

ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
COM ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS
DE ARGAMASSA ARMADA

AUTOR: ANGELO RUBENS MIGLIORE JUNIOR

ORIENTADOR: JOAO BENTO DE HANAI

UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SAO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM
ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS DE ARGAMASSA ARMADA

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

ENG. ANGELO RUBENS MIGLIORE JUNIOR

Orientador:

PROF. DR. JOÃO BENTO DE HANAI

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dr. João Bento de Hanai
Prof. Dr. Walter Abrahão Nimir
Prof. Dr. José Henrique Albiero

Suplentes:

Prof. Dr. Roberto Luiz de Arruda Barbato
Prof. Dr. Mitsuo Tsutsumi

SÃO CARLOS, JULHO DE 1987

Para
Helen e Gabriel,
pela paciência
e dedicação

AGRADECIMENTOS

Agradecer àqueles que, de maneira direta ou indireta, colaboraram para a concretização deste trabalho é uma tarefa agradável e difícil.

Sem dúvida, agrada-nos poder deixar registrado nosso reconhecimento de forma permanente, todavia, torna-se difícil relacionar todos os mais de duas dezenas de professores, colegas, técnicos, desenhista e, principalmente, amigos da EESC, UFSCar e FaEnBa com os quais discutimos e analisamos as idéias contidas neste texto, sem correr o risco de deixar de citar alguém.

Dessa forma, preferimos explicitar nossa gratidão pela convivência profissional com a qual desfrutamos de maneira mais geral e não menos sincera.

A todos, obrigado !

CONTEUDO

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais	1
1.2. Adequação tecnológica	9
1.3. Objetivos e plano	11

Capítulo 2 - EMPUXOS DE TERRA EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

2.1. Generalidades	12
2.2. Estado de repouso	13
2.3. Estado ativo e passivo	15
2.4. Influência do atrito solo/parede	27
2.5. Comparação de resultados numéricos de alguns modelos teóricos	29
2.6. Deslocamentos necessários	32
2.7. Desempenho estrutural	34

Capítulo 3 - ARGAMASSA ARMADA

3.1. Breve histórico	46
3.2. O grupo de São Carlos	48
3.3. A argamassa armada pelo Brasil	49
3.4. Características da argamassa armada	50
3.5. Cálculo de peças fletidas	52
3.6. Consideração do cisalhamento	57
3.7. Cálculo de peças tracionadas	57
3.8. Cálculo de peças comprimidas	58

Capítulo 4 - ALTERNATIVAS DE SOLUÇÃO

4.1. Dados iniciais	59
4.2. Sistema estrutural 1	62
4.3. Sistema estrutural 2	71
4.4. Sistema estrutural 3	78
4.5. Sistema estrutural 4	87
4.6. Sistema estrutural 5	102
4.7. Avaliação de deslocamentos	108

Capítulo 5 - ANÁLISE COMPARATIVA

5.1. Considerações iniciais	115
5.2. Custos das obras	116
5.3. Deslocamentos	130
5.4. Transporte e montagem	131
5.5. Fundação	132
5.6. Consumo de materiais	133
5.7. Análise do modelo ensaiado	134

Capítulo 6 - CONCLUSÕES

6.1. Considerações iniciais	143
6.1. Faixas de utilização	144
6.1. Considerações finais	146

Capítulo 7 - BIBLIOGRAFIA

147

CAPITULO 1 INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na sua relação com a Natureza, o Homem primeiramente ocupou os locais protegidos das intempéries, tais como grutas e cavernas, para se abrigar. Com o passar do tempo, o Homem procurou ocupar também as regiões planas próximas dos cursos das Águas, em face da maior produtividade advinda dos solos mais férteis, passando a partir daí a construir a sua própria moradia. Em algumas situações particulares, ocupou também locais mais altos, como os topos dos morros e montanhas, para se proteger dos ataques dos inimigos e do transbordamento dos cursos das Águas. Assim, tradicionalmente, o Homem sempre realizou assentamentos nos locais de maior facilidade e conveniência num dado momento, tendo em vista as técnicas conhecidas e os recursos disponíveis.

Nos últimos séculos e, em particular, nas últimas décadas, no entanto, não bastou ao Homem ocupar apenas as regiões planas ou pouco acidentadas e houve a necessidade de utilizar também as regiões de maior dificuldade de utilização e acesso como, por exemplo, as encostas dos morros e montanhas próximas às regiões mais populosas, com o intuito de ali serem realizadas as construções de moradias, edifícios públicos e vias de transporte.

Dessa forma, mais e mais obras de contenção houveram de ser realizadas para permitir a utilização de locais mais íngremes, de maneira a torná-los suficientemente planos para a sua utilização com um fim específico ou para garantir a segurança das obras imediatamente próximas das encostas.

Assim, naturalmente, foram sendo desenvolvidas e

experimentadas novas teorias e técnicas com respeito às obras de contenção com a finalidade de conhecer melhor o comportamento e diminuir o custo total de implantação e manutenção dessas obras. Hoje, estão disponíveis ao Homem diversas técnicas que podem ser combinadas e associadas e, como exemplos de possíveis soluções para os problemas de contenção, listaremos a seguir algumas das mais difundidas.

Taludes escalonados

São empregados principalmente em cortes rodoviários e ferroviários e na estabilização de massas de solo que sofreram ruptura, quando é possível executar movimentos de terra, geralmente de grande monta (fig. 1). O princípio utilizado é o de equilibrar as massas de solo através de uma disposição favorável de peso próprio e de cargas atuantes, manter uma inclinação dos taludes compatível com o perfil natural do terreno e drenar adequadamente as águas pluviais.

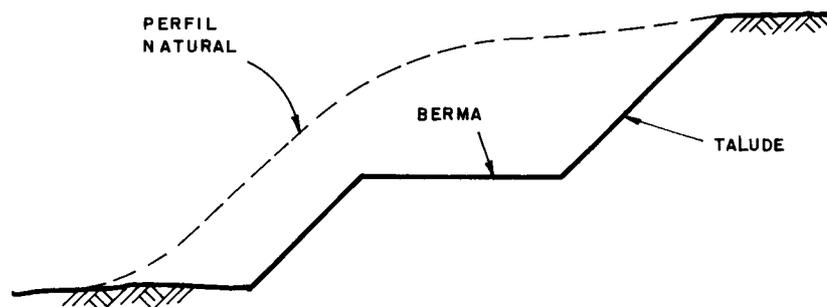


FIG. 1 — Escalonamento de taludes

Muros de arrimo de gravidade

São utilizados em locais de boa capacidade de suporte do solo de fundação, empregando materiais de densidade relativamente elevada, geralmente concreto ciclópico e, como alternativa, solo-cimento ensacado, a fim de formar um anteparo que se mantém estável pelo equilíbrio das ações gravitacionais envolvidas e o atrito na base (fig. 2). As dimensões do muro devem ser adequadas de modo a não haver tensões de tração no muro e garantir a resistência contra as ações laterais através do atrito desenvolvido entre as camadas.

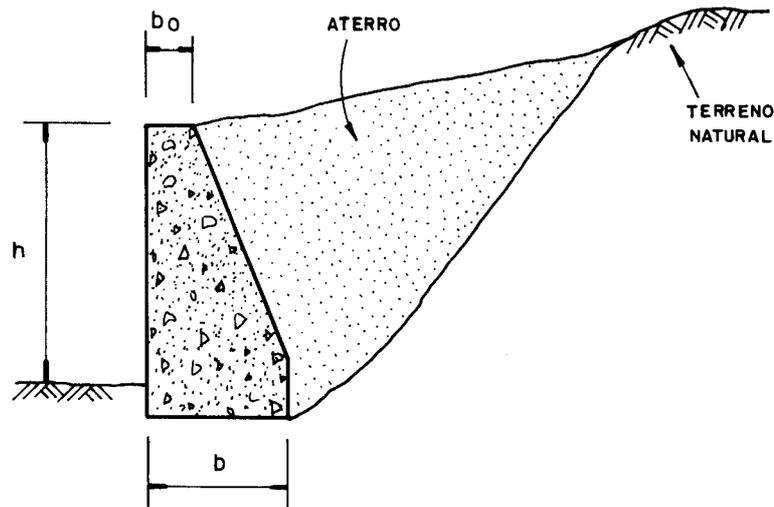


FIG. 2 — Muro de arrimo de gravidade

Gabiões

De mesmo princípio e utilização do caso anterior, os materiais empregados para a construção do anteparo podem ser pedras de mão, de dimensões máximas da ordem de 20 a 30 cm, confinadas em um aramado de forma paralelepédica de telas galvanizadas de malha hexagonal (fig. 3). Caso ocorra corrosão das telas ao longo da vida útil da obra, pode ser aplicado um grauteamento de argamassa de cimento e areia, transformando o conjunto em um muro de concreto ciclópico.

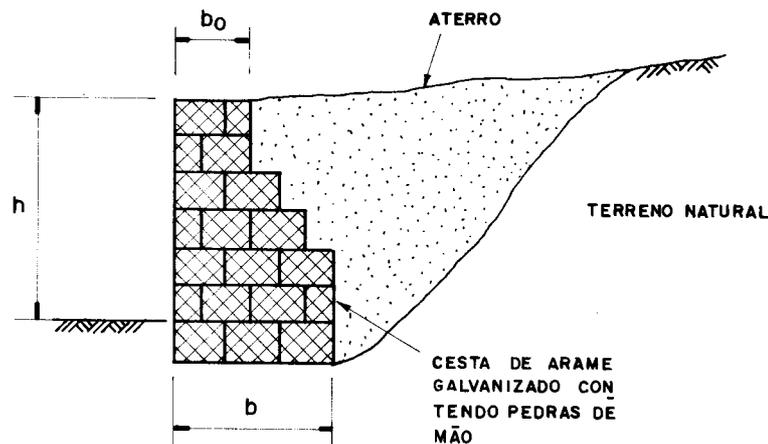


FIG. 3 — Muro de Gabião

Muros em foqueira ("crib walls")

Outra variante do muro de arrimo de gravidade, onde o equilíbrio do sistema é obtido por uma massa de solo compactada e contida lateralmente por uma gaiola ou "foqueira" de elementos pré-moldados de concreto armado, peças de madeira ou eventualmente pneus, quando para pequenos desníveis (fig. 4). A maior restrição desta técnica é estética, já que o paramento é altamente deformável.

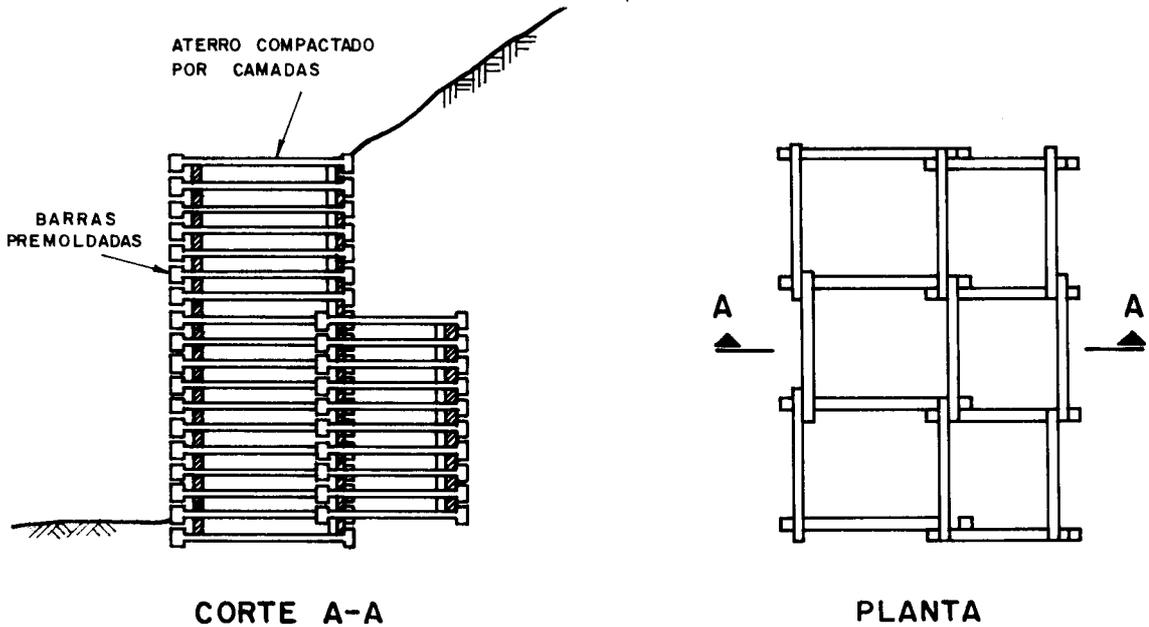


FIG. 4 - CRIB-WALL

Muros de arrimo em balanço ('cantilever walls')

Esta é uma derivação do caso de muro de gravidade, onde a ação gravitacional necessária, a fim de manter o equilíbrio do sistema, é obtida pela massa de solo disposta sobre uma sapata enterrada (fig. 5). A parede e a sapata devem ser executadas com materiais capazes de resistirem aos esforços provocados pela ação horizontal do aterro, geralmente sendo mais empregado o concreto armado. Como a ação vertical decorrente do peso próprio da estrutura dos muros em balanço é de magnitude menor do que no caso dos muros de gravidade, seu emprego é possível com solos de fundação não tão resistentes, bastando apenas adequar as dimensões da sapata, além de também poderem ser utilizadas estacas para esse intento.

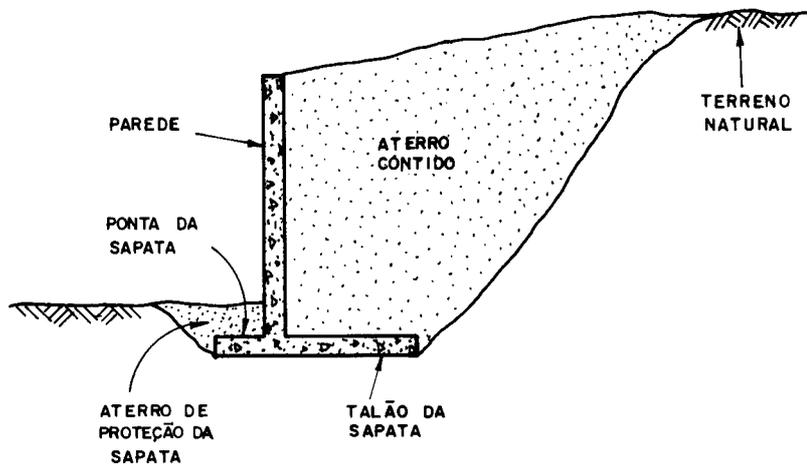


FIG. 5 - Muro de arrimo em balanço

Terra armada

Esta é uma das mais recentes variações de muro de arrimo de gravidade, onde o material empregado para executar a contenção é o próprio solo local, convenientemente compactado e reforçado com longas fitas de aço ou de poliu-retano, ligadas a peças pré-moldadas, geralmente de concreto armado, que formam o paramento vertical pelo encaixe dos diversos elementos como um mosaico (fig. 6). O princípio utilizado é o de dispor as fitas de reforço entre as camadas de solo compactadas de modo a formar uma massa de solo estável pelo aumento da resistência ao cisalhamento. Uma restrição importante a esta solução é a necessidade de grandes movimentos de terra, sendo, por isso, mais utilizada em locais onde longos aterros devem ser obrigatoriamente executados.

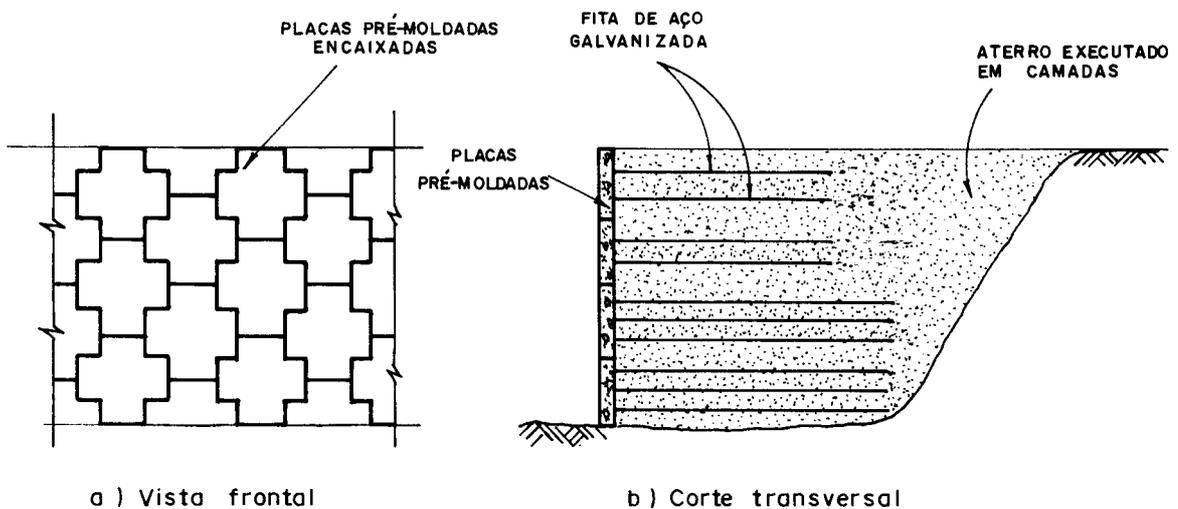


FIG. 6 — Terra Armada

Valas escoradas ou Muros de Berlim

Utiliza-se esta técnica quando da necessidade de executar cortes provisórios ou permanentes, sendo que a estabilidade do sistema é garantida por elementos comprimidos, geralmente perfis metálicos ou pontaletes de madeira, apoiados nos dois lados do corte, ou então sobre blocos de fundação suficientemente ancorados (fig. 7). A parede é obtida pelo emprego de pranchas, geralmente de madeira, dispostas longitudinalmente e suportadas por perfis metálicos cravados no solo antes da escavação.

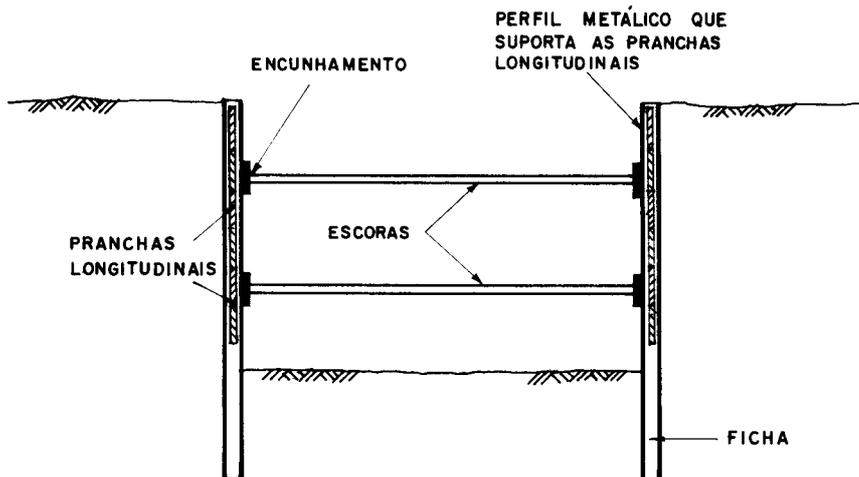


FIG. 7 - Vala Escorada

Estacas pranchas

Esta técnica consiste em cravar estacas verticais, geralmente perfis metálicos, dispostas de maneira a formar um alinhamento longitudinal e mantidas em equilíbrio pelo engastamento da parte do perfil que fica enterrada, a qual é chamada de ficha (fig. 8). Eventualmente, há a necessidade também de atirantar ou escorar a prancha na sua parte superior, quando o desnível contido for muito elevado. A cravação das estacas pode ser executada pelo emprego de equipamentos com martelos de ar comprimido ou de vibração, sendo que, no caso dos últimos, são minorados os inconvenientes perturbadores para as construções circunvizinhas.

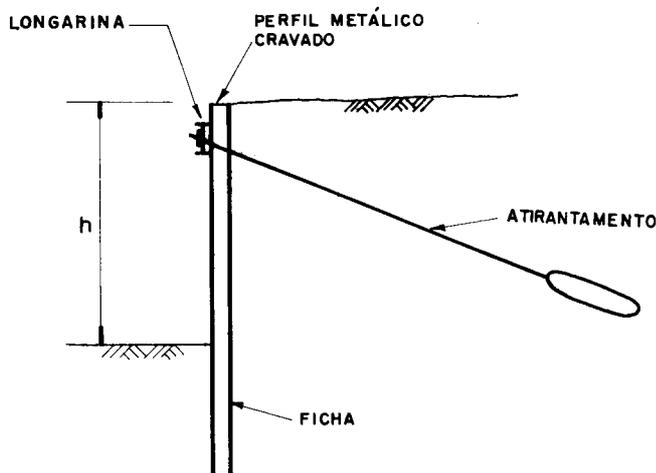


FIG. 8 - Estaca Prancha

Cortinas atirantadas

Utilizadas quando da necessidade de contenção principalmente de grandes cortes, através de paredes bastante rígidas de concreto armado fixadas por cordoalhas de aço (tirantes) protendidas recobertas por calda de cimento aplicada sob pressão (fig. 9). Nessa solução há a necessidade de serem empregados equipamentos para perfuração, protensão e injeção que são de custo relativamente alto, além da obrigatoriedade de mão-de-obra especializada.

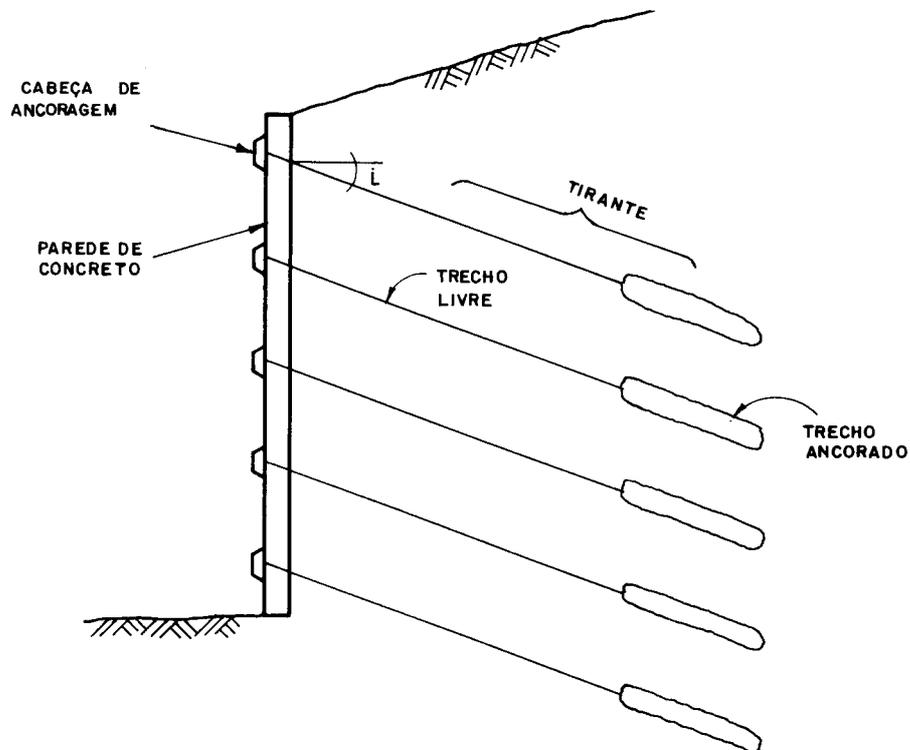


FIG. 9 — Cortina atirantada

Paredes diafragmas

Esta é uma derivação da técnica de estacas pranchas, onde as estacas, ao invés de serem cravadas, são moldadas 'in situ' em concreto armado gerando uma parede bastante rígida e estanque. A construção da parede é iniciada pela escavação, com equipamentos tipo 'clamshell', de trincheiras alternadas e constantemente cheias com lama bentonítica para evitar o desmoronamento (fig. 10). Em seguida, é imersa uma gaiola contendo a armadura necessária à parede e o concreto é lançado através de um sistema de tremonha, com a conseqüente expulsão da lama. Após a conclusão de toda a parede, é escavado o restante do solo a frente do paramento externo, permanecendo apenas uma ficha enterrada.

