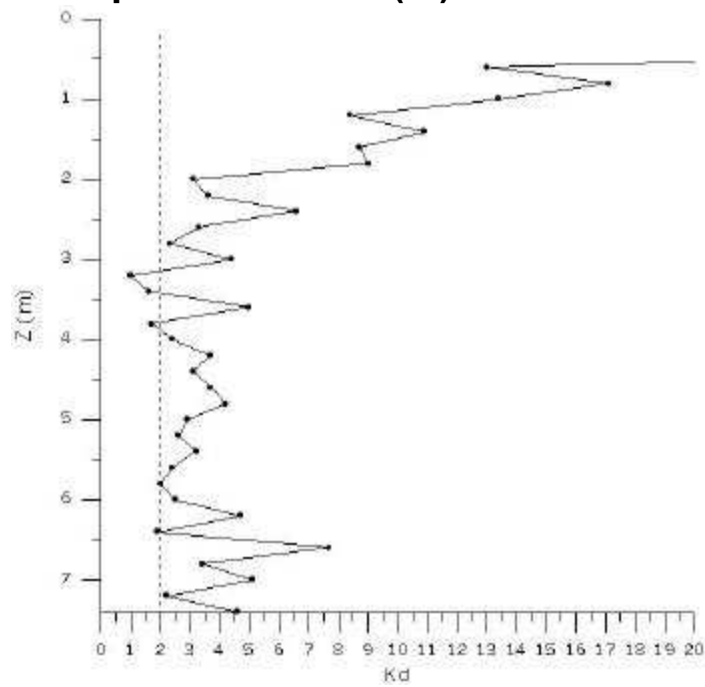


Figura 31 - Relação do índice pressão horizontal (Kd) com a profundidade z(m) do ensaio DMT-01.

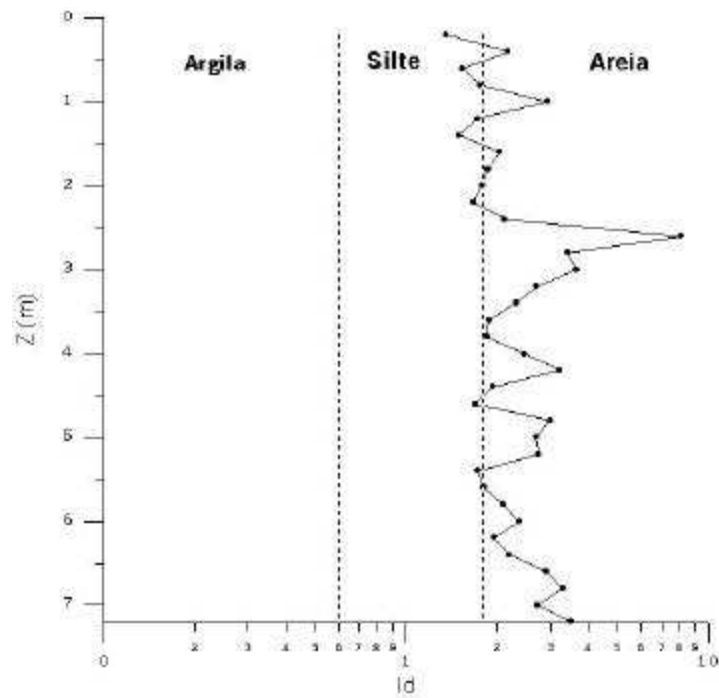


Figura 32 - Relação do índice material (Id) com a profundidade z(m) do ensaio DMT-02.

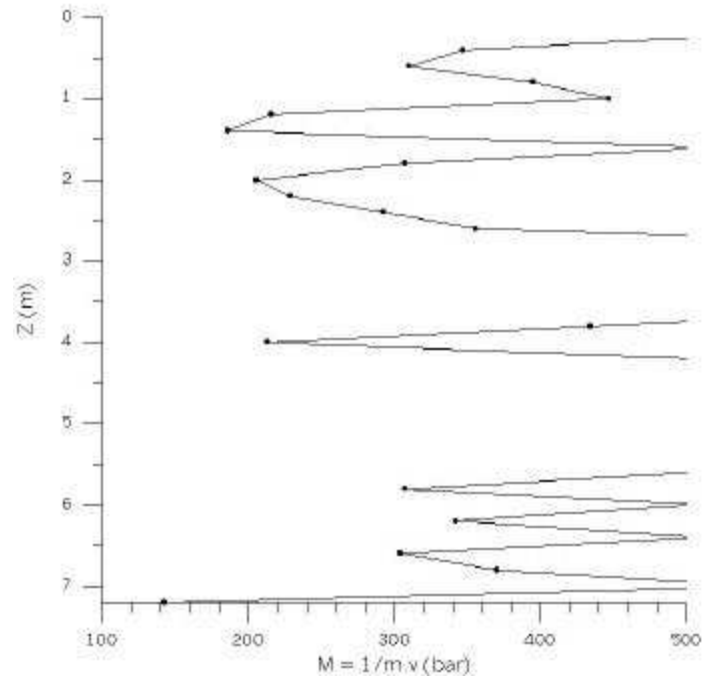


Figura 33 - Relação do módulo oedométrico (M) com a profundidade z (m) do ensaio DMT-02.

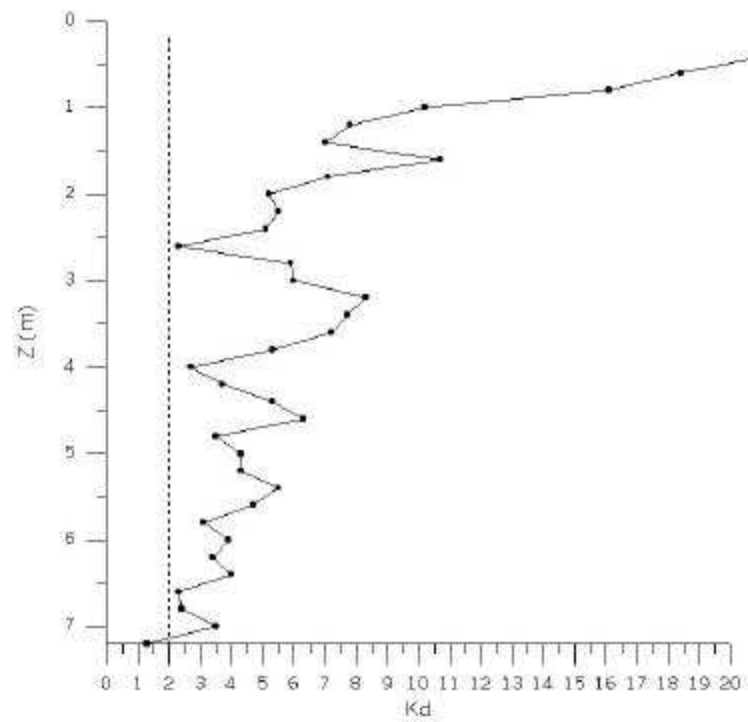


Figura 34 - Relação do índice pressão horizontal (Kd) com a profundidade z(m) do ensaio DMT-02.