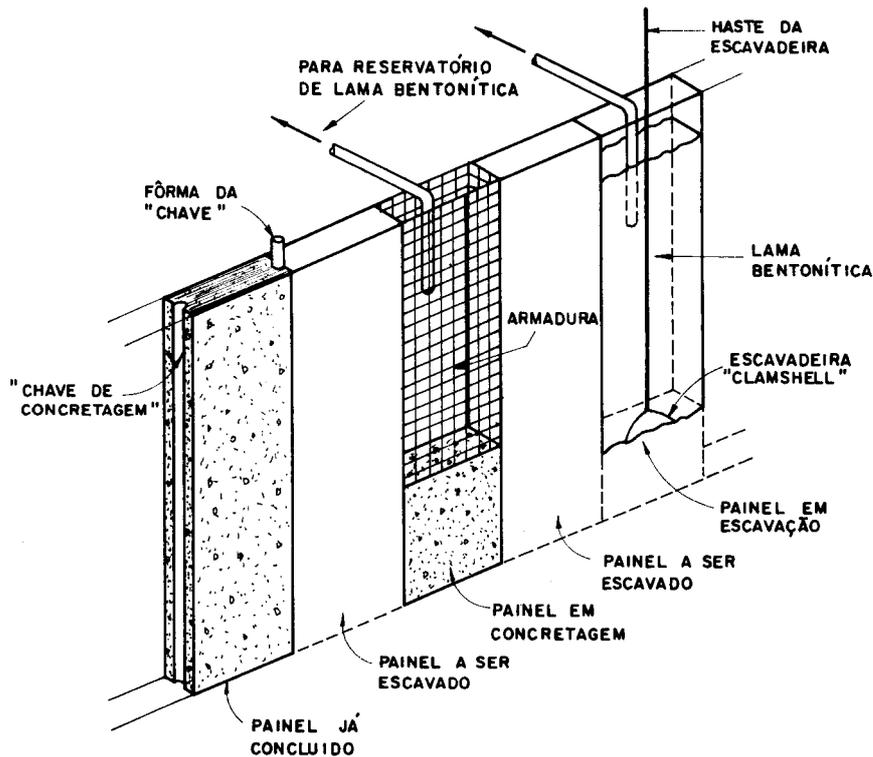


FIG. 10 — Esquema de execução de parede diafragma

O emprego de estruturas de contenção tem sido cada vez mais ampliado na atualidade, como atesta a diversidade de soluções já disponíveis. Evidentemente, a escolha e utilização desta ou daquela solução depende das características próprias do problema a resolver, sendo estes problemas gerados e apresentados de diversas maneiras.

Em particular nos centros urbanos, as famílias de menor poder aquisitivo são levadas a ocupar espaços tão próximos quanto o possível dos seus locais de trabalho e nem sempre os espaços disponíveis são os mais adequados. Quando essa ocupação ocorre nas encostas, em geral é de maneira desordenada e sem infraestrutura básica, acelerando a degradação das massas de solo e tornando-as inseguras e impróprias para utilização racional. Nesse contexto, faz-se necessária a utilização, por parte dos órgãos competentes, de técnicas de contenção que sejam rápidas, econômicas e possíveis de serem empregadas em locais de difícil acesso de equipamentos de maior porte, pela própria localização e/ou pela disposição irregular das moradias, de modo a tentar restabelecer o equilíbrio natural das massas de solo e permitir a implantação de infraestrutura básica com o mínimo de interferência com os assentamentos já realizados.

Por outro lado, o projeto de obras viárias procura compatibilizar o menor custo da faixa de tráfego, decorrente do menor trajeto disponível com o maior custo de implantação, em razão da utilização de locais mais irregula-

res em termos de curvas de nível. Isto faz com que soluções tecnicamente possíveis e economicamente viáveis sejam mais e mais buscadas e executadas de modo a garantir a execução das obras dentro das exigências requeridas e dos prazos estipulados. Aparecem aí as necessidades de aplicação não só de túneis e pontes, como também de aterros e cortes que devem ser estabilizados com taludes adequados, quando permitidos, ou contenções, quando obrigatórias.

Já nos centros urbanos mais densamente povoados, torna-se necessário, em algumas circunstâncias, inserir obras públicas ou particulares que requerem escavações em locais já consolidados e, via de regra, altamente ocupados, com o mínimo de interferência nos espaços vizinhos em virtude dos altos custos de desapropriações ou transtornos provocados pelo impedimento de tráfego. O recurso utilizado em casos como esse é o de executar as obras em espaços dos mais exíguos, acarretando o máximo de aproveitamento dos terrenos disponíveis, com a contenção ou escoramento dos locais próximos de modo a garantir a estabilidade do conjunto.

Observa-se, assim, que o domínio das técnicas de contenção faz-se necessário ao Homem em razão do seu próprio estilo de vida na procura de ocupação dos espaços vazios e reciclagem dos espaços ocupados.

1.2. ADEQUAÇÃO TECNOLÓGICA

Na resolução dos problemas de Engenharia é fundamental o conhecimento e o domínio da produção dos materiais e das técnicas e métodos de cálculo e execução das obras. Isto é feito, com razoável profundidade para os materiais tradicionais, pela grande maioria dos profissionais atuantes.

De mais difícil disseminação e entendimento é a adequação tecnológica, porém, a etapa do conhecimento mais importante para o domínio e aplicação eficiente dos materiais. Mais importante de "o que é" e "como fazer" é "quando fazer" e "porque fazer". Isto implica numa grande interação entre o cliente que propõe um problema, o projetista que propõe uma solução e o construtor que produz os materiais e/ou executa a obra.

A compatibilização dos interesses conflitantes entre os aqui denominados cliente e construtor nem sempre é de fácil solução e é o projetista o elemento chave, o elo de ligação que deve saber interpretar, equacionar e criar a solução mais adequada a cada caso.

Num país como o nosso, de grandes contrastes com respeito ao clima, topografia, disponibilidade de matéria-prima, mão-de-obra e equipamentos, além da diversidade de cultura e interesses sociais, torna-se imprescindível saber escolher a melhor solução dentre as disponíveis ou criar

novas soluções para os desafios diários. A utilização da solução inadequada a casos particulares pode conduzir, principalmente em relação aos novos materiais e/ou novas técnicas, a uma falsa impressão de inutilidade e descrença pelo eventual insucesso observado.

Nesse sentido, torna-se imperioso saber "quando fazer" e "de que maneira" para o conjunto de condições iniciais do problema e não impor "soluções-tipo" que pretensamente seriam as respostas procuradas a todos os problemas.

Na verdade, todos os materiais, tradicionais ou não, têm limitações de uso e conhecimento, sendo que estes limites são tanto mais abrangentes e definidos quanto maior a experiência acumulada obtida pela pesquisa, assim como pelo uso racional e arrojado na tentativa de ampliar os limites com sucesso parcial ou pouco significativo, ou então pelo uso irracional e aventureiro com insucesso restrito ou total. Este é também o caso da argamassa armada no Brasil e convém que o seu uso deva ser disciplinado e suficientemente bem analisado pelas razões expostas nos parágrafos acima.

As utilizações de sucesso da argamassa armada, como no caso das obras projetadas e/ou assessoradas pelo Grupo de São Carlos e das quais muitas delas são listadas com detalhes em HANAI (29), assim como no caso das construções também marcantes projetadas e parcialmente executadas pela RENURB (53), (54) e pela Fábrica de Escolas do Rio de Janeiro e de outros tantos exemplos de utilização pelo Brasil e pelo Mundo, devem ser repetidas e disseminadas, sempre com uma análise profunda de todas as implicações decorrentes para que seja possível uma utilização criteriosa com o intuito de não gerar expectativas a serem frustradas ou condições inadequadas de utilização e segurança, decorrentes do uso impróprio da tecnologia disponível.

A todo esse conjunto de fatores é o que se convencionou denominar de adequação tecnológica, sendo que o militante na área de novos materiais e/ou técnicas deve tê-lo sempre em mente a fim de buscar atingir um desenvolvimento harmonioso e contínuo do conhecimento.

Antes de uma cópia pura e simples de sistemas ou técnicas, há a necessidade de avaliar o desempenho das obras já executadas e comparar com a necessidade de adaptações a serem implantadas nos sistemas ou materiais empregados, com o intuito de criar condições de real benefício ao usuário final.

Isto não significa que soluções desenvolvidas para determinados problemas não possam ser plenamente utilizadas em outros de características semelhantes ou não, mas sim que a efetiva utilização de uma solução já consagrada deve ser sempre reavaliada de forma a permitir minorar as deficiências eventuais e ampliar as qualidades existentes, além de compatibilizar produção e execução com os recursos disponíveis.

1.3. OBJETIVOS E PLANO

O objetivo primordial deste trabalho é o de vislumbrar a potencialidade de aplicação da argamassa armada como alternativa tecnológica de material para as estruturas de contenção, sem a pretensão de esgotar o tema que é, por si só, extremamente vasto. Procurar-se-á, sempre, rever as bases teóricas e práticas de cada assunto e, na medida do possível, contribuir de forma a relacionar e/ou desenvolver uma metodologia para a abordagem do problema, deixando para pesquisas futuras a otimização de projeto e o desenvolvimento tecnológico de peças e elementos da alternativa mais adequada ou interessante a cada caso, tendo em vista os aspectos técnico, econômico e circunstancial.

De todas as possíveis soluções para todos os possíveis casos de utilização de estruturas de contenção, neste trabalho procurar-se-á, de maneira preliminar, diga-se de passagem, propor e comparar soluções alternativas da solução em muros de arrimo em balanço de concreto armado, de modo a tentar delimitar a provável faixa de utilização de cada alternativa, tendo em vista as particularidades de cada local de implantação e dos recursos, equipamentos e mão-de-obra disponíveis. O material escolhido para as soluções alternativas é a argamassa armada, sempre que possível e desejável, sem descartar sua combinação com os materiais mais tradicionais como o concreto armado e os perfis metálicos.

A escolha da argamassa armada como material para as soluções alternativas prende-se ao fato da sua inconteste potencialidade, a ser melhor explorada pelos pesquisadores tanto na área das aplicações da qual este texto é apenas um exemplo, quanto na área do desenvolvimento tecnológico do material, como é o caso de outras pesquisas em andamento e a serem realizadas.

Isto posto, este texto será desenvolvido de modo a rever a literatura disponível com referência ao problema geotécnico da influência de uma massa de solo sobre uma parede de contenção, o que será feito no Capítulo 2, sem ter a preocupação de propor qualquer novidade a respeito. No Capítulo 3 desenvolver-se-á uma rápida revisão do cálculo analítico de peças de argamassa armada sujeitas a flexão simples, a tração simples e a compressão simples.

Com o intuito de permitir uma comparação direta entre as alternativas escolhidas, foram arbitrados três desníveis geométricos de referência a serem hipoteticamente contidos, sendo que os esquemas de cálculo das soluções de contenção são apresentados no Capítulo 4. As comparações e observações a respeito das diversas alternativas são mostradas no Capítulo 5 e, finalizando, as conclusões estão expostas no Capítulo 6, de modo a procurar um primeiro balizamento para as futuras pesquisas e projetos que, com certeza, deverão ser realizados a esse respeito.

CAPÍTULO 2 EMPUXOS DE TERRA EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

2.1. GENERALIDADES

Como, nas estruturas a serem estudadas, um dos problemas principais é a determinação das ações a considerar, convém de pronto apresentar as bases teóricas e experimentais que norteiam os esquemas de cálculo a serem explicitados. Isto posto, o estudo das tensões e deformações na massa de solo contida é de fundamental importância e será revisto e compilado no texto que se segue.

Inicialmente, convém ter em mente que a determinação das tensões e deformações nos solos que se procura conter é um problema envolvendo diversas grandezas, tais como, ângulo de atrito interno, coesão e peso específico da massa de solo, configuração geométrica do terrapleno e da estrutura de contenção, ângulo de atrito no contato solo/estrutura, permeabilidade e fluxo de água, variabilidade dos tipos de solos, vazios, histórico do estado de contenção, regularidade ou não das camadas de solo, etc.

Tendo em vista a diversidade de grandezas a considerar, os modelos matemáticos que têm sido propostos para descrever o comportamento das massas de solo ou são excessivamente simplistas e acabam por fornecer bons resultados apenas para problemas particulares e/ou para alguma grandeza que se procura conhecer, ou então são excessivamente complexos, dificultando sua utilização prática. Como decorrência dessa ambigüidade, diversos modelos têm sido propostos ou modificados para a utilização em situações particulares e que não podem, obrigatoriamente, serem extrapolados para todas as situações possíveis.

No que concerne ao valor da resultante do empuxo

em paredes de contenção, alguns modelos praticamente conduzem a um mesmo resultado numérico para algumas situações particulares e este fato torna conveniente usar a formulação mais simples, quando pertinente.

Problema maior do que apenas quantificar o valor do empuxo é identificar, caso a caso, qual o estado real do terrapleno: se ativo ou de repouso, ou ainda se passivo ou de repouso. Para uma correta identificação é necessário, além dos dados do solo, dispor também de informações acerca da deformabilidade da estrutura de contenção a ser executada, motivo pelo qual se conclui que o problema não é, no caso geral, de simples resolução.

2.2. ESTADO DE REPOUSO

Com o intuito de simplificar a apresentação, consideremos apenas o caso de um semi-espaço constituído por uma massa de solo limitada superiormente por uma superfície plana e horizontal.

Admitindo, por hipótese, não haver água no solo e que este não está solicitado por nenhum carregamento além do peso próprio, as pressões verticais p_v à profundidade z são dadas por (fig. 11):

$$p_v = \gamma z \quad (1)$$

onde γ é o peso específico do solo, considerado homogêneo e isotrópico.

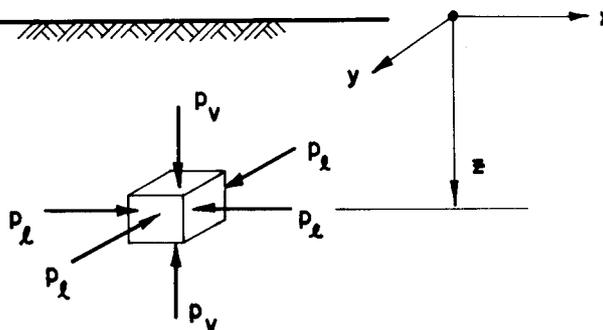


FIG. 11 — Tensões atuantes num ponto na massa de solo

Em razão da simetria existente, as pressões laterais são iguais e não há tensões tangenciais nos planos verticais e horizontais.

Esta situação é denominada Estado de Repouso, em virtude de ainda não haverem ocorrido quaisquer deformações na massa de solo.

Imaginando ser possível retirar uma parte do semi-espaço de solo e substituir seus efeitos por uma parede

vertical, conforme a fig. 12, tal parede deveria ser conservada fixa e indeformável. Nesta situação, as pressões laterais exercidas pela massa de solo de encontro à parede seriam as mesmas que na situação original. Estas pressões laterais são variáveis com a profundidade z e a sua resultante é dita empuxo em repouso.

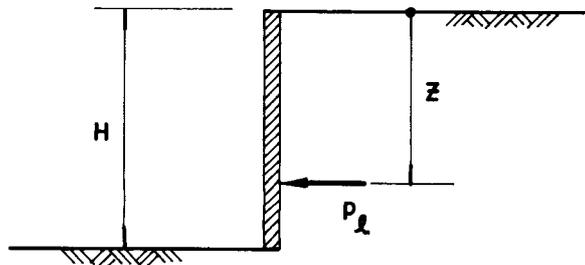


FIG.12 - Pressão lateral na parede de contenção

A relação entre as pressões lateral e vertical num mesmo ponto da massa de solo é denominada de coeficiente de empuxo em repouso k_0 , ou seja:

$$k_0 = \frac{p_l}{p_v} \quad (2)$$

O valor de k_0 depende, principalmente, do tipo de solo, das condições referentes à sua formação e de eventual pré-consolidação. Verifica-se, no entanto, que para solos de origem sedimentar natural ou deposição artificial com restrição às deformações laterais, o valor de k_0 é aproximadamente invariável com a profundidade z , o que lhe confere particular importância. Dessa forma, quando só intervier o peso próprio do solo, as pressões laterais p_l variarão linearmente e, para uma faixa de largura unitária da parede, serão dadas por:

$$p_l = k_0 \gamma z \quad (3)$$

Jaky, em 1944, determinou de maneira teórica o valor de k_0 para solos normalmente consolidados, sendo sua expressão, na forma aproximada, dada por:

$$k_0 = (1 - \text{sen } \phi') \quad (4)$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo em termos de pressões efetivas.

Wroth, em 1972, comparou os resultados experimentais de k_0 obtidos por diversos pesquisadores entre 1958 e 1970 para argilas normalmente adensadas e areias e verificou que a fórmula aproximada de Jaky é de precisão satisfatória (33).

Assim sendo, o valor da resultante do empuxo em repouso de um terrapleno horizontal e sem sobrecarga agindo

sobre uma parede vertical de altura H e largura unitária que não pode deslocar ou deformar é dado por:

$$E_0 = \int_0^H p_1 dz = \int_0^H k_0 \gamma z dz$$

e, portanto: $E_0 = \frac{1}{2} k_0 \gamma H^2$ (5)

Para o projeto de estruturas de contenção cujos deslocamentos laterais não são significativos, a consideração do estado em repouso conduz a resultados próximos dos reais.

2.3. ESTADO ATIVO E PASSIVO

Se, por qualquer motivo, a parede considerada na fig. 12 puder deslocar, a pressão lateral é diferente daquela de repouso e o seu valor pode ser estimado por diversos modelos, dos quais serão discutidas aqui as hipóteses de cálculo de alguns, a saber: as Teorias de Rankine e Coulomb e os Métodos de Brinch Hansen e Sokolovski.

2.3.1. TEORIA DE RANKINE

A Teoria de Rankine, apresentada em 1857, é baseada na formação de um estado limite dito "plástico" em toda a massa de solo adjacente a uma parede que pode movimentar e na qual foi atingida a máxima resistência ao cisalhamento do solo. Este estado limite é ainda dito ativo ou passivo se o movimento da parede é no sentido de expansão ou compressão do terrapleno.

Para a situação de um determinado deslocamento da parede no sentido de afastamento da massa de solo, o empuxo atuante contra a parede é decrementado a partir do repouso até atingir um limite mínimo (empuxo ativo) o qual, em virtude da plastificação total da massa de solo adjacente e por mais que a parede afaste, não diminui. Analogamente, para um determinado deslocamento no sentido de aproximação, o empuxo atuante contra a parede é incrementado até atingir um limite máximo (empuxo passivo).

Atingido o estado limite, as tensões laterais numa região da massa de solo ficam determinadas e a obtenção do empuxo resultante pela Teoria de Rankine consiste na integração daquelas tensões ao longo de toda a altura da parede de contenção, considerada de comprimento unitário.

Sendo k o coeficiente que relaciona a pressão lateral no estado limite com a pressão vertical do solo, decorre que:

$$p_1 = k p_v \quad (6)$$

E, novamente, o valor da resultante das pressões laterais exercidas pelo solo contra a parede de contenção é dado por:

$$E = \int_0^H k p_v dz \quad (7)$$

A obtenção do coeficiente k é feita através de relações geométricas decorrentes do Círculo de Mohr pelo qual é representado o Critério de Resistência e o Estado de Tensões num ponto qualquer da massa de solo em 'plastificação'.

Rankine determinou os valores dos coeficientes de empuxo ativo e passivo para o caso de solos não coesivos com terrapleno de superfície horizontal e parede de contenção vertical (fig. 12) e que são, respectivamente:

$$k_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (8)$$

e

$$k_p = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (9)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito interno do solo.

Résal, em 1910, generalizou estes coeficientes para o caso de solos com coesão e atrito, obtendo:

$$k_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) - \frac{2c}{p_v} \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2) \quad (10)$$

e

$$k_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) + \frac{2c}{p_v} \operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2) \quad (11)$$

onde c é a coesão do solo e p_v é a pressão vertical em cada ponto de profundidade z .

A rigor, a aplicação dos coeficientes de Rankine só tem validade para o caso de estruturas de parede vertical e sem atrito no contato solo-parede. Apenas assim são obtidas as condições de 'plastificação total' da massa de solo adjacente à parede, como indicado nas figs. 13a e 13b, figuras nas quais também estão mostradas as linhas de ruptura correspondentes aos Estados Ativo e Passivo, respectivamente.

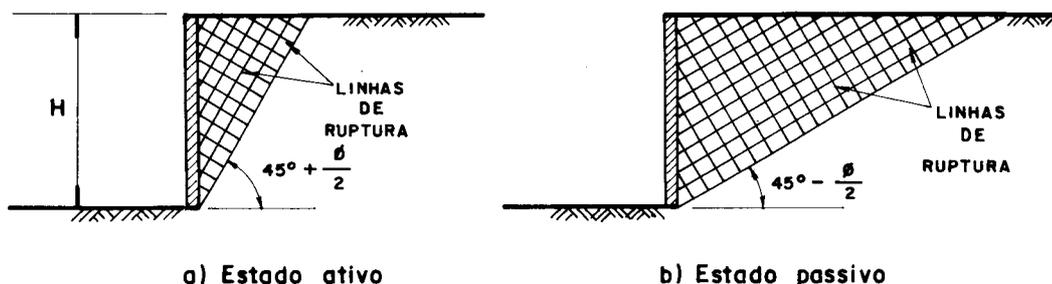


FIG. 13 — Estados limites de Rankine

Na prática, sempre haverá um atrito favorável no contato solo/parede e a aplicação da Teoria de Rankine conduz, então, a uma solução conservadora.

Quando a parede de contenção não é vertical ou forme um L, podem ser utilizados os coeficientes anteriores desde que seja escolhido como plano de contenção aquele passando pelo pé da estrutura e que seja considerada como carga vertical a massa de solo sobre a estrutura. As figs. 14a e 14b ajudam a esclarecer:

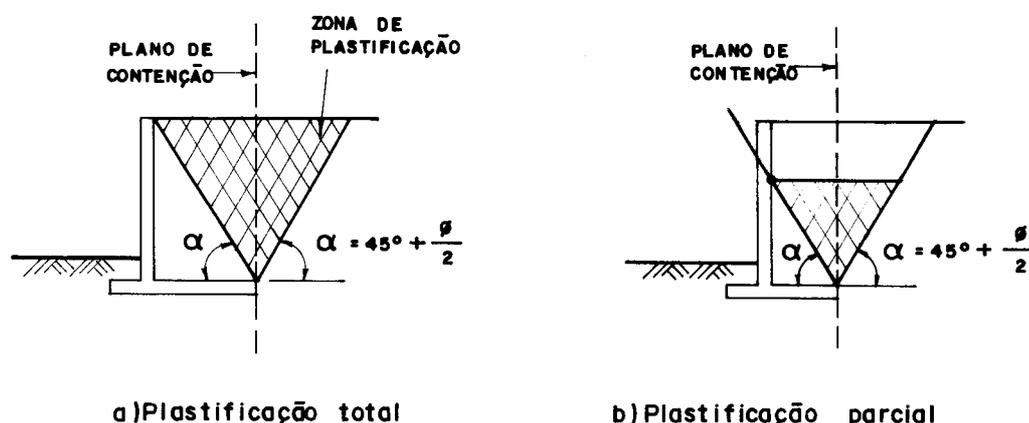


FIG. 14 - Zonas de Plastificação

Note-se que no caso da fig. 14a, a região delimitada pelo plano inclinado a esquerda do hipotético plano de contenção vertical está totalmente dentro da massa de solo e, portanto, é possível a plastificação de toda a região hachurada. Já na situação da fig. 14b, uma parte da região a esquerda do plano de contenção não pode plastificar por impedimento da estrutura existente e, assim, somente na porção delimitada pelas linhas de ruptura indicadas é possível a ocorrência do empuxo ativo, no caso. Com respeito à mesma fig. 14b, a região acima da zona de plastificação deve ser considerada, a rigor, por outro Modelo, mas não pelo de Rankine. No entanto, na prática, a determinação do empuxo total é feita somente utilizando a Teoria de Rankine tanto para os casos das figs. 14a e 14b, pois, conforme BADILLO (9), o erro cometido na segunda situação não ultrapassa 6% para os casos correntes de muros de arrimo.

Uma consequência importante da utilização da Teoria de Rankine para o cálculo do empuxo ativo em solos coesivos é a determinação da altura crítica teórica para a qual o maciço pode permanecer estável sem qualquer contenção (fig. 15). Esta altura é obtida igualando a zero a Eq. 7 quando nela se substitui a Eq. 10, o que resulta em:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \quad (12)$$

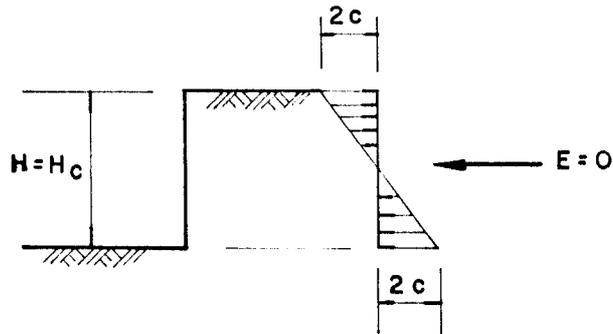


FIG. 15 — Distribuição de pressões laterais em solos coesivos para $H = H_c$ (segundo RANKINE - RÉNAL)

Quando a superfície do terrapleno não é horizontal, mas sim inclinada de um ângulo i como indicado na fig. 16, os valores de k_a e k_p para solos não coesivos passam a ser:

$$k_a = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (13)$$

$$k_p = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (14)$$

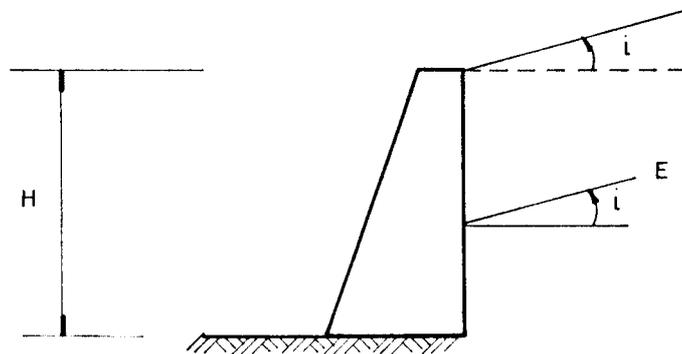


FIG. 16 — Inclinação do empuxo, segundo RANKINE

Nesse caso, a consequência da hipótese utilizada para determinação do empuxo é de que as pressões desenvolvidas sobre a estrutura de contenção e, portanto, também a

sua resultante, são inclinadas do mesmo ângulo i que a superfície do terrapleno.

2.3.2. TEORIA DE COULOMB

Coulomb foi o primeiro pesquisador a fornecer uma solução para o problema de empuxos: em 1776 apresentou sua Teoria baseada no equilíbrio de forças obtidas no instante de ruptura iminente da massa de solo contida, sem se preocupar com as tensões desenvolvidas. Assim, esta Teoria fornece a resultante do empuxo mas nada indica sobre a distribuição de tensões sobre a parede de contenção.

Para a imposição do equilíbrio das forças envolvidas, primeiramente há a necessidade de definir a forma pela qual a massa de solo rompe, de maneira a que a geometria do problema fique definida. As hipóteses assumidas por Coulomb são: a) que as supostas linhas de ruptura do solo formam retas BC (fig. 17); b) que a parede de contenção pode mover no sentido de afastamento ou aproximação da massa de solo.

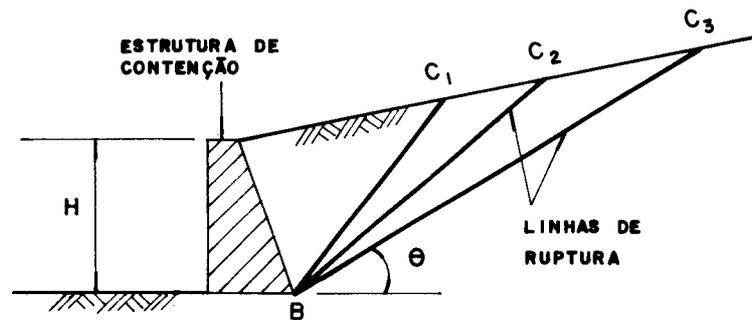


FIG. 17 — Linhas de ruptura de COULOMB

Muito posteriormente, Fellenius (em 1927) e Redulic (em 1935), resolveram o mesmo problema admitindo que as linhas de ruptura formam circunferências e espirais logarítmicas, respectivamente (fig. 18).

No caso da solução de Fellenius, cada linha de ruptura circular BC possui um polo e um raio particular, definindo uma massa de solo ABC de equilíbrio a ser estudada. Já na solução de Redulic, cada linha de ruptura possuirá um polo e será composta por um trecho BC em arco de espiral de raio variável e um trecho retilíneo CD concordante em C e definindo uma nova massa de solo ABCD com equilíbrio a ser estudado.

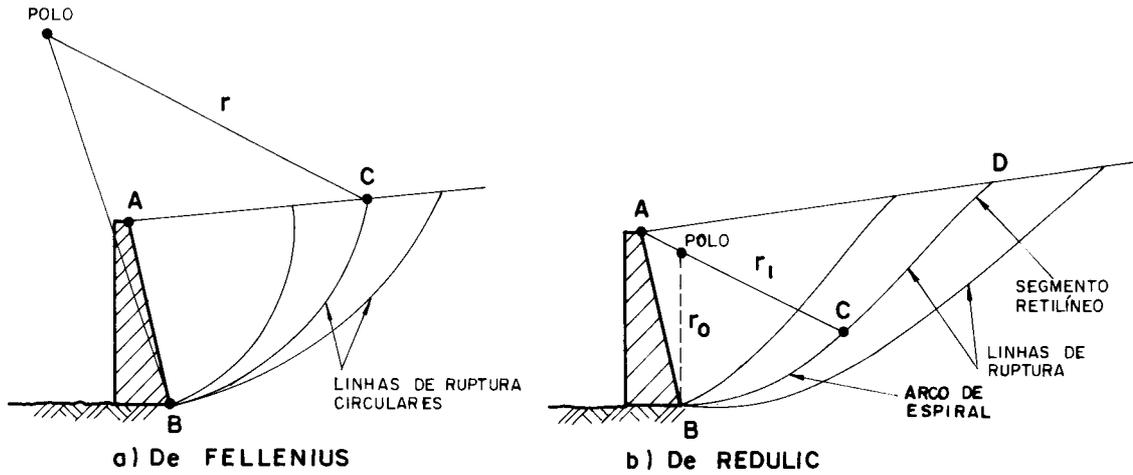


FIG. 18 - Linhas de Ruptura

Admitindo como válidas as hipóteses de Coulomb, a massa de solo em ruptura fica definida como sendo uma cunha triangular de largura unitária na qual atuam sobre ela as seguintes forças por unidade de comprimento de parede (fig. 19):

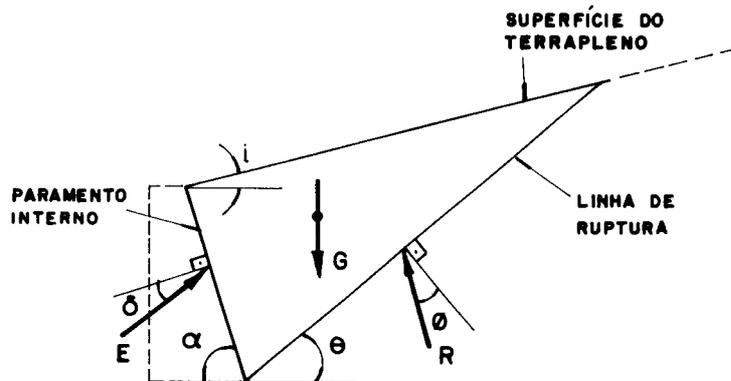
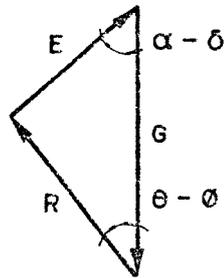


FIG. 19 — Forças atuantes na massa de solo contida

- G = Peso próprio da cunha. Definido em grandeza e orientação.
- R = Resultante das tensões atuantes no plano de ruptura. Possui valor desconhecido e orientação definida, pois faz um ângulo θ com a normal do plano de ruptura, sendo que este ângulo deve ser marcado de forma a que R se oponha à tendência de movimento horizontal da cunha (a fig. 19 indica o estado ativo).
- E = Reação igual e contrária ao empuxo da massa de solo contra a parede. Esta possui valor desconhecido mas orientação definida, pois faz um ângulo δ (ângulo de atrito solo/parede) com a normal da parede, sendo que este ângulo deve ser

marcado de forma a que E se oponha à tendência de movimento vertical da cunha no plano de ruptura.

Com as definições das forças anteriores e levando em conta os ângulos entre as superfícies indicadas na fig. 19, fica determinado, para uma suposta linha de ruptura que faz um ângulo θ com a horizontal, o polígono de forças indicado na fig 20, na qual é indicada a relação geométrica existente entre E e G :



$$\frac{E}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{G}{\text{sen}(180^\circ - \alpha + \delta - \theta + \phi)} \quad (15)$$

FIG.20 — Polígono de forças

Para cada valor de θ haverá um valor determinado para o empuxo E correspondente a um estado de equilíbrio estável. No estado limite de iminência de ruptura, o valor do empuxo E assume um extremo e pode ser obtido em função do ângulo θ de modo que:

$$\frac{\partial E}{\partial \theta} = 0 \quad (16)$$

Esta derivada parcial foi resolvida por Müller-Breslau em 1906 (33) e, substituindo convenientemente os termos conhecidos, resulta:

$$E = \frac{1}{2} k \gamma H^2 \quad (17)$$

onde H é a altura da parede de contenção e k é o coeficiente de empuxo, o qual vale, para os estados ativo e passivo, respectivamente:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (18)$$

$$e \quad k_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + i)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (19)$$

Quando o paramento é vertical ($\alpha = 90^\circ$) e a superfície do terrapleno é horizontal ($i = 0^\circ$), os coeficientes de empuxo são reduzidos a:

$$k_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (20)$$

e

$$k_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (21)$$

Se, além disso, for imposto que $\delta = 0^\circ$ (o que significa empuxo paralelo à horizontal), as Eqs. 20 e 21, de Coulomb, coincidirão com as Eqs. 8 e 9, de Rankine.

Como a Teoria de Coulomb é baseada apenas no equilíbrio de forças nas quais duas são de grandezas desconhecidas e não precisam necessariamente passar pelo mesmo ponto, o polígono de forças é insuficiente para garantir o equilíbrio estático da cunha de ruptura. Isto significa que há um grau de liberdade no problema e este pode ser traduzido pela indeterminação do ponto de aplicação do empuxo. TERZAGHI & PECK (69) contornam esta indeterminação estimando que o empuxo passa pelo ponto O' de intersecção entre o paramento e uma reta paralela à linha de ruptura, que passa pelo centro de forças O da massa de solo e das sobrecargas atuantes na cunha de ruptura (fig. 21).

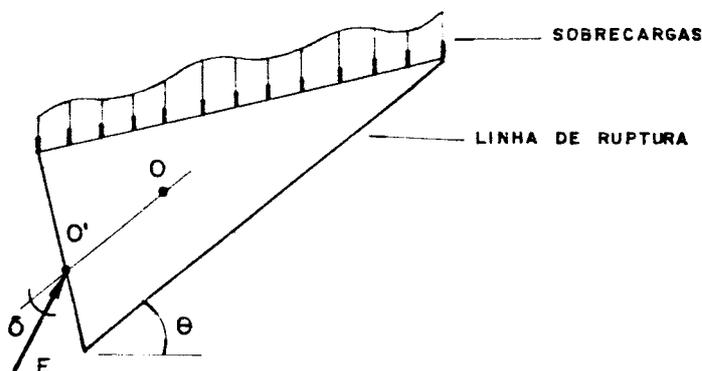


FIG.21 — Determinação da linha de ação do empuxo, segundo TERZAGHI & PECK

Isto implica no conhecimento do ângulo θ de inclinação da superfície de ruptura, o qual pode ser obtido através de soluções gráficas para o problema de Coulomb, como os métodos de Foncelet (1840), de Culmann (1866) ou o método gráfico simplificado descrito por VARGAS (72).

associar as teorias puramente de equilíbrio, como a de Coulomb, com as teorias de tensões de plastificação, como a de Rankine.

Com efeito, Brinch Hansen (33) determina o valor do empuxo atuante na parede de contenção através das equações de equilíbrio envolvendo as seguintes forças e momentos:

- G = Peso próprio da massa de solo ABC em ruptura.
- P = Resultante da distribuição uniforme de carga na superfície AC do terrapleno.
- T = Componente paralela à corda BDC da resultante das tensões ao longo da linha de ruptura circular BC.
- N = Componente normal à corda BDC da resultante das tensões ao longo da linha de ruptura circular BC.
- E = Componente normal ao paramento AB do empuxo atuante. Sendo δ o ângulo de atrito no contato solo/parede, o empuxo final é $E/\cos \delta$.
- R = Resultante da força de adesão no paramento AB.
- M_P = Momento da força P em relação ao ponto médio D da corda BDC.
- M_G = Momento da força G em relação ao ponto médio D da corda BDC.
- M_R = Momento resultante das tensões na linha de ruptura circular BC em relação ao ponto médio D da corda BDC.

Com as condições geométricas definidas na fig. 22 e mantendo a notação original proposta pelo autor, as forças e momentos são determinados como sendo:

$$\begin{aligned}
 G &= \gamma k^2 \left[G^{yx} + \frac{1}{2} \operatorname{sen}(\beta-i) \cos(\beta-j) \operatorname{sec}(j-i) \right] \\
 P &= pk \cos(\beta-j) \operatorname{sec}(j-i) \\
 N &= \gamma k^2 (N^x \operatorname{sen} \beta + N^y \cos \beta) + \tau_1 k N^z - ck \cotg \phi \\
 T &= \gamma k^2 (T^x \operatorname{sen} \beta + T^y \cos \beta) + \tau_1 k T^z \\
 M_p &= -\frac{1}{2} p k^2 \operatorname{sen}(\beta-i) \cos(\beta-j) \operatorname{sec}^2(j-i) \operatorname{sen} j \quad (22) \\
 M_G &= \gamma k^3 \left\{ M_G^{yx} \operatorname{sen} \beta + \frac{1}{12} \operatorname{sen} \beta - \right. \\
 &\quad \left. - \frac{\operatorname{sen}(\beta-i) \cos(\beta-j)}{12 \cos(j-i)} \left[\cos \beta + \frac{2 \operatorname{sen}(\beta-i) \operatorname{sen} i}{\cos(j-i)} \right] \right\} \\
 M_R &= \gamma k^3 (M^x \operatorname{sen} \beta + M^y \cos \beta) + \tau_1 k^2 M^z
 \end{aligned}$$

- onde: - γ , c e ϕ são, respectivamente, peso específico, coesão e ângulo de atrito interno do solo
 - k é o comprimento da corda BDC e é dado por:

$$k = h \frac{\cos(j-i)}{\sin(\phi-i)} \quad (23)$$

- τ_1 é a tensão tangencial no ponto C onde inicia a ruptura e dada por:

$$\tau_1 = c + \left[p \frac{\sin(\beta+\alpha+\phi)}{\sin(\beta+\alpha+i)} + c \frac{\cos(\beta+\alpha+\phi-i)}{\sin(\beta+\alpha-i)} \right] \sin \phi \quad (24)$$

- G^{yx} , M^{yx} , N^x , N^y , N^z , T^x , T^y , T^z , M^x , M^y e M^z

são coeficientes adimensionais e funções dos ângulos α e ϕ , sendo que seus valores foram tabelados e fornecidos por Brinch Hansen.

Projetando todas as forças segundo as direções da força $E/\cos \delta$ e da normal ao paramento, e juntando o somatório dos momentos em relação ao ponto B do paramento, é obtido o seguinte sistema de equações em função dos ângulos α e β , do empuxo E e da distância z do ponto de aplicação de E em relação à base B do paramento:

$$N \cos(\beta-j+\delta) - T \sin(\beta-j+\delta) - (G+P) \cos(j-\delta) - R \cos \delta = 0 \quad (25)$$

$$E = N \sin(\beta-j) + T \cos(\beta-j) + (G+P) \sin j \quad (26)$$

$$Ez = N \frac{k}{2} - (G+P) \frac{k}{2} \cos \beta - M_R - M_G - M_P \quad (27)$$

Para a solução do sistema das três Eqs. 25, 26 e 27 e quatro incógnitas N , E , z , e β , impõe-se necessário como dado do problema ou a distância x (que define a posição do centro de rotação O) ou a distância z (que normalmente é a procurada). Conhecendo ou impondo um valor para x , pode ser definida a linha de ruptura arbitrando um valor para α e determinando o valor de β pela seguinte relação geométrica:

$$\frac{x}{h} = \frac{\cos(i-j) \cos(\beta-\alpha-j)}{2 \sin \alpha \sin(\beta-i)} \quad (28)$$

Com α e β assim obtidos, deve ser verificado se a Eq. 25 é satisfeita. Em caso negativo, devem ser arbitrados novos valores de α até serem obtidos os valores corretos de α e β . Quando isto ocorrer, as duas equa-

ções restantes fornecem os valores do empuxo E e da distância z que solucionam o problema.

2.3.4. METODO DE SOKOLOVSKI

A Teoria de Rankine parte da hipótese de que as tensões em toda uma região da massa de solo contida são conhecidas e iguais à tensão de ruptura obtida a partir do Critério de Resistência do material devido a Mohr-Coulomb.

A limitação desta Teoria é de não considerar o atrito existente no contato solo/parede, fazendo com que as tensões admitidas sejam paralelas à superfície do terrapleno e impondo uma forma linear para as linhas de ruptura. Na tentativa de contornar esta limitação, diversos pesquisadores procuraram e ainda procuram determinar o estado de tensão na massa de solo não impondo qualquer condição inicial para as linhas de ruptura.

O problema passa a ser, então, a solução teórica de sistemas constituídos por equações que definem as condições de equilíbrio e o Critério de Resistência do material. Devido à complexidade matemática dessa solução, mesmo para o caso bi-dimensional, diversos pesquisadores têm introduzido simplificações ou aplicado diferentes métodos aproximados de resolução. Em particular, este é o caso do Método de Sokolovski (33), apresentado em 1960 e que retoma um trabalho anterior de Kötter de 1903, introduzindo certas modificações para condicionar o problema a uma solução por diferenças finitas.

Sokolovski parte das Equações Diferenciais Básicas de Kötter, equações estas que determinam a distribuição de tensões na massa de solo dentro das hipóteses do Critério de Resistência de Mohr-Coulomb, qual seja, de ser atingida a máxima resistência ao cisalhamento do solo num certo plano de deslizamento.

A seguir, o plano onde ocorre o deslizamento é relacionado com um plano vertical xOz onde se impõe um estado plano de tensão. Este relacionamento é feito através de fórmulas de recorrência apropriadas para o cálculo numérico e que determinam duas famílias de linhas de ruptura perpendiculares onde são satisfeitas as condições de equilíbrio limite do problema (fig. 23).

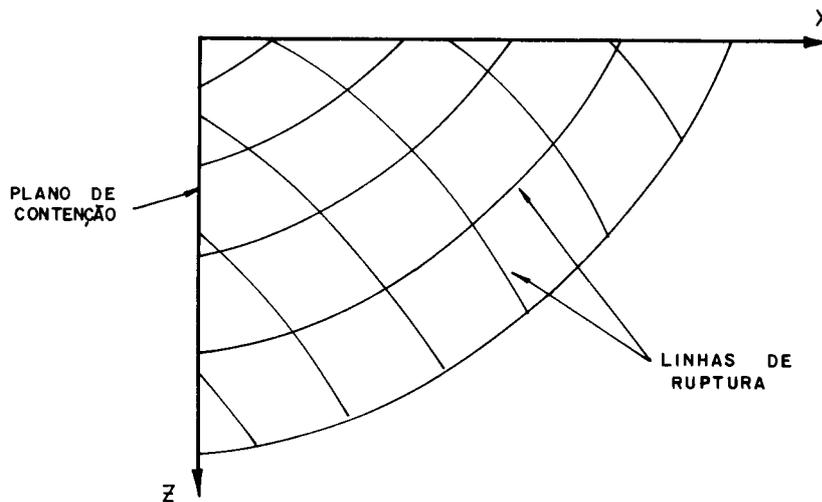


FIG. 23 — Famílias de linhas de ruptura do método de SOKOLOVSKI para o estado ativo.

A utilização do Método de Sokolovski fica condicionada ao conhecimento inicial das tensões num ponto de coordenadas (x,z) , como por exemplo, na superfície do ter-raplano, para que, a partir desse ponto seja gerada uma malha de pontos no cruzamento das linhas de ruptura onde vão sendo conhecidas as tensões atuantes através das fórmulas de recorrência citadas.

Em vista disso e da magnitude das grandezas envolvidas, fica claro que a precisão dos resultados obtidos pelo Método de Sokolovski depende, sobremaneira, do número de pontos da malha escolhida sendo, portanto, sua utilização mais apropriada com o auxílio de computadores.

Conhecidas as tensões atuantes sobre a estrutura de contenção, a resultante destas tensões é o empuxo atuante, o qual pode ser determinado em módulo, direção, sentido e ponto de aplicação para as condições particulares do problema resolvido.

Não cabe ao escopo deste texto as deduções e passagens para chegar até a solução final; estas podem ser observadas com detalhes em publicações especializadas. Aqui, por ora, é suficiente saber que tal solução é tida na atualidade como uma das que melhor se aproximam da situação real.

2.4. INFLUENCIA DO ATRITO SOLO/PAREDE

Nas Teorias e Métodos discutidos anteriormente, está implícito que a parede de contenção deve deslocar-se suficientemente para desenvolver tensões de plastificação ao longo de uma linha de ruptura. Devido ao movimento, no

contato solo/parede são desenvolvidas tensões de cisalhamento que inclinam a resultante do empuxo de um ângulo δ , já definido anteriormente, e influenciam a forma da linha de ruptura.

Em relação ao valor do ângulo δ , TERZAGHI (68) considera que este é função apenas do ângulo de atrito interno do solo, da rugosidade da parede e do grau de saturação do solo. De acordo com MORGENSTER & EISENSTEIN (47), depende também de outros fatores, tais como direção e amplitude do deslocamento, além de não ser constante ao longo da parede. Assim, este ângulo é mais uma resposta do conjunto solo/estrutura aos deslocamentos do que uma característica dos materiais envolvidos. Apesar disso, ainda não é conhecida a lei de dependência de δ , o que faz com que sejam utilizadas regras práticas para fixar o seu valor, como por exemplo, a de Kézdi, que sugere utilizar:

$$\frac{1}{3} \phi < \delta < \frac{2}{3} \phi \quad (29)$$

Por outro lado, tabelas fornecendo valores do ângulo de atrito solo/parede para certos materiais são bastante difundidas. O Quadro 1, compilado de BOWLES (15) e apresentado a seguir, fornece, a título de ilustração, alguns valores usualmente assumidos para esse ângulo de atrito.

MATERIAL	δ
Franchas metálicas revestidas de piche ou betume	30°
Paredes de concreto ou alvenaria	20°
Franchas metálicas sem revestimento	15°
Quando solo e parede movem em conjunto	0°
Quando solo e parede estão sujeitos a vibrações	0°

QUADRO 1 - Valores do ângulo de atrito δ entre o solo e a parede de contenção, segundo TENG

Quanto às linhas de ruptura, verifica-se que o ângulo de atrito δ faz com que aquelas tomem a forma de curvas, deixando de ser válida a hipótese de Rankine ou Coulomb de linhas retas.

A solução teoricamente correta e de fácil aplicação dessas curvas só é possível para solos puramente não coesivos considerados sem peso ou puramente coesivos, nas quais se tornam espirais logarítmicas para o primeiro ou circulares para o segundo tipo de solo. No entanto, a comparação dos resultados numéricos 'exatos' com os obtidos através de linhas de ruptura retas, mostra que a simplificação é aceitável para o caso de empuxos ativos.

Para o caso de empuxos passivos estas mesmas comparações indicam diferenças significativas e superiores a

30%. A diferença diminui muito rapidamente com o decréscimo de δ e, em razão disso, TERZAGHI (68) sugere o limite:

$$\delta \leq \frac{\phi}{3} \quad (30)$$

para aplicação de linhas de ruptura retas. Acima desse valor deixa de ser admissível a simplificação e deve ser considerada a curvatura da superfície de ruptura.

2.5. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS NUMERICOS DE ALGUNS MODELOS TEÓRICOS

MORGENSTERN & EISENSTEIN (47) apresentam gráficos comparativos de resultados numéricos obtidos através da utilização de algumas Teorias e Métodos para o cálculo do empuxo ativo e passivo em areias de terrapleno de superfície horizontal e parede de contenção vertical. Esses gráficos são aqui reproduzidos e através deles é verificado que a Teoria de Rankine, tomada como base de comparação, sempre fornece resultados a favor da segurança.

Para o estado ativo, o valor numérico do empuxo total teórico calculado através da formulação simples de Rankine é da ordem de apenas 10 a 20% superior ao das outras teorias e métodos, diminuindo a diferença quando se diminui o ângulo de atrito δ , o que equivale a tender a retificar a linha de ruptura (fig. 24).

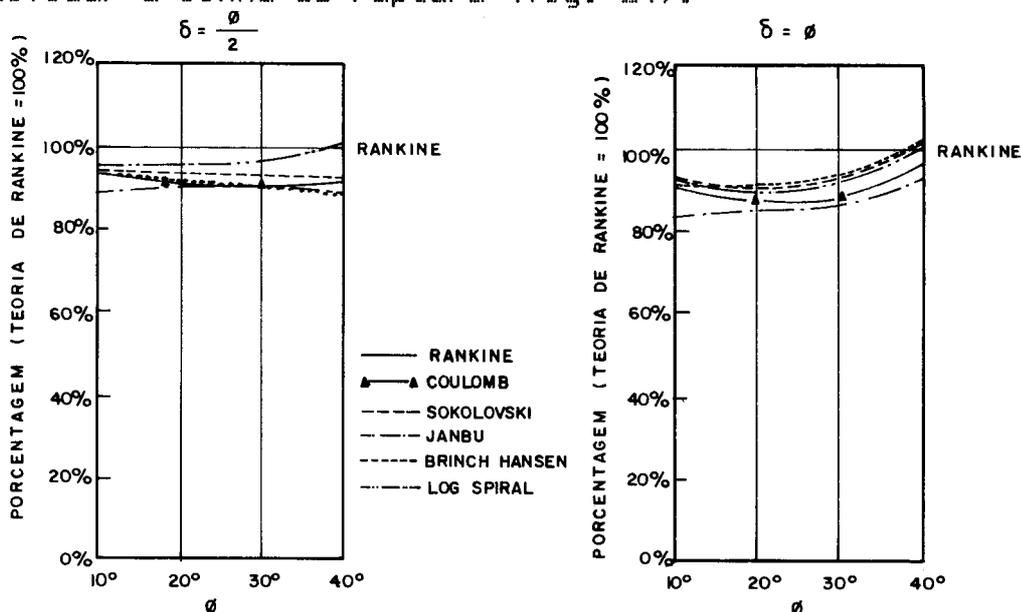


FIG. 24 - Comparação do empuxo ativo total por várias teorias (segundo MORGENSTERN & EISENSTEIN)

Em relação à componente horizontal do empuxo (fig. 25), a diferença entre a Teoria de Rankine e as outras aumenta com o aumento do ângulo δ , como era de se esperar, mas não ultrapassa 30%.

Note-se que, para o estado ativo, os resultados de Brinch Hansen e Sokolovski tendem, em geral, a coincidir e são sempre os menos dispersos em relação à média de todos os resultados considerados.

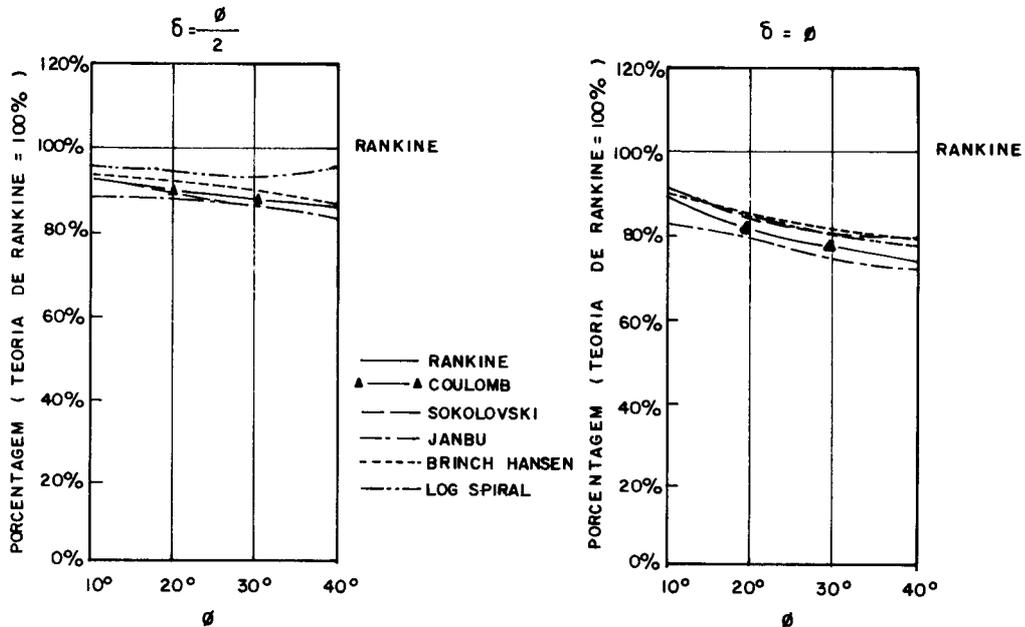


FIG. 25 — Comparação da componente horizontal do empuxo ativo por várias teorias (segundo MORGENSTERN & EISENSTEIN)

Já para o estado passivo (figs. 26 e 27), a diferença entre os resultados obtidos através da Teoria de Rankine e dos obtidos através das outras Teorias e Métodos é mais acentuada e tanto maior quanto maior o ângulo de atrito interno ϕ . Esta diferença chega a ser de até três vezes inferior ao valor calculado pela formulação proposta por Brinch Hansen, que considera a linha de ruptura circular.

Deve ser ressaltado que a comparação dos resultados da Teoria de Rankine com respeito ao empuxo passivo total (fig. 26) e a sua componente horizontal (fig. 27), mostra que a diferença diminui muito mais rápido quando diminui o ângulo δ do que no caso anterior de empuxo ativo.

Da análise das figs. 26 e 27, pode-se também concluir que a Teoria de Coulomb conduz a resultados numéricos muito afastados da média dos resultados obtidos por outras formulações mais elaboradas, para o caso de altos ângulos ϕ e δ . Isto pode ser explicado pela grande influência exercida pela curvatura da linha de ruptura para a determinação do empuxo passivo.

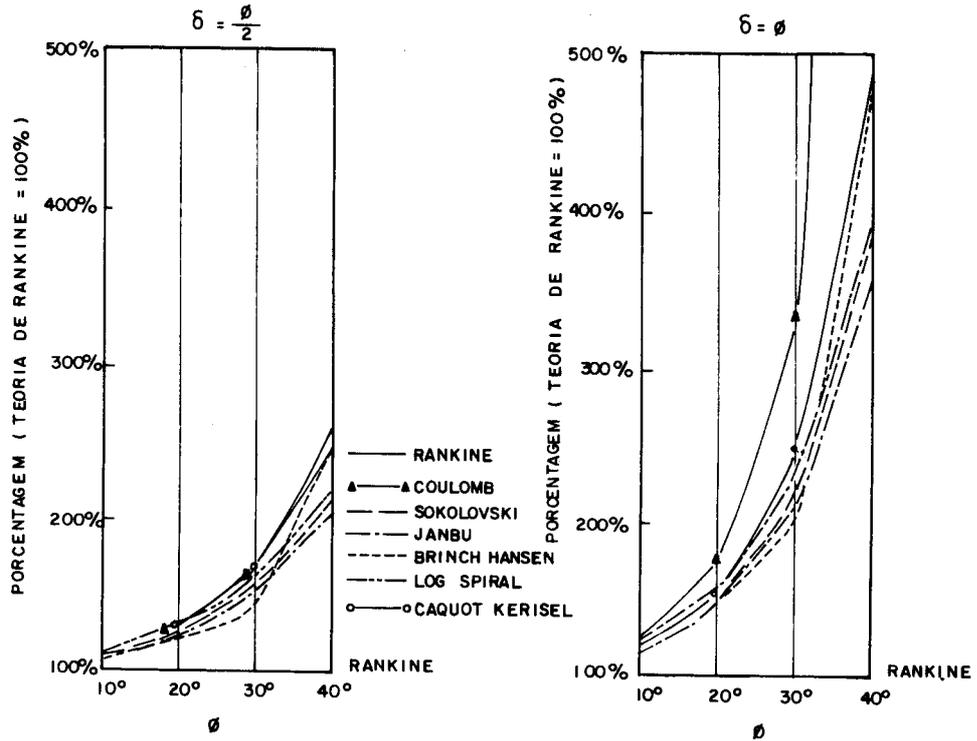


FIG.26—Comparação do empuxo passivo total por várias teorias (segundo MORGENSTERN & EISENSTEIN)

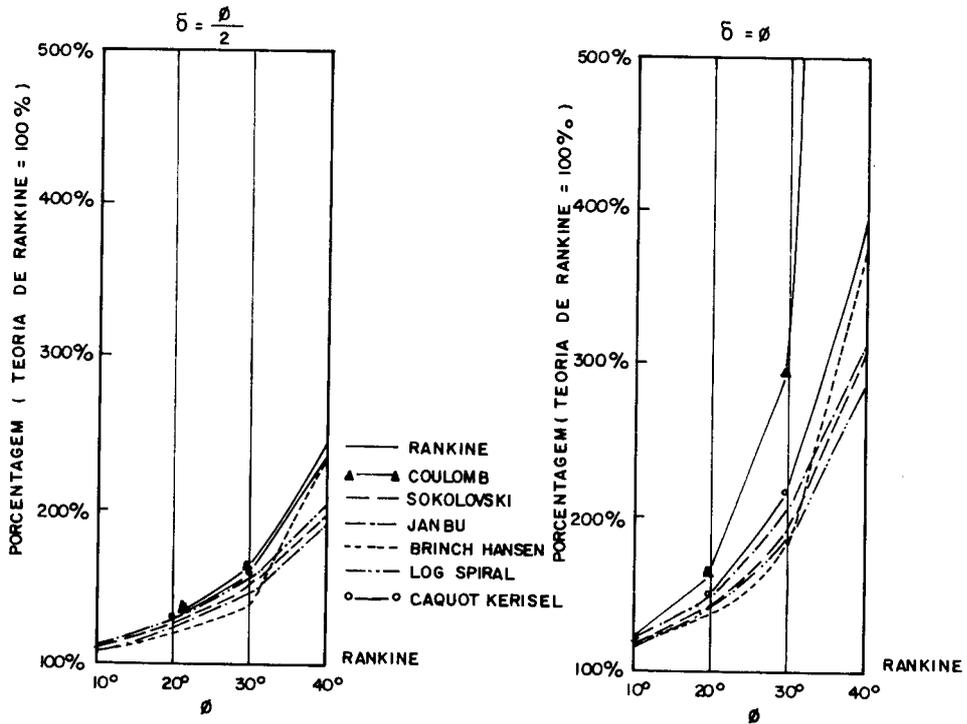


FIG.27 - Comparação da componente horizontal do empuxo passivo por várias teorias (segundo MORGENSTERN & EISENSTEIN)

2.6. DESLOCAMENTOS NECESSARIOS

Havendo deslocamentos suficientes da parede (translação e/ou rotação), é atingido o estado ativo ou passivo da massa de solo. Não havendo nenhum deslocamento, certamente a massa de solo estará no estado de repouso. No entanto, na maior parte dos casos, a situação dos deslocamentos é intermediária e aí o problema é indeterminado.

De acordo com MORGENSTERN & EISENSTEIN (47), "... para muitos problemas práticos não é necessário conhecer a deformação real que ocorre, com a condição de que permanece entre os limites toleráveis. Isto não significa que as deformações são ignoradas. Elas estão embutidas na escolha de um fator de segurança apropriado. Um dos papéis do fator de segurança em 'projetos limites' é conter as deformações dentro de valores empíricos aceitáveis."

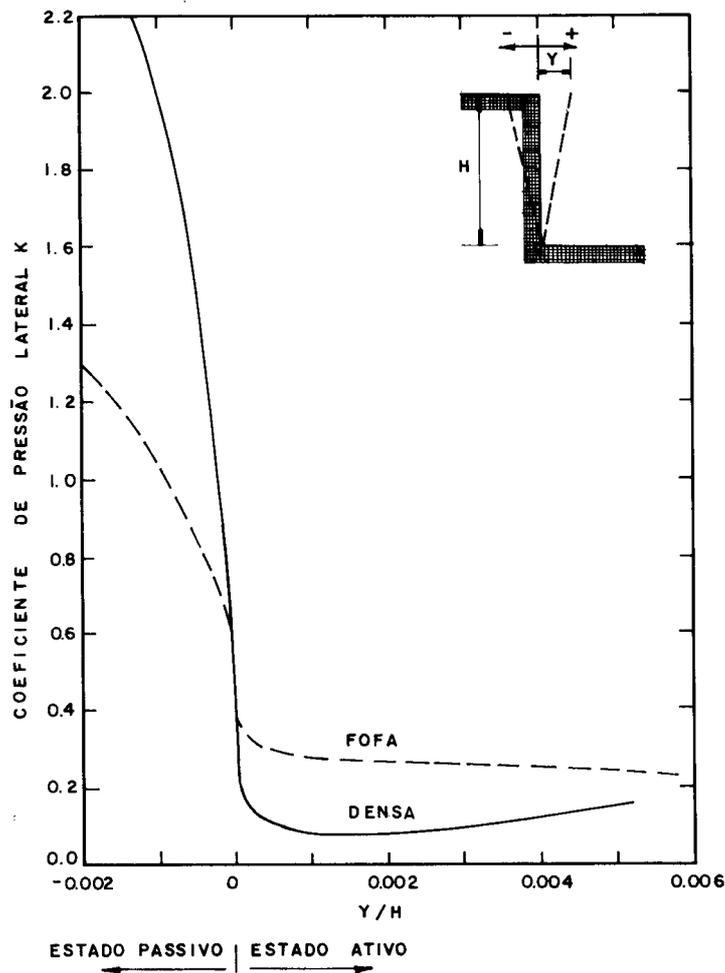


FIG.28— Relação entre os deslocamentos da parede e o empuxo para diferentes densidades de areia (segundo TERZAGHI)

Para o caso de areias, TERZAGHI (68) propôs o gráfico reproduzido na fig. 28 para exprimir a relação existente entre o deslocamento da parede de contenção e o coeficiente de empuxo k definido pela Eq. 6. Tal figura também permite estimar os deslocamentos necessários para mobilização da massa de solo, quando areia.

De acordo com WU (74), os mesmos deslocamentos horizontais do topo da parede de contenção necessários para desenvolver os estados plásticos de Rankine, em função do tipo de solo e do tipo de movimento da parede de contenção, são os indicados no Quadro 2, onde se nota que esses deslocamentos são pequenos para mobilizar o estado ativo e proporcionalmente muito maiores para mobilizar o estado passivo.

TIPO DE SOLO	ESTADO	TIPO DE DESLOCAMENTO	DESLOCAMENTO NECESSÁRIO
AREIA	Ativo	Paralelo à parede	0,001 H
		Rotação da base	0,001 H
		Rotação do topo	0,02 H
	Passivo	Paralelo à parede	0,05 H
		Rotação da base	> 0,1 H
		Rotação do topo	0,05 H
ARGILA	Ativo	Paralelo à parede	0,004 H
		Rotação da base	0,004 H

QUADRO 2 - Deslocamentos necessários do topo da parede de contenção para mobilizar a massa de solo, segundo WU

No Quadro 3 estão indicados os deslocamentos do topo da parede de contenção apenas para o estado ativo e em função do tipo de solo, de acordo com BOWLES (15). Em razão da magnitude desses deslocamentos estimados, Bowles sugere utilizar, nas estruturas de contenção, preferencialmente aterros de solos granulares.

TIPO DE SOLO		DESLOCAMENTO
Não coesivo	denso	0,001 a 0,002 H
	fofo	0,002 a 0,004 H
Coesivo	rijo	0,01 a 0,02 H
	mole	0,02 a 0,05 H

QUADRO 3 - Deslocamentos necessários do topo da parede de contenção para ativar a massa de solo, segundo BOWLES

A comparação dos deslocamentos necessários estimados para mobilizar o estado ativo em solos não coesivos

mostra boa concordância entre os valores constantes na fig. 28 e nos Quadros 2 e 3. Já para o caso de solos coesivos, os Quadros 2 e 3 indicam valores muito diferentes. Evidentemente, cada pesquisador propõe um limite de variação dos deslocamentos necessários para a plastificação do solo con- tido de acordo com as suas observaões, as quais nem sempre dizem respeito à mesma situação. Mais prudente, portanto, é tomar esses deslocamentos apenas como indicadores de ordem de grandeza e nada mais além disso.

2.7. DESEMPENHO ESTRUTURAL

Segundo GOULD (26), o desenvolvimento das pres- sões laterais sobre uma parede de contenção depende essen- cialmente do desempenho estrutural, muito mais do que este depende das pressões laterais atuantes. Além disso, para efeito da determinação das pressões laterais sobre a parede de contenção, deve ficar clara a distinção entre estrutura não deslocável e estrutura rígida: a estrutura é dita in- deslocável quando houver restrição à translação e é dita rígida quando possuir alto valor do módulo de rigidez EI . Valores típicos de EI para estruturas rígidas, conforme Gould, são da ordem de 700 a 2800 MN.m² por metro de com- primento da parede de contenção.

Ainda de acordo com Gould, as estruturas de con- tenção em concreto armado mais usuais podem ser dispostas em cinco grupos distintos para efeito de avaliação do de- sempenho estrutural, a saber:

1 - Muros de arrimo em balanço com base construí- da em corte do terrapleno ou com aterro de um lado (fig. 29). O movimento desse tipo de estrutura é função do car- regamento sobre a parede e a base. Em geral, podem ser re- lativamente rígidas na flexão, mas é possível haver trans- lação, provavelmente de grande valor.

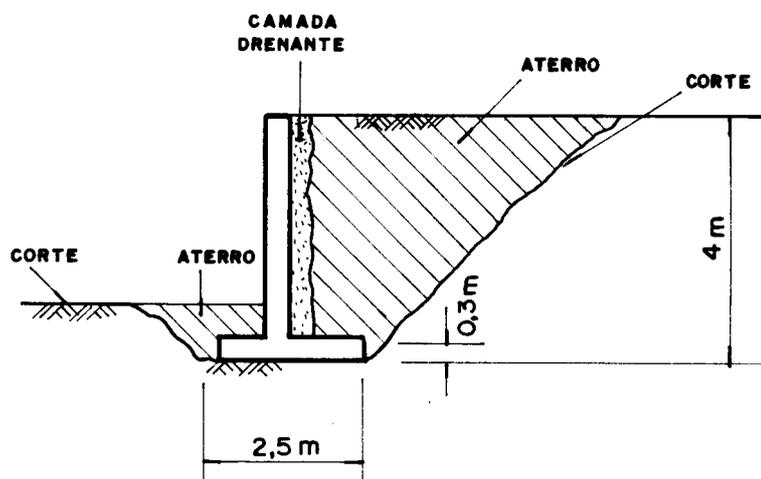


FIG. 29 — Exemplo de muro de arrimo em balanço

2 - Pórticos U de canais de grandes dimensões onde as paredes são construídas monoliticamente com uma laje de base muito espessa (fig. 30). A flexão da laje é controlada primariamente pelo seu próprio deslocamento angular e as paredes estão restringidas de transladar na base.

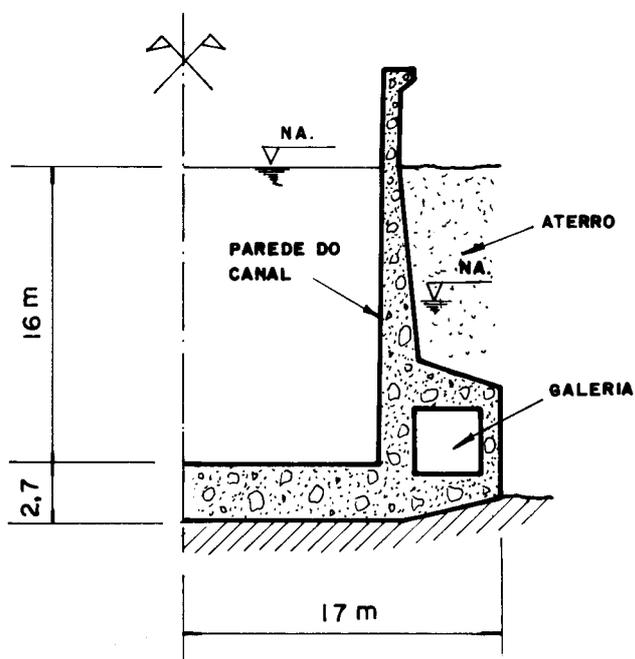


FIG. 30 — Exemplo de pórtico U de grandes dimensões (PORT ALLEN LOCK)

3 - Paredes de fundação de estruturas enterradas e que eventualmente suportam pisos de edificações (fig. 31). Considerando a estrutura completa, essas paredes de fundação são essencialmente indeslocáveis.

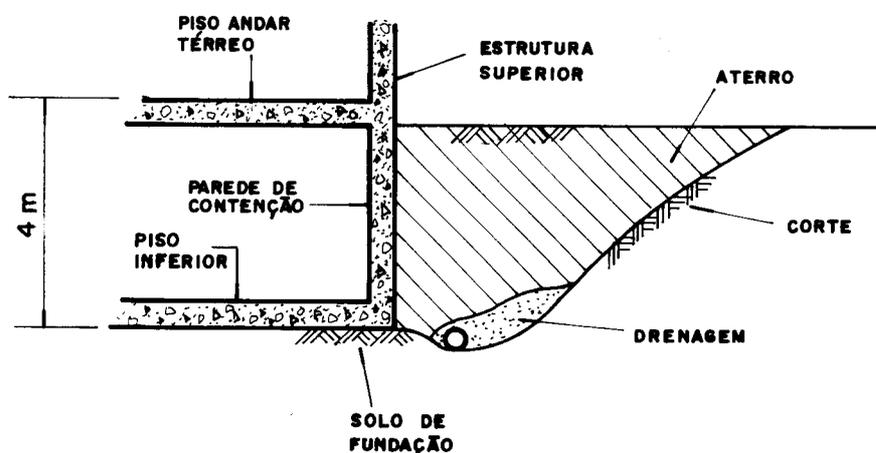


FIG. 31 — Exemplo de parede de fundação

4 - Construções em concreto de contenção de valas escoradas ou atirantadas para formarem uma parede permanente da estrutura final (fig. 32). Os valores de projeto para EI são altos mas podem haver movimentos apreciáveis dependendo da restrição ao deslocamento imposta durante a fase de construção.

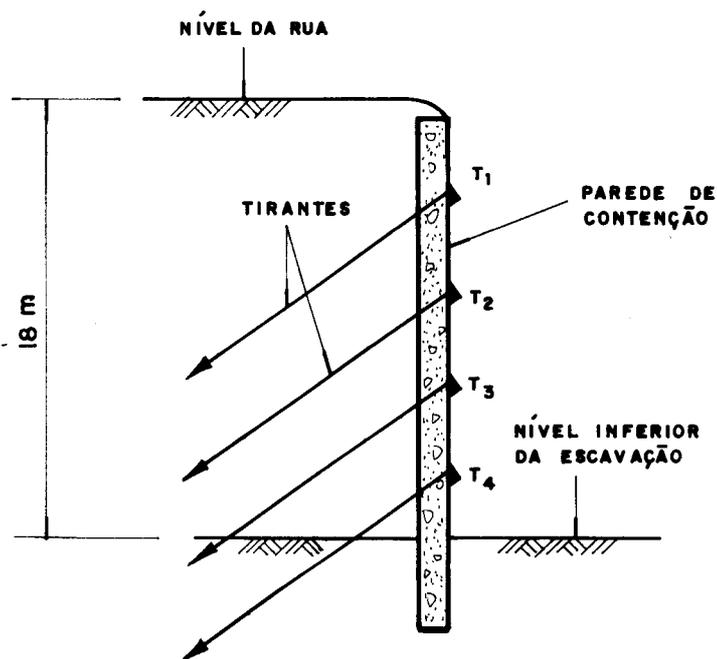


FIG. 32 — Exemplo de parede atirantada

5 - Estruturas rígidas para estabilização de taludes (fig. 33). Quando, por exemplo, é incrementado um estaqueamento a uma estrutura convencional de contenção, os movimentos desta dependem do método empregado para transferir as forças resistentes abaixo da superfície potencial de ruptura.

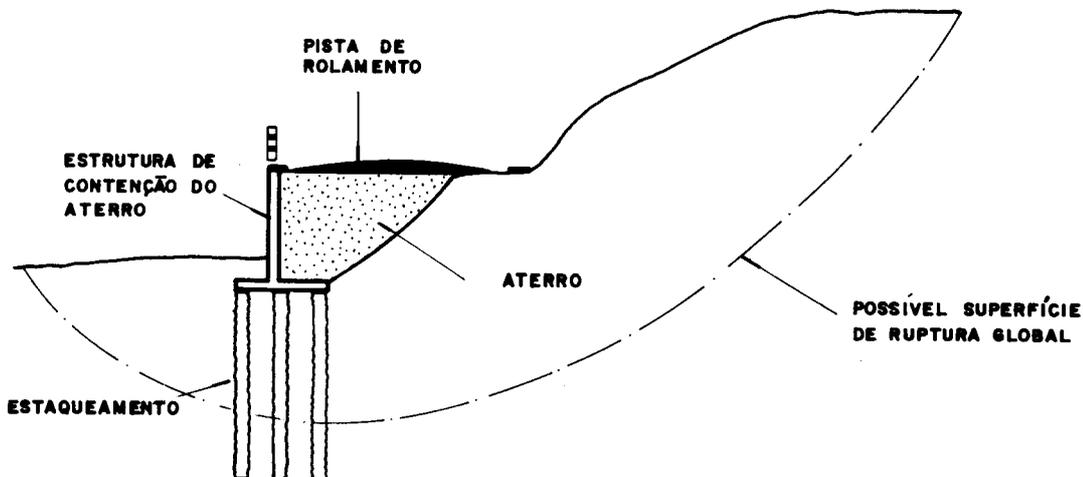


FIG. 33 — Exemplo de estabilização de taludes

Da análise de cada tipo de estrutura listada anteriormente, fica evidente que há um comportamento diferenciado das pressões laterais para cada caso, sendo necessário utilizar critérios diferenciados para o projeto.

Tendo em vista o comportamento estrutural quanto aos deslocamentos, faremos a seguir uma breve discussão dos critérios de projeto de alguns tipos de estruturas de contenção que consideramos de maior interesse para o estudo imediato de alternativas em argamassa armada.

2.7.1. MUROS DE ARRIMO EM BALANÇO

Para os muros de arrimo em balanço (fig. 29), em particular, pode ser desenvolvido totalmente o estado ativo e, de acordo com TERZAGHI & PECK (69), se a estrutura pode suportar o empuxo ativo, ela desloca mas não rompe. Esta afirmativa está baseada no estudo de Peck e outros de 1948, sobre paredes de contenção, no qual observaram que a maior parte das ruínas estudadas foi provocada pela incapacidade de suporte da fundação em argila e pouquíssimas por ruptura estrutural. BOWLES (15), no entanto, atribui isto ao fato de que, naquela época, o projeto estrutural de concreto armado utilizava um coeficiente aparente de majoração de cargas, γ_f , superior ao recomendado pelo ACI 318-71 (4) para o estado limite último de ruptura do concreto armado. Sugere, então, baseado em ensaios de Coyle, utilizar para o projeto de muros de arrimo em balanço, o valor do empuxo ativo obtido através das fórmulas simples de Rankine ou Coulomb e com essa carga fazer a verificação da estabilidade da estrutura. Para o cálculo da seção transversal em concreto armado, no entanto, Bowles considera que utilizar o coeficiente $\gamma_f = 1,4$ como recomendado pelo ACI 318-71 para cargas permanentes, conduzirá a resultados muito baixos. Sugere, ainda, utilizar no projeto os seguintes procedimentos:

1 - Majorar os esforços por $\gamma_f = 2,0$ para muros de arrimo muito rígidos e por $\gamma_f = 1,7$ para muros flexíveis com aterro não coesivo em toda a zona de ruptura plástica de Rankine;

2 - Usar $\gamma_f > 1,7$ caso seja utilizado aterro coesivo ou zona de aterro menor que a de Rankine, sem que, no entanto, o coeficiente de empuxo equivalente do aterro ultrapasse o valor de $k_a = 1,1$.

As recomendações de ordem prática de outros pesquisadores equivalem às de Bowles e são baseadas no fato de que, sobre a parede de contenção, o estado de pressões laterais é intermediário e indeterminado, sendo chamado de repouso-ativado, pois a parede não é nem ind deslocável e nem indeformável para garantir o repouso, e os deslocamentos absolutos podem não ser suficientemente grandes para permi-

Sendo E_R e E_G as resultantes totais dos empuxos atuantes determinados de acordo com as distribuições de Rankine e de Coyle, respectivamente, e sendo M_R e M_G os momentos fletores correspondentes que ocorrem no engastamento da base da parede de contenção, verificamos que existem as seguintes relações, independentes do desnível H a ser contido:

$$\frac{E_G}{E_R} = 2 \quad (32)$$

$$\frac{M_G}{M_R} = 1,5 \quad (33)$$

Para o caso particular de uma parede com altura de $H = 4,00$ m, calculamos a armadura necessária para a seção de engastamento sujeita ao esforço M_R , de acordo com o dimensionamento a flexão de concreto armado no Estádio II, recomendado anteriormente à NB-1/61. Os materiais assim assumidos correspondem, a grosso modo, aos atuais concreto de $f_{ck} = 15$ MPa e aço CA-25.

Isto feito, a seção necessária obtida foi de altura útil $d = 28$ cm para largura $b = 1$ m, e armadura necessária $A_{s,nec} = 22,46$ cm²/m (fig. 35).

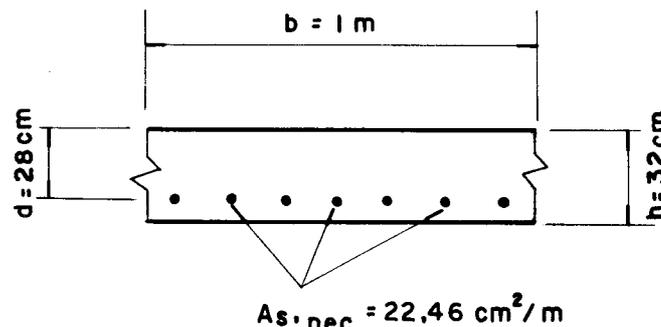


FIG. 35 — Geometria da seção necessária de concreto armado

Verificando a mesma seção no Estádio III, com as hipóteses de cálculo da NBR-6118 e de acordo com as tabelas de SANTOS (59), resultam os seguintes coeficientes de majoração dos esforços em relação aos momentos característicos determinados de acordo com as pressões laterais das figs. 34a e b, respectivamente:

$$\gamma_{f,R} = \frac{M_{ult}}{M_R} = 1,93 \quad (34)$$

$$\gamma_{f,G} = \frac{M_{ult}}{M_G} = 1,28 \quad (35)$$

Portanto, as seções transversais dimensionadas à flexão no Estádio II, possuem grande reserva de segurança em relação ao momento fletor determinado pelo empuxo ativo

tir a plastificação de toda a massa de solo a ponto de atingir o estado ativo.

De fato, diversas medições em massas de solo contidas por muros de arrimo têm sido realizadas e mostram que as tensões reais são muito diferentes das admitidas pelos modelos mais simples. No entanto, devido ao grande número de variáveis e incertezas envolvidas, MEYERHOF (44) propõe que, na prática geotécnica, sejam corrigidos os modelos simples através de fatores de modificação de carga f_a . Tais fatores majoram os coeficientes de empuxo ativo e diminuem os de empuxo passivo, sem contudo modificar a segurança total da obra em relação a modelos mais complexos.

Combinando esta proposição com as recomendações de ordem prática, no caso de muros de arrimo em balanço tem sido utilizado, para o projeto, o coeficiente de empuxo:

$$k_a' = k_a \cdot f_a \quad (31)$$

onde k_a é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine e f_a é escolhido de acordo com a sensibilidade e experiência do projetista entre 1,3 e 1,5, conforme a estrutura de contenção seja mais flexível ou mais rígida, respectivamente.

Sobre os esforços determinados com o coeficiente k_a' deve ainda ser aplicado o coeficiente de majoração de carga γ_f recomendado pelas normas de projeto de peças de concreto armado, ou outras.

Tendo em vista as recomendações de Bowles, a título de comparação calculamos uma seção transversal de concreto armado sujeita aos esforços de flexão provenientes das distribuições de pressões laterais propostas por Rankine e Coyle, conforme indicadas na fig. 34.

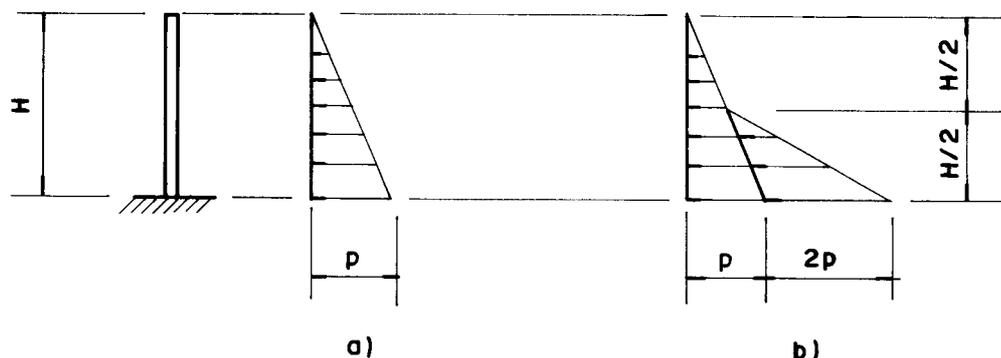


FIG. 34 — Distribuição de pressões na parede de contenção:
a) segundo RANKINE; b) observações de COYLE

de Rankine e estão, também, pouco abaixo do nível de segurança convencional exigido pela NBR-6118, quando utilizada a distribuição de pressões laterais determinada através das observações experimentais de Coyle.

Vale ressaltar que os valores de γ_f determinados acima só têm significado para o caso particular aqui considerado de $H = 4,00$ m. Como não existe relação linear entre d , A_E e M_{ult} , para outros valores de H haverá outros valores de γ_f . No entanto, tais valores estarão, certamente, nas proximidades dos acima determinados.

Em definitivo, dimensionar a seção transversal de muro de arrimo em balanço no Estádio III com o empuxo ativo de Rankine e não no Estádio II como nos projetos antigos, conduz a uma seção transversal com nível de segurança inferior ao preconizado pela NBR-6118. Dessa forma, a recomendação de majorar o empuxo de Rankine de valores entre 1,3 e 1,5, de acordo com a rigidez do conjunto solo/estrutura, tende a restabelecer o nível de segurança convencional.

De fato, recalculando uma seção transversal de altura útil pré-fixada em 28 cm e solicitada por um momento fletor característico 30% superior à solicitação de acordo com Rankine para $H = 4,00$ m, a armadura necessária no Estádio III corresponde à área $A_{E, nec} = 21,33$ cm²/m, ou seja, muito próxima daquela anteriormente obtida no Estádio II.

2.7.2. PÓRTICOS EM U

Em relação às estruturas de contenção formadas por pórticos em U, GOULD (26) analisa o comportamento de dois canais de eclusas semelhantes: Port Allen Lock e Old River Lock e mostra que as pressões laterais sobre a parede de contenção são impostas acima de tudo pelo desempenho estrutural mais do que o inverso. Discutiremos aqui algumas observações que consideramos importantes.

Em razão da galeria anexa ao canal (fig. 36), do grande peso próprio da estrutura e da sobrecarga vertical do aterro, foi verificado que a parede girou no sentido do aterro e maximizou o atrito no contato solo/estrutura. Isto desenvolveu pressões laterais excedendo o valor de repouso próximo à superfície do terraplano.

Verificou-se, também, que na laje de fundo o momento fletor máximo ocorre no meio do vão com tração na fibra superior, para a situação de canal vazio, sendo que os momentos fletores nessa laje são muito sensíveis à distribuição de pressões no solo de fundação.

Além disso, segundo CLOUGH & DUCAN (19), tais estruturas são altamente sensíveis às temperaturas sazonais, provocando pressões laterais de magnitude igual à vertical próximas da superfície do aterro, o que equivale a uma relação entre as pressões lateral e vertical de $k = 1$. O enchimento de água do canal até o nível do aterro em perfo-

dos de altas temperaturas sazonais aumenta muito as pressões sobre as paredes, excedendo a pressão provocada pelo peso do aterro ($k > 1$).

Ainda segundo Gould, se uma construção equivalente for carregada por métodos ou com materiais onde o engastamento da borda da laje inferior for muito menor, as pressões laterais podem ser como aquelas de paredes de contenção impedidas de transladar com valores próximos ao repouso na base e menor do que o repouso na parte superior da parede.

A nosso ver, esta é a situação nos pórticos U de menor porte que os citados. De fato, não havendo a galeria anexa à parede, o engastamento entre esta e a laje de fundo será minorado e, como as dimensões serão, em princípio, muito menores do que as induzidas pela fig. 36 e exemplificadas na fig. 30, o peso próprio não será tão significativo a ponto de poder provocar uma deformação na parede de encontro ao aterro.

Quanto ao aspecto da temperatura, existem poucos trabalhos para estruturas de grande porte, sendo raros para as estruturas de menor porte, onde normalmente este efeito é ignorado no projeto ou considerado de maneira secundária.

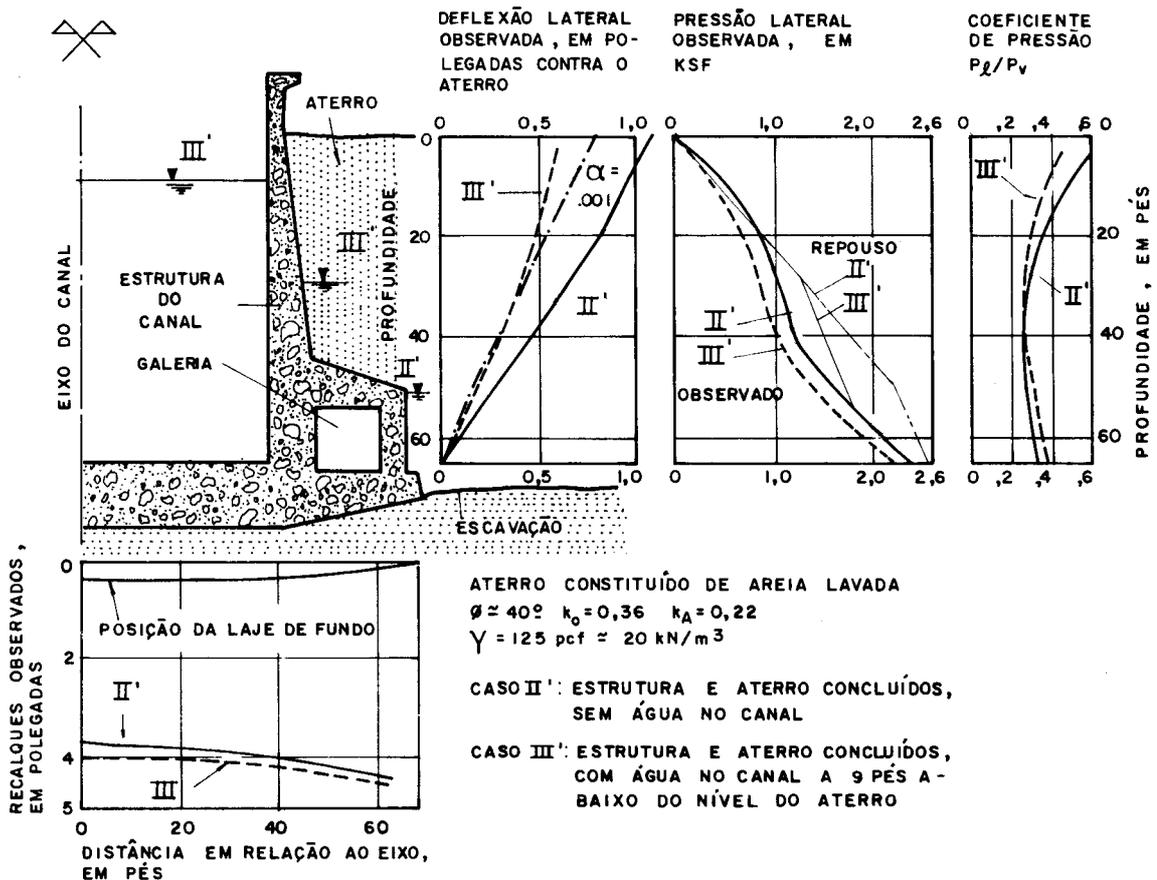


FIG. 36 — Old River Lock — Pressões laterais observadas (segundo GOULD)

2.7.3. PAREDES ESCORADAS

Na contenção de escavações de valas de largura não muito grande, o sistema construtivo mais utilizado é o de cravar ou moldar no solo pranchas verticais antes das escavações principais e encunhar linhas de escoras apoiadas em longarinas horizontais, enquanto a obra avança nas direções longitudinal e vertical (fig. 37a).

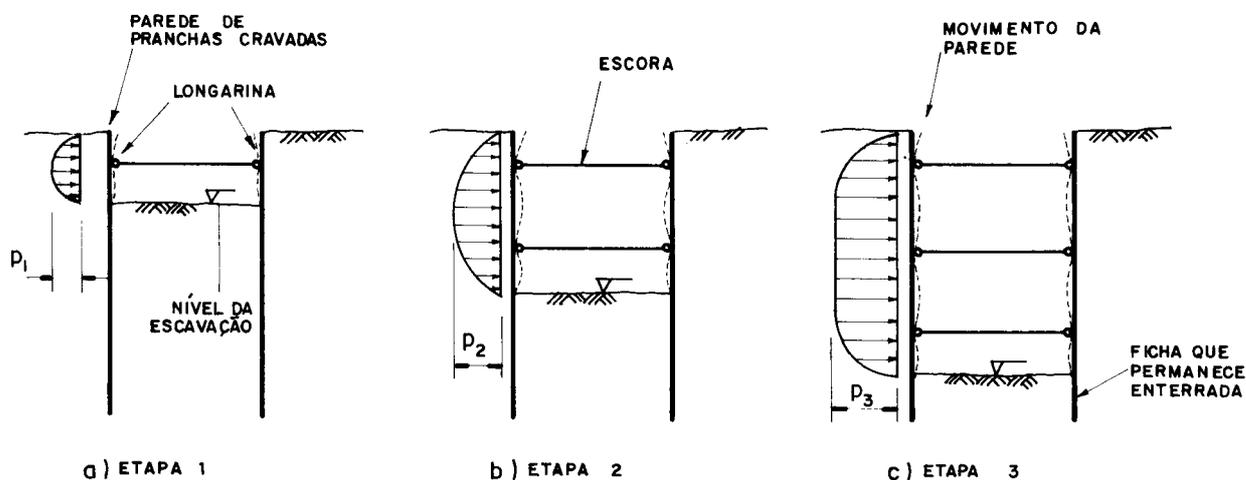


FIG. 37 — Esquema de desenvolvimento das pressões laterais em paredes escoradas durante as etapas de escavação em solo não coesivo.

Tal procedimento resulta em desenvolver deslocamentos laterais no maciço contido até uma certa magnitude entre cada nível de escavação e inibir o desenvolvimento desses deslocamentos através da colocação das escoras horizontais.

A medida que a escavação avança em profundidade, a parede de contenção, formada pelas pranchas previamente posicionadas, tende a movimentar, principalmente abaixo do escoramento. Nesse instante, são desenvolvidas novas pressões laterais nos trechos superior e inferior da escavação, até o momento da colocação da nova linha de escoras para a estabilização do sistema (fig. 37b).

Com as sucessivas etapas de escavação, colocação das longarinas e encunhamento das escoras ocorrendo, as pressões laterais ao longo da altura tendem a ser limitadas em magnitude, devido ao impedimento da movimentação da parede, após a colocação das escoras (fig. 37c).

Este sistema construtivo impõe que os deslocamentos se processem por rotação em torno de um ponto próximo do topo da parede de contenção. Tal processo, sendo diferente daquele dos muros de arrimo em balanço (onde os deslocamentos da parede ocorrem por tendência de rotação em torno da sua base) conduz a um estado de tensão na massa de solo distinto daquele dos muros de arrimo em balanço e, assim, não podem ser aplicadas as distribuições de tensões

apresentadas no item 2.3. Isto posto, faz-se necessário conhecer a distribuição de tensões correta.

Baseado em medições de carga em escoras, TERZAGHI & PECK (69) sugerem as distribuições de pressões laterais nas paredes de contenção de acordo com a fig. 38 para três diferentes tipos de solos:

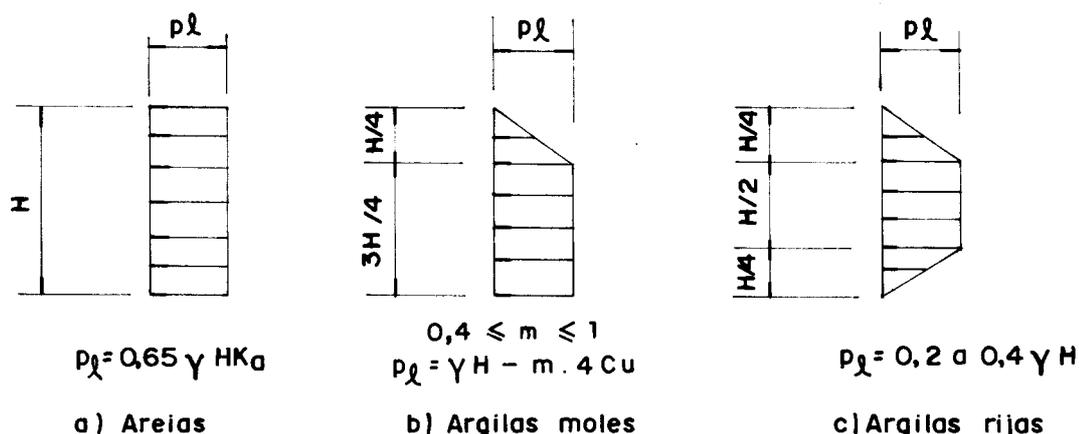


FIG. 38 — Distribuição de pressões em valas escoradas segundo TERZAGHI & PECK

Seguindo raciocínio semelhante, Tschebotarioff sugere utilizar, como carregamento de projeto para escoramento, os diagramas mais simplificados indicados na fig. 39, frutos de suas observações em escavações diferentes e mais profundas. Vale ressaltar que estes diagramas prescindem do conhecimento de algumas características dos solos que são utilizados nos diagramas da fig. 38 já que, segundo TSCHEBOTARIOFF (70), no atual estágio de conhecimento "... parece impraticável basear os cálculos essencialmente empíricos dos escoramentos nos valores teóricos do coeficiente de empuxo ativo k_a , cuja importância com relação aos processos mecânicos envolvidos é questionável."

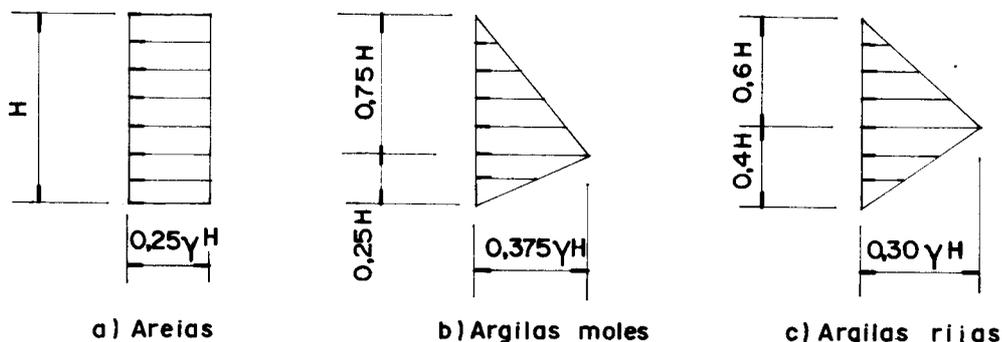


FIG. 39 — Distribuição de pressões em valas escoradas segundo TSCHEBOTARIOFF

Para se obter a carga em cada linha de escoras com qualquer das distribuições de pressões utilizadas, o procedimento indicado pelos autores citados é o de idealizar a parede de contenção como uma sucessão de vigas isostáticas verticais livres na extremidade superior e simplesmente apoiadas nas longarinas e na base da escavação pela ficha que permanece enterrada.

De acordo com Terzaghi e Peck, o comportamento de uma vala escorada fica condicionado ao espaçamento longitudinal das escoras e, em sendo assim, sugerem como distanciamento desejável metade da altura crítica H_c definida pela Eq. 12, sendo que, para os solos mais comuns, isto conduz a um espaçamento entre 0,80 e 3,00 m.

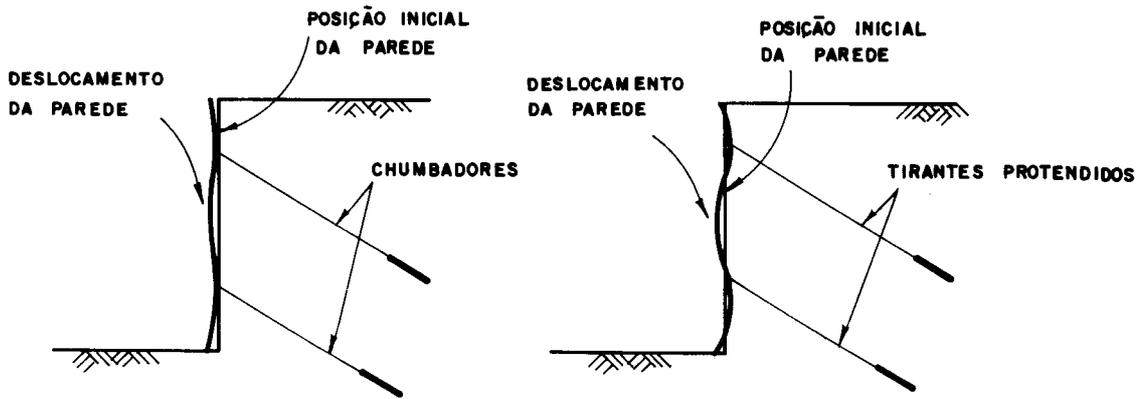
Ainda segundo os mesmos autores, não compensa economicamente estudar o comportamento do solo para desníveis de até 6,00 m, onde a relação custo/benefício é muito grande. No entanto, para cortes mais profundos, esta última relação passa a ficar interessante, como no caso das escavações abertas para construções metroviárias, onde as dimensões do corte e as características do solo adjacente devem ser consideradas em razão da economia resultante pela pesquisa das informações geotécnicas.

LAMBE (34) compara diversos métodos de cálculo e observações feitas para o metrô de Massachusetts realizadas entre 1967 e 1969 para prever o comportamento de escavações escoradas e conclui que o estado-da-arte de previsão do comportamento dessas estruturas está longe de ser bom. Em geral, os resultados de carga nas estroncas são próximos entre diversas formas de cálculo e os valores medidos, mas os deslocamentos das paredes determinados com base nas mesmas hipóteses são muito dispersos.

Esta situação é justificada, por Lambe, pelo fato de serem as escavações escoradas negligenciadas no estudo, visto que são normalmente utilizadas apenas em construções provisórias. Por essa razão, acredita que o julgamento do projetista frente ao problema a ser resolvido é de muito maior importância que utilizar este ou aquele método de cálculo.

Há de se ressaltar que a utilização das distribuições de pressões indicadas nas figs. 38 e 39 conduzem a resultados essencialmente conservadores, já que tais diagramas correspondem a envoltórias das máximas pressões laterais de diversas obras e, além disso, devem ser desprezados quaisquer efeitos favoráveis da continuidade dos elementos estruturais no projeto dessas obras.

Na prática, têm sido utilizados os citados diagramas de pressões para outros casos que não os de valas escoradas quando o sistema construtivo provocar deslocamentos na parede de contenção de modo semelhante ao citado aqui, ou seja, em torno do topo. É o caso, por exemplo, das paredes de contenção fixadas através de chumbadores como indicado na fig 40a).



- a) Ancoragem passiva : o esforço no tirante é determinado pelo deslocamento do maciço.
b) Ancoragem ativa : o deslocamento do maciço é determinado pelo esforço no tirante.

FIG. 40 — Deslocamentos da contenção em função da ancoragem

Note-se que, no caso da fig. 40a), a utilização da ancoragem passiva (chumbadores) não interfere no desenvolvimento das pressões no solo contido resultando numa situação análoga à das valas escoradas, pois os deslocamentos para fora da parede de contenção são permitidos, dentro das imposições de deformação dos chumbadores.

Já no caso da fig. 40b), a utilização da ancoragem ativa (tirante protendido) interfere no desenvolvimento das pressões no solo contido, pois os deslocamentos da parede são impostos pela força de protensão aplicada nos tirantes, podendo até provocar movimentos da parede contra o solo. Nesse caso, o procedimento para o cálculo das pressões laterais é o das cortinas atirantadas e paredes diafragmas, o qual não será considerado neste texto.

CAPITULO 3 ARGAMASSA ARMADA

3.1. BREVE HISTÓRICO

As origens da argamassa armada confundem-se no tempo com as origens do concreto armado. De fato, quando, em 1856, na França, Lambot patenteava "um aperfeiçoado material de construção a ser usado como substituto da madeira em construções navais e arquitetônicas e também para finalidades domésticas onde a umidade deve ser evitada" (29), muitos autores localizam historicamente aí o primeiro passo de um caminho bem sucedido do concreto armado tradicional.

No entanto, o material a que se referia Lambot, era constituído de "uma rede ou conjunto de arames ou barras metálicas encaixadas ou cimentadas juntas com cimento hidráulico de tal maneira a formar vigas ou pranchas de qualquer tamanho desejado" (fig. 41).

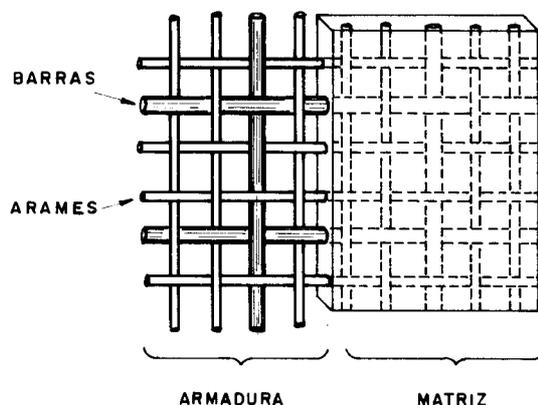


FIG. 41 - O "Ferciment", de Lambot

Note-se que este material, denominado de 'ferciment' por Lambot, possuía algumas das características com as quais denotamos o material que hoje identificamos como argamassa armada, ou seja: armadura fina e bastante distribuída, eventualmente reforçada com barras de maior diâmetro, envolta por uma matriz, no caso composta apenas de cimento e água.

Com o passar do tempo, o 'ferciment' foi sendo modificado por outros pesquisadores, até que Monier, no fim do século XIX, contrói e patenteia diversas peças utilizando um material já com as características do moderno concreto armado, onde a armadura distribuída original é concentrada em barras de maior diâmetro e colocada nas regiões tracionadas e de maiores tensões.

A utilização do 'ferciment' primitivo ficou restrita, durante quase cem anos, a pequenas construções, principalmente navais, até que Nervi, a partir de 1943, começou a realizar experiências com um material o qual nomeou, em italiano, como 'ferro-cemento' e que foi "... baseado no princípio de uma placa de pequena espessura, fortemente armada obtida por forçar uma boa quantidade de argamassa, feita de cimento e areia, através de diversas camadas de telas de aço e barras de pequeno diâmetro, justapostas para formar uma seção somente pouco menos espessa que a peça final" (49).

Imediatamente após a Segunda Guerra Mundial, muitas obras civis e navais estavam por fazer na Europa e, chamado a projetar e executar algumas delas, NERVI (49), (50) utilizou largamente o 'ferro-cemento' em vista dos resultados de suas experiências, os quais considerou "... extremamente promissores, não somente em razão da excepcional flexibilidade, resistência e ausência de fissuração das lajes que são obtidas, mas mesmo porque a argamassa conseguiu ser ajudada pela tela e poderia simplificar a forma ou mesmo dispensá-la totalmente."

Obras notáveis foram realizadas nessa época, não só pelo arrojo como também pela rapidez de execução. Algumas delas não podem deixar de ser mencionadas:

- motoveleiro Irene de 1650 kN, em 1945;
- cobertura em arco de 95 m de vão do Palácio de Exposições de Turim, em 1948/49;
- cobertura em abobada de planta retangular de 55 x 165 m² do Salão C do Palácio de Exposições de Turim, em 1952;
- cúpula esférica de 60 m de diâmetro do Palacete de Esportes de Roma, em 1955/56;
- cúpula esférica de 100 m de diâmetro do Palácio de Esportes de Roma, em 1958/60.

A partir dessas construções bem sucedidas, Nervi realizou um trabalho de difusão do 'ferro-cemento' pelo mundo, através de livros, artigos e conferências, sendo que suas idéias germinaram e foram desenvolvidas em diversos países, de acordo com as particularidades e necessidades

regionais. De fato, no Sudeste Asiático, muitas são as construções de argamassa armada executadas de modo artesanal, tais como pequenos barcos, silos, reservatórios de água, biodigestores e canais de drenagem. Já no Leste Europeu, principalmente, as construções civis utilizando elementos pré-moldados de argamassa armada são bastante difundidas e esta região do mundo desfruta de um desenvolvimento muito grande em relação a esses pré-moldados. Na América do Norte e na Europa Ocidental, por outro lado, a argamassa armada encontra larga aplicação em construções navais de pequeno e médio porte executadas em estaleiros especializados.

3.2. O GRUPO DE SÃO CARLOS

No Brasil, a semente de Nervi germinou na Escola de Engenharia de São Carlos, com os primeiros estudos, a partir do início da década de 60, do chamado Grupo de São Carlos, liderado pelos Profs. Martinelli e Schiel e, pouco após, também pelo Prof. Petroni.

Inicialmente, procurou-se estudar as características do material, adaptando-o às condições econômicas do país, pela redução do consumo de cimento e da taxa de armadura empregada. Com efeito, Nervi utilizava cerca de 1000 kg de cimento e 500 kg de aço por m³ de argamassa e o Grupo de São Carlos passou a utilizar uma argamassa de cimento e areia no traço típico em peso de 1:2, com consumo de cerca de 700 kg de cimento por m³ de argamassa e uma taxa de armadura de cerca de 250 kg de aço por m³ de argamassa, sem que o material perdesse as características principais de elevado desempenho, como formação de primeiras fissuras a partir de deformações específicas da ordem de 10⁻³, grande alongabilidade e estanqueidade.

Com o intuito de diferenciar o material utilizado aqui com aquele 'à la Nervi', o Grupo de São Carlos redenominou-o de argamassa armada ao invés da tradução direta de Ferrocimento, mesmo porque trata-se de um material constituído por uma matriz de argamassa de cimento e areia reforçada com armadura difusa.

As aplicações iniciais da argamassa armada, no Brasil, foram vigas retas para cobertura, sendo que as principais dessas obras projetadas ou assessoradas pelo Grupo de São Carlos são listadas a seguir:

- cobertura plana de 10 m de vão de pavilhões da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), em 1960;
- 3.000 m² de cobertura plana com vãos livres de até 12 m do Depto. de Arquitetura e Planejamento da EESC, em 1968/69;
- 1.500 m² de cobertura plana com vãos livres de até 21 m da Fábrica de Laticínios de São Carlos, em 1975;
- 15.100 m² de cobertura plana com vão livre de

23 m do Terminal Rodoviário de Florianópolis, em 1980.

Além das coberturas, foram executadas, desde 1963, inúmeras piscinas e reservatórios enterrados de argamassa armada utilizando moldagem local e/ou pré-moldagem, sendo que esta tecnologia, mostrada por MACHADO JR. (40), já é bastante difundida na região de São Carlos.

Outra aplicação de merecido destaque é a execução de reservatórios ao nível do solo com parede ondulada e cujo sistema construtivo é composto de abobadas pré-moldadas de argamassa armada. Foram construídos, entre 1981 e 1983, um reservatório para 2.700 m³ em São Carlos e quatro outros para 900 m³ cada, em Americana-SF.

3.3. A ARGAMASSA ARMADA PELO BRASIL

Fora do âmbito do Grupo de São Carlos, outras aplicações encontram destaque pelo interesse social despertado e pelo porte.

É o caso das obras realizadas pela PREFEITURA MUNICIPAL DE SALVADOR (54), através da Companhia de Renovação Urbana de Salvador - RENURB, a qual desenvolveu, com a assessoria do Prof. Schiel, um programa de implantação de infra-estrutura urbana, drenagem e saneamento básico em bairros de baixa renda e difícil acesso, suportado na utilização de elementos leves pré-moldados de argamassa armada.

Essencialmente, essas obras constam de revestimento de canais trapezoidais e retangulares, muros de arrimo de pequeno porte e escadarias drenantes (12), as quais foram executadas no âmbito e nas proximidades de favelas da Região do Vale do Rio Camurujipe, em Salvador, e de tal modo que fosse possível o transporte manual dos componentes pré-moldados.

A experiência em Salvador foi tão bem sucedida que a RENURB ampliou suas atividades em argamassa armada, passando também a executar diversas peças pré-moldadas de uso urbano, tais como, bancos de jardim, floreiras, abrigos de ônibus, bancas de jornais, etc. (55).

A partir do primeiro contato em Salvador e adicionando a criatividade e a experiência obtida ao longo de muitas obras, o Arquiteto João Filgueiras Lima, da equipe pioneira da RENURB, passou a expandir seu campo de atuação desenvolvendo os primeiros estudos de uma "Escola Transitória", no Estado de Goiás, toda ela composta de elementos leves pré-moldados de argamassa armada, com a particularidade de poder ser instalada e desmontada de acordo com as necessidades da população em cada local de implantação.

Posteriormente, o Arqto. Filgueiras Lima passou a trabalhar para o Governo do Estado do Rio de Janeiro no projeto que se convencionou chamar de "Fábrica de Escolas", projeto este semelhante ao da "Escola Transitória", devida-

mente adaptado às condições climáticas do Rio de Janeiro e onde a escola é toda ela constituída por elementos pré-moldados desde o piso até a cobertura. A experiência trouxe resultados tão bem sucedidos que, na ocasião da conclusão deste texto, a produção daquela fábrica, em volume de argamassa produzida, é de 2 escolas por dia. Além disso, a produção foi, à semelhança de Salvador, diversificada, fabricando também outros equipamentos urbanos tais como abrigos de ônibus e bancos de jardim.

Dentro deste enfoque panorâmico deve ser citada, também, a atividade do grupo de pesquisas liderado pelo Prof. Alexandre D. V. Diógenes, da Universidade Federal do Ceará, que, sob o título de "Projeto Ferrocimento", vem desenvolvendo pesquisas e aplicações com o material visando a execução artesanal.

3.4. CARACTERÍSTICAS DA ARGAMASSA ARMADA

A argamassa armada pode ser compreendida como um tipo particular de concreto armado empregado em peças de diminutas espessuras para o qual, sendo retirado o agregado grão do concreto simples, resta um material, a argamassa estrutural, que envolve uma armadura de reforço, preferencialmente composta por fios de pequeno diâmetro. Dessa forma, fica difícil separar a argamassa armada do que se entende, em termos qualitativos, por concreto armado.

No entanto, as tentativas de caracterização da argamassa armada tomando por base parâmetros físicos bem definidos, tais como quantidade de armadura por unidade de volume da argamassa, consumo de cimento ou superfície específica da armadura em contato com a argamassa, tem-se mostrado aquém das expectativas. De fato, o Grupo de São Carlos vem empregando valores de certos parâmetros abaixo dos limites sugeridos pelos pesquisadores internacionais, citados em HANAI (29), sem que as características essenciais do material sejam afetadas de maneira significativa.

Mais significativo que parâmetros físicos é importante realçar que o concreto armado difere da argamassa armada nos aspectos tecnológicos de produção do material e execução das peças, haja visto que: a) cuidados especiais devem ser dispensados durante a fase de cura em razão do proporcionalmente elevado consumo de cimento; b) o controle do posicionamento da armadura deve ser mais rigoroso em razão da utilização de pequenos cobrimentos; c) o controle dimensional das fôrmas, quando houverem, deve ser mais rigoroso em razão das pequenas dimensões exigidas pelas peças; d) quando da utilização de pré-moldados, o tratamento de projeto assemelha-se em muito ao das estruturas metálicas.

Isto posto, o material que será considerado neste texto é a argamassa armada tal qual utilizada tradicional-

mente pelo Grupo de São Carlos, ou seja: uma matriz de cimento Portland CP-320 e agregado miúdo com grãos de diâmetro máximo característico inferior a 4,8 mm, no traço típico de 1:2 em peso e fator água/cimento da ordem de 0,38 a 0,45, a qual é reforçada pela armadura. Quanto a esta, é composta por telas eletro-soldadas de aço CA-60B, diâmetro da ordem de 2 a 3 mm e malha 5x5 ou 2,5x5 cm², além de barras ou fios suplementares de aço comum, quando necessário.

Com relação à tela, outras são possíveis de emprego, tais como a tela tecida de malha quadrada, fabricada para uso em peneiras; a do tipo 'galinheiro' de malha hexagonal; ou mesmo a tela de estuque, tipo 'deployé'. A preferência pela tela eletro-soldada deve-se ao fato do melhor manuseio durante o corte e o posicionamento, além de ser fabricada com fios de aço de maior resistência mecânica.

Quanto ao revestimento utilizado para a armadura, será adotado da ordem de 5 a 7 mm, tendo em vista a utilização prevista das peças aqui projetadas em ambiente agressivo. Ressalte-se, também, que revestimentos da ordem de 2 mm, como recomendado por NAAMAN (48), só são justificados para peças cuja proteção da armadura é garantida por outros meios especiais.

Em relação às formas, serão consideradas aqui, para efeito de cálculo de custos, apenas formas metálicas ou de alvenaria, quando possível, em vista da melhor precisão dimensional das peças com elas executadas em relação às formas tradicionais de madeira, mais usuais para o concreto armado.

Após o posicionamento da armadura e o enchimento da forma com a argamassa, é imprescindível executar uma vibração conveniente de modo a permitir um perfeito adensamento. Esta vibração pode ser executada através de motovibradores de forma e cavaletes vibratórios, quando houverem formas fechadas e vibradores de placa, no caso de formas abertas, como as de alvenaria. Vibradores de agulha não são recomendados.

Para a cura das peças é recomendado proceder de acordo com a boa técnica tradicional, garantindo a umidade do ambiente através da aspersão de água sobre a superfície aparente da peça, preferencialmente protegida por areia, sacos de aniagem ou mantas de espuma. Sempre que possível, no entanto, recomenda-se proceder à imersão total, em tanque de água, da peça ainda na forma e logo nas primeiras horas após a concretagem, prática esta que tem apresentado excelentes resultados. Não existe qualquer restrição quanto ao uso de cura a vapor.

Utilizando-se os procedimentos acima indicados, prevê-se a obtenção de uma argamassa de resistência à compressão simples da ordem de $f_{ck} = 30$ MPa e módulo de deformação longitudinal da ordem de $E = 30$ GPa, a qual permitirá a execução de peças com retardamento das fissuras visíveis e muito boa estanqueidade.

3.5. CALCULO DE PEÇAS FLETIDAS

Desde os primeiros estudos de Nervi e Oberti, em 1947, tem-se procurado um procedimento de análise para o dimensionamento de peças de argamassa armada baseado em verificações experimentais de modelos reduzidos ou em escala natural. Muitos pesquisadores têm-se dedicado, na atualidade, a estabelecer as equações matemáticas que permitam a avaliação de desempenho dessas peças. Diversas equações têm sido propostas, como pode ser observado em HANAI (29), porém com aplicação prática discutível.

Neste último quarto de século, o Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos também dedica-se, de maneira independente, a esta tarefa e a experiência acumulada em estudos teóricos, ensaios laboratoriais e observações de obras executadas, permite propor o procedimento de análise exposto adiante.

Cabe ressaltar que, paralelamente à conclusão deste texto, a Comissão de Estudos CE-18:05-14 Argamassa Armada da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas elabora um ante-projeto de norma para o projeto e execução de peças de argamassa armada com a participação direta do Grupo de São Carlos e de renomados pesquisadores. Após a conclusão dessa norma, muitos dos procedimentos aqui indicados deverão ser ratificados e alguns retificados, em razão dos estudos em andamento.

3.5.1. PRE-DIMENSIONAMENTO - ESTADIO I

Tendo em vista o maior custo unitário dos materiais componentes devido à melhor resistência mecânica, e considerando a facilidade de moldagem de quaisquer formas de seções transversal e longitudinal, quando comparado com o concreto armado, é procedimento corrente no estudo de peças em argamassa armada procurar resistir ao carregamento atuante através da "Forma" ao invés da "Força". Com isto, pretende-se obter peças de volume mínimo a fim de reduzir o custo final, mantendo a necessária segurança estrutural.

Nesse sentido, ao invés da utilização de seções retangulares simples, é desejável o emprego de seções transversais mais convenientes para resistir aos esforços de flexão. As seções transversais típicas para essa situação são aquelas com uma alta relação módulo resistente/área, tais como T, U, I, V, em onda, etc. (fig. 42).

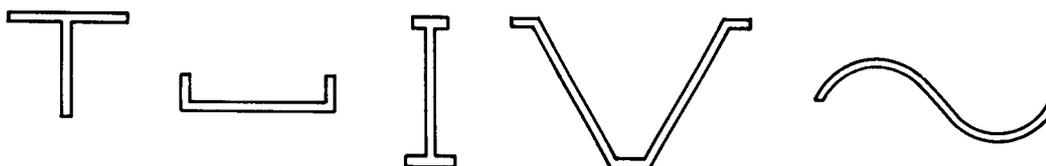


FIG.42— Seções transversais típicas para a Argamassa Armada

Na fase de ante-projeto, a escolha adequada das dimensões pode ser feita, inicialmente, através da pesquisa da seção transversal que conduza a um módulo resistente W suficiente para manter uma tensão normal de tração de referência dentro de um limite empírico de 8 MPa. Isto corresponde a pré-dimensionar a seção transversal sujeita ao momento fletor solicitante, como dentro de um fictício regime elástico, ou Estádio I (fig. 43).

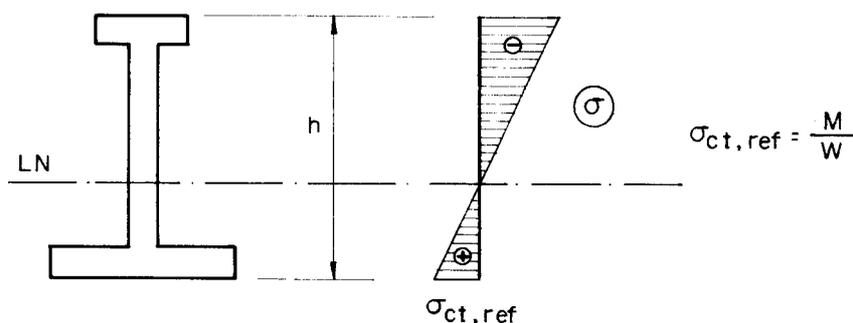


FIG.43 — Pré-dimensionamento da seção transversal - Estádio I

A experiência mostra que uma peça inicialmente considerada como aqui exposto estará sujeita a um Estado de Fissuração com aberturas de 0,08 a 0,1 mm nas seções transversais cuja solicitação, devido ao carregamento, for pouco superior ao esforço de fissuração, comentado no item 3.5.4.

3.5.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO - ESTÁDIO III

A peça pré-dimensionada como citado anteriormente e acrescida das telas consideradas como necessárias, deve ser verificada quanto à necessidade ou não de armadura suplementar a fim de resistir a um esforço de cálculo M_d como preconizado pela NBR-6118 para as peças de concreto armado.

Tomando por base as mesmas hipóteses de cálculo daquela norma, a determinação da armadura suplementar, no Estado Limite de Ruptura, somente difere do tradicional pela necessidade da pesquisa interativa da linha neutra em

e seção transversal de pequena altura útil. No caso dos módulos de deformação serem diferentes, porém, a simplificação ainda é válida, desde que seja corrigido o acréscimo nas barras suplementares pela relação entre os módulos de deformação das armaduras.

3.5.4. ESFORÇO DE FISSURAÇÃO

Para avaliação do momento fletor M_r que teoricamente implica no aparecimento da primeira fissura na seção transversal, foram tomadas por base as hipóteses da NBR-6118 tanto com relação à determinação da deformação limite de tração quanto com relação à consideração dos efeitos da retração e da contribuição da armadura. Isto resulta em utilizar os diagramas de deformação e tensão indicados na fig. 46.

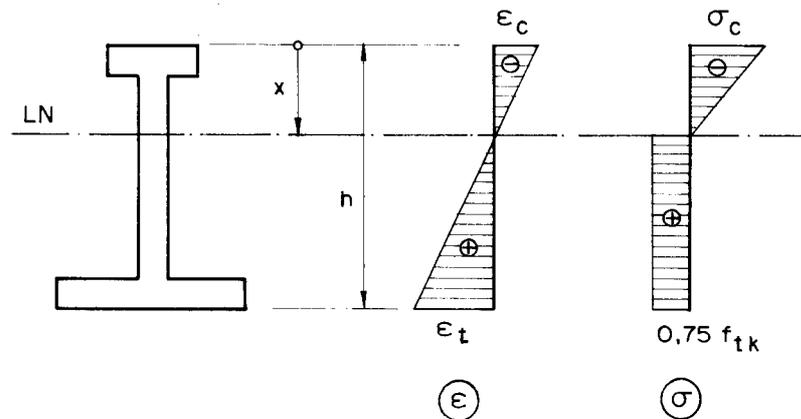


FIG.46- Deformações e tensões na seção transversal para determinação de M_r

Na falta de ensaios específicos para os estudos aqui realizados, o valor da tensão característica de tração da argamassa foi tomado como sendo:

$$f_{tk} = 0,7 + 0,06 f_{ck} \quad (\text{MPa}) \quad (37)$$

A Eq. 37 é a da NBR-6118 e fornece resultados compatíveis com os obtidos em laboratório para uma tensão característica de compressão da argamassa da ordem de 30 MPa, comumente utilizada.

A determinação do esforço de fissuração com as hipóteses citadas, tem fornecido resultados teóricos de boa concordância com as observações experimentais, tanto para seções transversais compostas, como por exemplo em I, como para placas de seção transversal retangular.

onde: w_m = abertura média de fissura
 a = espaçamento dos fios transversais da tela
 θ = fator de diminuição, tomado igual a 0,7
 σ_s = tensão máxima em serviço da armadura
 E_s = módulo de deformação da armadura

Para efeito de projeto, foi considerado como limite superior para essa abertura média de fissura o valor de 0,05 mm.

Quanto à determinação da tensão em serviço da armadura, o procedimento adotado neste trabalho é o de considerar a seção transversal trabalhando no Estádio II, de acordo com as hipóteses clássicas de seção homogeneizada desenvolvidas em AMARAL (3) e acrescida da consideração, neste texto, da colaboração dos fios longitudinais das telas na alma e nas mesas, se existentes. Tal procedimento resultou em um programa para cálculo automático das tensões nas armaduras e na argamassa nos Estádios I e II, além da posição da linha neutra e da inércia da seção fissurada.

Para fins de cálculo, a seção transversal é considerada como sendo a superposição das seguintes seções resistentes: a) área comprimida de argamassa acima da Linha Neutra; b) "perfil metálico" de espessuras proporcionais à taxa de armadura da alma; e c) barras suplementares das mesas acrescidas da diferença de área entre as mesas do "perfil metálico" e a armadura de tela em cada mesa (fig. 45).

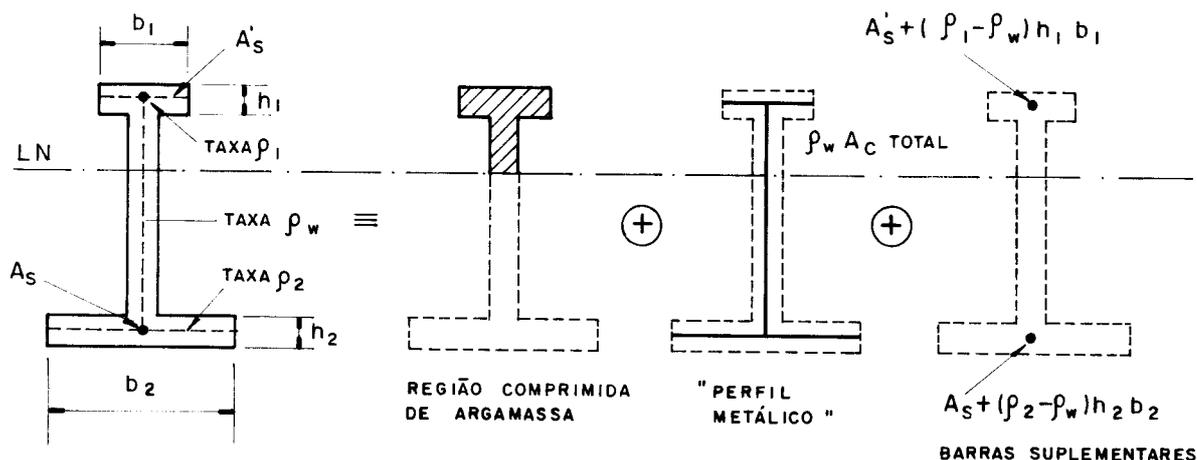


FIG.45 - Esquema da simplificação para cálculo no Estádio II

Ressalte-se que esta consideração, além de simplificar as deduções matemáticas, não acarreta erro teórico além dos inerentes ao próprio método de cálculo no Estádio II, desde que o módulo de deformação das telas seja igual ao módulo das barras suplementares e a armadura de tela seja bem distribuída ao longo da seção transversal pois a assimilação das telas de aço a uma chapa fina pode trazer erros apreciáveis quando se tomam malhas de grande abertura

função da consideração favorável dos fios tracionados da(s) tela(s) existente(s) na alma da seção transversal (fig. 44). Tal pesquisa, no entanto, não acarreta dificuldades do ponto de vista matemático, sendo de relativa facilidade escrever um programa para esse fim, como o desenvolvido pelo autor para as verificações realizadas neste trabalho.

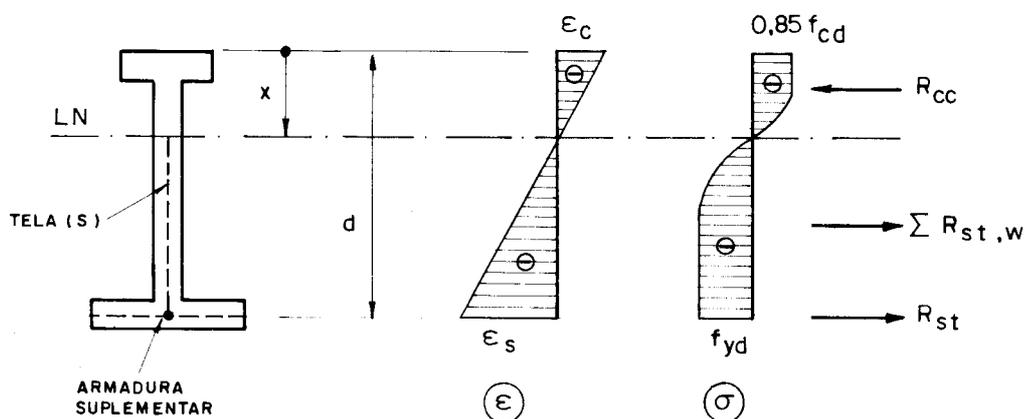


FIG. 44 - Deformações, tensões e resultantes na seção transversal - Estádio III

3.5.3. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO - ESTÁDIO II

Determinadas as dimensões e a armadura total da peça, a verificação do Estado de Fissuração pode ser feita, na falta de resultados mais específicos, através do critério simplista a seguir exposto.

Segundo as conclusões de LOGAN & SHAH (39), a argamassa armada é um caso especial de concreto armado onde a substancialmente maior superfície específica da armadura que escoou e a presença obrigatória de fios transversais da tela, gera consideravelmente menor extensão de fissuras para a mesma tensão no aço que o concreto armado. Além disso, LEONHARDT (38), citando trabalhos de Schiessl para o concreto armado, conclui que "... fissuras com aberturas de até 0,4 mm não causam nenhum aumento do perigo de corrosão ..." da armadura, além de que "... a armadura não pode impedir a formação de fissuras".

Baseado nesses pressupostos, nas recomendações quanto à fissuração da norma russa SN 366-67 (71) e considerando a diminuição da abertura da fissura pela colaboração da aderência parcial da barra tracionada, é utilizado nesse trabalho o critério empírico de estimar a abertura média de fissuras através da seguinte equação:

$$w_m = a \theta \sigma_s / E_m \quad (36)$$

3.6. CONSIDERAÇÃO DO CISALHAMENTO

Em relação à verificação da Resistência ao Cisalhamento em peças fletidas de argamassa armada, o procedimento mais indicado na atualidade, apesar de outras recomendações mais simplistas, é o de aplicar as hipóteses de cálculo de acordo com a NBR-6118 em tudo que lhe for pertinente, tanto para lajes quanto para vigas.

Assim, as nervuras das peças fletidas são consideradas apenas como vigas simples cuja armadura de cisalhamento existente é composta pelos fios transversais da tela eletrosoldada. Quanto aos fios transversais, há suficiente ancoragem mecânica destes em razão da solda nos cruzamentos dos fios em cada direção.

As mesas das peças estudadas foram consideradas como lajes e verificadas as suas espessuras de modo a prescindir de armadura transversal, as quais não poderiam existir por motivos construtivos.

Vale ressaltar que, em geral, o cisalhamento não é o esforço principal em razão da própria geometria das peças e dos fios transversais das telas utilizadas, de modo que a armadura necessária indicada pelo cálculo teórico normalmente é inferior à existente.

Cuidados especiais, no entanto, devem ser tomados nas regiões de concentração de tensões em virtude das diminutas espessuras correntemente empregadas. Estes cuidados podem ser resumidos como engrossamento da seção, reforço do número de telas utilizadas a título de fretagem, emprego de placas metálicas de distribuição e outros que se fizerem necessários.

3.7. CÁLCULO DE PEÇAS TRACIONADAS

Estudos mais conclusivos quanto ao comportamento de elementos estruturais de argamassa armada sujeitos unicamente ao esforço de tração simples ainda estão em andamento pelo Grupo de São Carlos. No entanto, para o dimensionamento desses elementos, o procedimento atual é considerar a seção transversal da armadura como a única responsável pela segurança da peça, desprezando qualquer colaboração da argamassa.

Além disso, tendo em vista as particularidades dos elementos aqui estudados, é utilizado neste trabalho, como critério adicional de cálculo, que a abertura média das fissuras seja limitada a um valor de 0,05 mm. Tal abertura média é avaliada através da Eq. 36, tomando-se para o coeficiente θ o valor unitário, ou seja:

$$w_m = a \cdot \sigma_s / E_m \quad (36')$$

As indicações anteriores parecem satisfatórias quando a tela utilizado é do tipo eletrosoldada, não podendo dizer-se o mesmo para outros tipos de tela.

3.8. CALCULO DE PEÇAS COMPRIMIDAS

Apesar da pequena quantidade de estudos a respeito, o dimensionamento de peças comprimidas de argamassa armada é realizado com base no critério de que a tensão de cálculo, obtida no Estado Limite Último pela consideração dos fatores de majoração das ações, seja inferior à seguinte tensão de compressão última:

$$f_{c,ult} = 0,45 f_{ck} \quad (38)$$

Este critério, de NAAMAN (48), apesar de ser aparentemente conservador, justifica-se em face da observação de que as peças comprimidas de argamassa armada possuem um comportamento característico, no qual ocorre diminuição da capacidade resistente para dadas taxas de armadura, quando comparada com a da peça não armada. Observa-se também que incremento dessa capacidade resistente só passa a ocorrer a partir da utilização de um grande número de telas.

Isto sugere tratar as peças comprimidas com prudência, mesmo porque sempre existe o perigo de flambagem dos fios longitudinais das telas. Esta tendência à flambagem ocorre por falta de travamento perpendicular ao esforço, principalmente em razão das pequenas espessuras utilizadas nas peças.

CAPÍTULO 4 ALTERNATIVAS DE SOLUÇÃO

4.1. DADOS INICIAIS

Como já citado no Capítulo 1, diversas soluções são possíveis para um mesmo problema de contenção, ficando, em geral, a cargo do projetista escolher aquela que melhor se adapte às condições locais.

Neste texto é considerado que a solução de muro de arrimo em balanço satisfaz as necessidades de um determinado problema, pelo menos a nível preliminar. Dessa forma, a partir da solução convencional executada em concreto armado, outras quatro estruturas alternativas utilizando elementos pré-moldados de argamassa armada são propostas e analisadas.

A fim de limitar o universo de condicionantes inerentes a um problema real, a simulação aqui estudada pressupõe que, para todas as alternativas, a contenção a ser executada é composta de um aterro de solo não coesivo com as seguintes características:

peso específico: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
ângulo de atrito interno: $\phi = 30^\circ$
terrapleno de superfície horizontal

Para cada alternativa estudada, o desnível entre a superfície do terrapleno contido e a superfície acabada à frente da estrutura de contenção será adotado como sendo de 2,00; 3,00 e 4,00 m, com o intuito de, a partir da análise dos resultados obtidos, procurar delimitar as faixas de utilização de cada estrutura alternativa (fig. 47).

Como, durante o decorrer da vida útil da obra, o terreno à frente da ponta da sapata pode ser escavado ou

erodido, não é recomendável considerar o empuxo passivo favorável que pode aí ser desenvolvido.

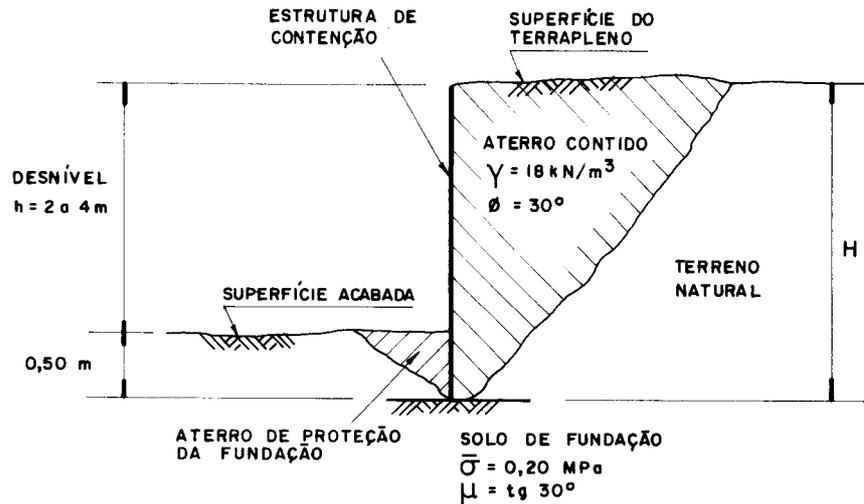


FIG. 47 — Características gerais das contenções estudadas

Com o intuito de não estender exageradamente a análise preliminar aqui realizada, efeitos de sobrecargas atuantes e pressão d'água no aterro contido não são considerados. Isto, é claro, não invalida o procedimento adotado, sendo necessário apenas modificar os valores das solicitações para levar em conta tais efeitos.

Quando houver água no aterro contido, as pressões laterais sobre a estrutura de contenção serão muito incrementadas pelo empuxo hidrostático provocado pela coluna d'água existente. Dessa forma, é preferível minimizar, senão esgotar totalmente esta água, do que dimensionar a estrutura para suportar estas pressões laterais. Isto é conseguido por meio de um sistema de drenagem formado por uma camada de solo mais permeável que o contido, geralmente um filtro de areia e brita, de modo a esgotar a água no interior do aterro para o exterior através de barbacãs ou furos de drenagem no paramento e/ou através de tubos dreno.

Os barbacãs geralmente são feitos de tubos de PVC de diâmetro de 50 a 100 mm, espaçados cada 1,00 ou 2,00 m nas direções vertical e horizontal. Estes tubos têm a função de conduzir a água para uma canaleta de drenagem exterior. Os tubos dreno são manilhas furadas de cerâmica vidrada ou de cimento amianto, colocados longitudinalmente sobre o talão da sapata. Estes drenos têm a função de conduzir internamente a água para bueiros ou galerias de águas pluviais (fig. 48).

Somente havendo ações de empuxo ativo atuando no paramento interno da estrutura, a altura total H de cada estrutura é aquela obtida pela soma do desnível a ser contido mais a altura do aterro de proteção da fundação. Esta última altura será adotada como sendo de $0,50 \text{ m}$ (fig. 47).

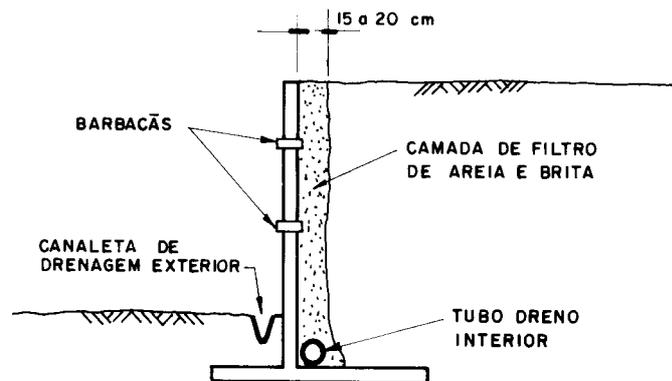


FIG.48 - Sistema de Drenagem de muro de arrimo

Para cada alternativa, será realizado um projeto preliminar envolvendo a verificação da estabilidade do conjunto (deslizamento, tombamento e tensões no solo) e o cálculo das dimensões básicas dos elementos.

O solo de fundação aqui adotado possui as seguintes características:

tensão admissível: $\bar{\sigma} = 0,20$ MPa
coeficiente de atrito sapata/solo: $\mu = \text{tg } 30^\circ$

As ações sobre os elementos componentes de cada estrutura serão detalhadas a parte em cada alternativa, segundo o estudo desenvolvido no Capítulo 2.

Com a finalidade de ilustrar a metodologia de cálculo empregada, cada estrutura alternativa terá detalhada a sua resolução para o caso de desnível de 2,00 m, sendo que os resultados obtidos com a mesma metodologia para os outros dois desníveis estão resumidos em Quadros próprios a parte.

Os materiais que compõem os sistemas estruturais dos estudos aqui realizados são os considerados mais comuns, ou seja:

- Concreto armado: concreto estrutural de f_{ck} estimado em 15 MPa, armado com barras ou fios de aço tipo CA-50B e cobrimento mínimo da armadura de 3 cm.

- Perfis metálicos: vigas U e cantoneiras de abas iguais de Padrão Americano, além de chapas de aço carbono comum tipo ASTM A36.

- Argamassa armada: argamassa estrutural de f_{ck} estimado em 30 MPa, armada com telas de aço tipo CA-60B e barras ou fios de aço tipo CA-50B, com cobrimento da armadura de 5 a 7 mm, conforme descrito no item 3.4.

O projeto dos elementos em concreto armado é realizado de acordo com a NBR-6118 e os elementos metálicos são projetados de acordo com a NB-14/68, haja visto a não implantação em definitivo de norma mais recente, até o momento.

Quanto aos elementos de argamassa armada, motivação do presente texto, o procedimento de projeto é o indicado no Capítulo anterior.

4.2. SISTEMA ESTRUTURAL 1

O primeiro sistema estrutural aqui considerado é o muro de arrimo em balanço, executado da maneira convencional, com concreto armado moldado no local e uso de fôrmas e escoramento de madeira.

Este sistema estrutural foi tomado como padrão de comparação para os demais sistemas alternativos.

Para o projeto deste sistema, o comportamento estrutural assumido é aquele descrito no item 2.7.1. e as ações do solo contido sobre a parede são obtidas de acordo com as recomendações de Bowles, adotando coeficientes de majoração de cargas $\gamma_f = 1,4$ e fator de modificação de cargas $f_a = 1,3$. Assim, a distribuição de pressões laterais é triangular, conforme indica a fig. 49, na qual a dimensão H é a altura total da parede de contenção e B é o comprimento total da sapata.

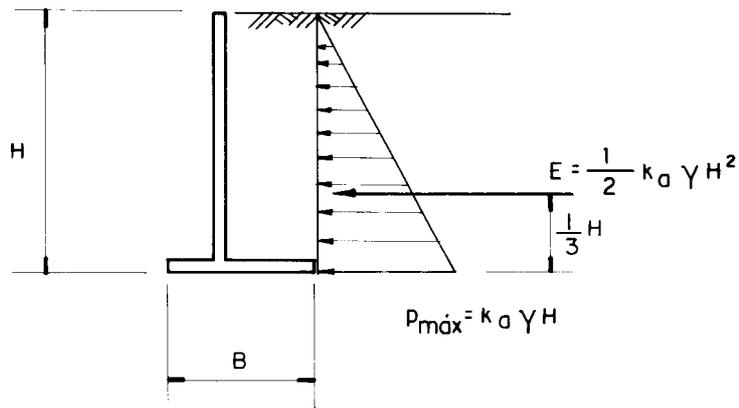


FIG. 49 — Distribuição triangular de pressões laterais

4.2.1. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

Para efeito de estimativa inicial das dimensões da parede e da sapata, são adotadas as relações práticas de HUNTINGTON (32), transcritas na fig. 50.

Assim, com a notação dessa fig. e altura do aterro de proteção da sapata de 0,50 m, as dimensões para o desnível de 2,00 m são adotadas como segue:

$$H = 2,50 \text{ m} \quad (39)$$

$$B \cong 1,35 \text{ m} \quad (40)$$

$$B/3 \cong 0,40 \text{ m} \quad (41)$$

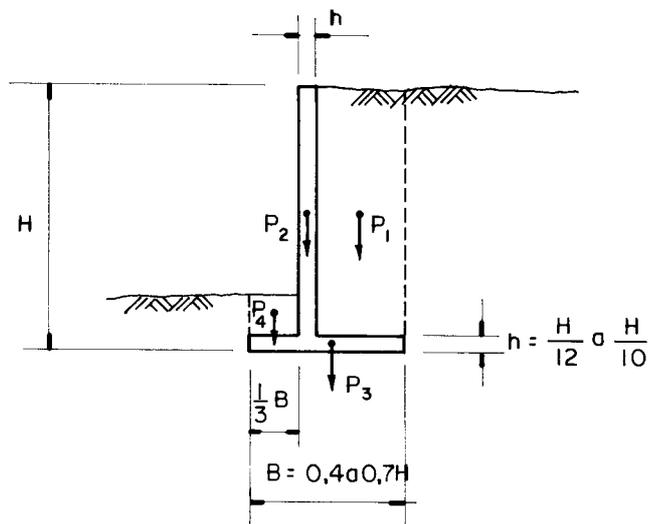


FIG. 50 — Esquema de pré-dimensionamento de muro de arrimo em balanço segundo HUNTINGTON.

A espessura mínima da parede e da sapata é obtida pela determinação da seção necessária para resistir ao maior esforço de flexão possível de ocorrer:

$$E_{\max} = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 = 18,75 \text{ kN/m} \quad (42)$$

$$M_{k,\max} = \frac{1}{3} E_{\max} H = 15,63 \text{ kN.m/m} \quad (43)$$

$$M_{d,\max} = 1,4 \times 1,3 \times M_{k,\max} = 28,44 \text{ kN.m/m} \quad (44)$$

$$d_{\text{adot}} = 10,5 \text{ cm} \quad (45)$$

$$h_{\text{adot}} = 14 \text{ cm} \quad (46)$$

Para a verificação da estabilidade do conjunto solo/estrutura, faz-se necessário determinar as resultantes de força e de momento estático da ação da gravidade e do empuxo ativo atuante. Quanto ao momento estático, o ponto de referência para a sua determinação é o da extremidade inferior da ponta da sapata.

A ação da gravidade pode ter seus efeitos tabulados como no Quadro 4, cujas dimensões necessárias ao cálculo foram obtidas da fig. 57 (pg. 69):

AÇÃO (kN/m)	BRAÇO (m)	MOMENTO (kN.m/m)
$P_1 = 2,36 \times 0,82 \times 18 = 34,83$	0,95	33,09
$P_2 = 2,36 \times 0,14 \times 25 = 8,26$	0,47	3,88
$P_3 = 0,14 \times 1,35 \times 25 = 4,73$	0,68	3,21
$P_4 = 0,36 \times 0,40 \times 18 = 2,59$	0,20	0,52
$\sum P = N = 50,41$	$\sum M_R = 40,70$	

QUADRO 4 - Resultantes da ação da gravidade

4.2.1.1 Segurança contra o deslizamento

O fator de segurança para a verificação contra a tendência de deslizamento provocada pelo empuxo deve ser maior do que 1,5, considerando que o coeficiente de atrito existente entre a sapata e o solo de fundação é tomado como sendo igual a $\text{tg } 30^\circ$, para o caso em estudo. Assim, para o desnível de 2,00 m :

$$FS = \frac{\text{tg}30^\circ \times N}{E_{\max}} = \frac{0,577 \times 50,41}{18,75} = 1,55 \quad (47)$$

4.2.1.2. Segurança contra o tombamento

A verificação da segurança contra a tendência de tombamento provocada pelo empuxo deve ser realizada com um fator de segurança maior do que 1,5. No caso:

$$M_T = M_{k, \max} = 15,63 \text{ kN.m/m} \quad (43')$$

$$FS = \frac{\sum M_R}{M_T} = \frac{40,70}{15,63} = 2,60 \quad (48)$$

4.2.1.3. Tensão máxima na fundação

A verificação da tensão máxima no solo de fundação é efetuada, simplificada, admitindo uma distribuição linear de tensões de tal modo a equilibrar a resultante da ação da gravidade e do empuxo.

Para a obtenção dessa resultante, o sistema de forças é reduzido ao centro de pressão conforme o esquema da fig. 51.

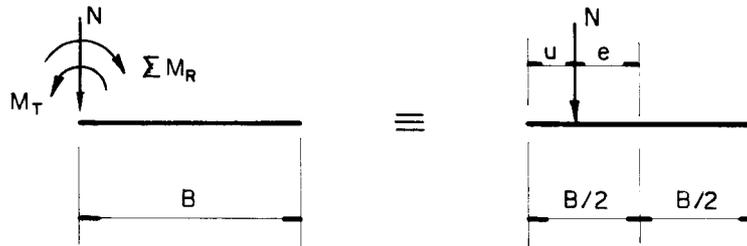


FIG. 51 - Esquema estático de ações na fundação de muro em balanço

Quanto à distribuição de tensões no solo, esta será trapezoidal ou triangular, caso a resultante N esteja aplicada dentro ou fora do núcleo central da base da sapata, respectivamente (fig. 52).

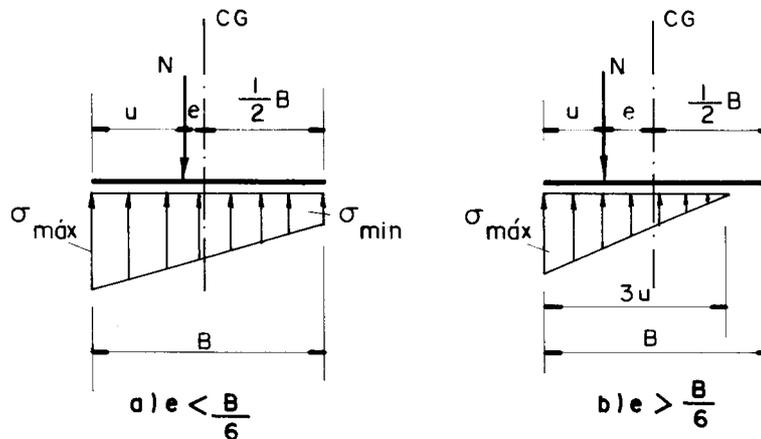


FIG. 52 - Distribuição de tensões na fundação de muro em balanço

A resultante N deve, preferencialmente, ter sua excentricidade em relação ao CG da sapata menor do que B/6 e, assim, as tensões de extremidade ficam:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (49)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (50)$$

Caso essa excentricidade seja maior do que B/6, o diagrama de tensões no solo é o indicado na fig. 52, cuja tensão máxima é:

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3u} \quad (51)$$

No caso, obtém-se diretamente:

$$u = \frac{\sum M_B - M_T}{N} = \frac{40,70 - 15,63}{50,41} = 0,50 \text{ m} \quad (52)$$

$$e = B/2 - u = 0,18 \text{ m} < B/6 = 0,23\text{m} \quad (53)$$

$$\sigma_{\max} = 67,21 \text{ kN/m}^2 = 0,067 \text{ MPa} \quad (49')$$

$$\sigma_{\min} = 7,47 \text{ kN/m}^2 = 0,007 \text{ MPa} \quad (50')$$

4.2.2. ANALISE ESTÁTICA DOS ELEMENTOS

Adotando o esquema estático simplificado de Huntington para a determinação dos esforços, a estrutura de contenção é decomposta em três elementos, a saber: parede, ponta e talão da sapata. Esses elementos são calculados como lajes independentes, de largura unitária e engastadas nas seções definidas pelos planos BB, CC e DD, conforme mostra a fig. 53.

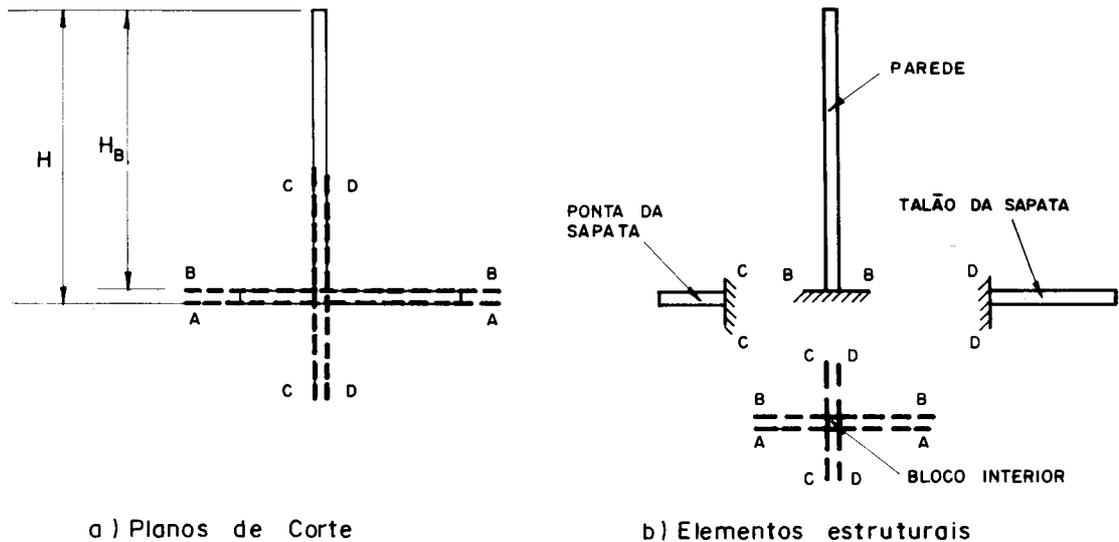


FIG.53 - Esquema de análise estática dos elementos de muro de arrimo em balanço

Agindo dessa forma, restará um bloco interior delimitado pelos planos AA, BB, CC e DD, o qual não é considerado no cálculo, mas que será atravessado pelas barras da armadura de flexão de cada elemento.

4.2.2.1. Parede

Para a parede de comprimento H_B determinado como na fig. 53, os esforços solicitantes por metro de largura de parede podem ser obtidos a partir da integração da taxa de carga atuante, como mostrado a seguir (fig. 54):

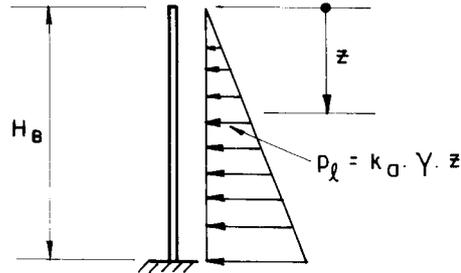


FIG. 54 – Esquema estático de ações na parede de muro em balanço

$$p_l = k_a \cdot \gamma \cdot z = 6z \quad (\text{kN/m}^2) \quad (54)$$

$$V_k = - \int p_l \, dz = - 3z^2 \quad (\text{kN/m}) \quad (55)$$

$$M_k = \int V_k \, dz = - z^3 \quad (\text{kN.m/m}) \quad (56)$$

Em princípio, a sollicitação existente na parede é de flexo-compressão mas, como as cargas verticais atuantes são pequenas, estas últimas são desprezadas no cálculo.

Aplicando aos esforços assim determinados os coeficientes de majoração citados em 4.3., obtém-se o seguinte Quadro 5:

z (m)	V _k (kN/m)	M _k (kN.m/m)	V _d (kN/m)	M _d (kN.m/m)
1/4 H _B	-1,05	-0,21	-1,9 2	-0,38
1/2 H _B	-4,21	-1,66	-7,67	-3,03
3/4 H _B	-9,48	-5,62	-17,25	-10,22
H _B	-16,85	-13,31	-30,67	-24,23

QUADRO 5 - Esforços na parede

4.2.2.2. Ponta da sapata

O carregamento a ser considerado na ponta da sapata é a resultante das seguintes pressões verticais entre a extremidade da sapata e a seção CC (veja fig. 55) :

- p₁ = peso próprio da ponta da sapata
- p₂ = peso do aterro sobre a ponta da sapata
- p₃ = reação de apoio do solo de fundação

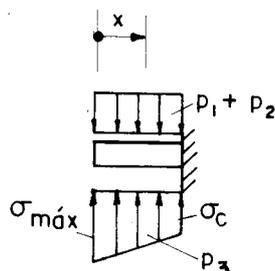


FIG.55 – Esquema estático de ações na ponta da sapata de muro em balanço.

Com o carregamento indicado, os esforços por metro de largura da sapata podem ser obtidos, por exemplo, através de integrações realizadas à semelhança das Eqs. 54 a 56, as quais, para o caso de desnível de 2,00 m, resultam em:

$$p = p_1 + p_2 - p_3 = - 57,23 + 44,25 x \quad (57)$$

$$V_k = - \int p dx = 57,23 x - 22,13 x^2 \quad (58)$$

$$M_k = \int V_k dx = 28,62 x^2 - 7,38 x^3 \quad (59)$$

O dimensionamento desse elemento como consolo curto é realizado para a seção CC ($x = 0,40$ m), cujos esforços máximos de cálculo são:

$$V_{d,max} = 35,22 \text{ kN/m} \quad (58')$$

$$M_{d,max} = 7,47 \text{ kN.m/m} \quad (59')$$

4.2.2.3. Talão da sapata

Como no item anterior, o carregamento a ser considerado é a resultante das pressões verticais entre a extremidade e a seção DD, fazendo as modificações devidas da ponta para o talão da sapata (fig. 56).

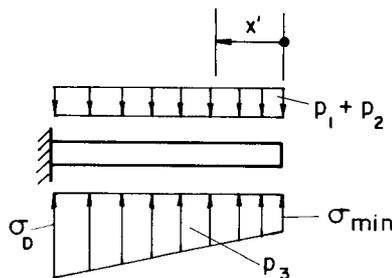


FIG.56 - Esquema estático de ações no talão da sapata de muro em balanço

Para o desnível de 2,00 m, os esforços são:

$$p = p_1 + p_2 - p_3 = - 40,25 - 44,25 x' \quad (60)$$

$$V_k = - \int p dx' = 40,25 x' - 22,13 x'^2 \quad (61)$$

$$M_k = \int V_k dx' = - 20,13 x'^2 + 7,38 x'^3 \quad (62)$$

Para a seção DD ($x' = 0,81$ m), os esforços máximos de cálculo são:

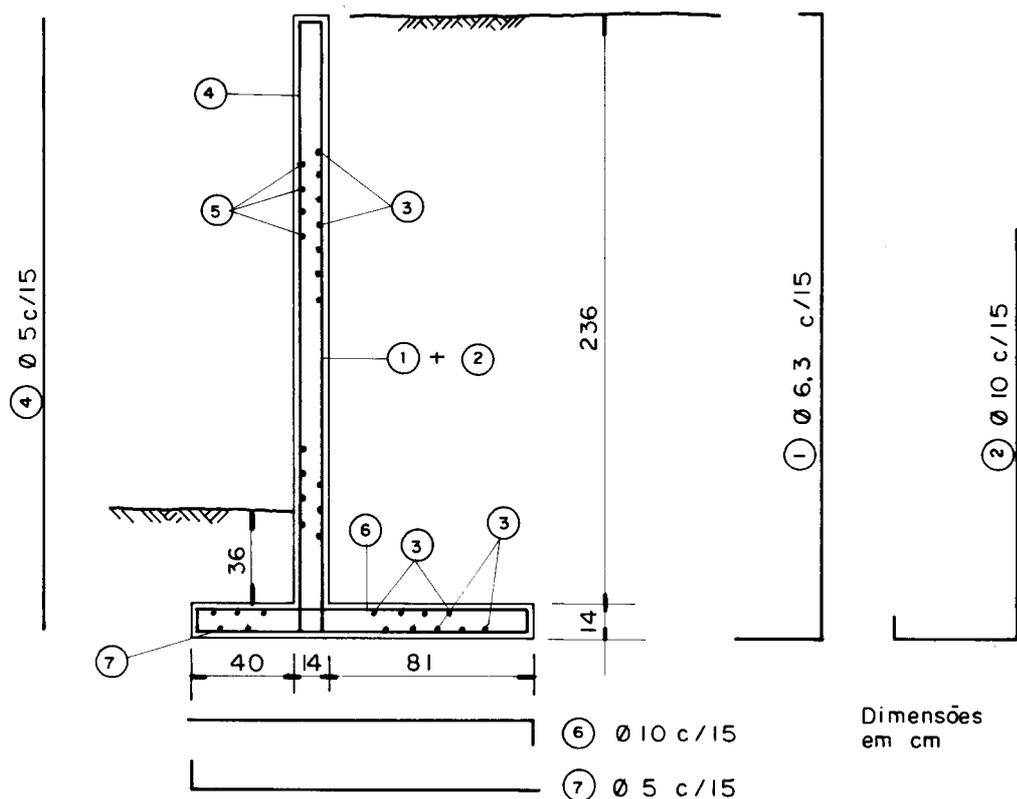
$$V_{d, \max} = 26,43 \text{ kN/m} \quad (61')$$

$$M_{d, \max} = - 16,90 \text{ kN.m/m} \quad (62')$$

4.2.3. FORMA E DETALHAMENTO DA ARMADURA

A partir dos esforços determinados em 4.2.2. é obtida a armadura necessária de flexão (fig. 57) de acordo com a NBR-6118, inclusive quanto à verificação da não necessidade de armadura de cisalhamento para as lajes e da verificação do estado de fissuração.

Além dessa, deve ser prevista armadura mínima para absorver efeitos de retração e temperatura nas faces da parede e da sapata que, teoricamente, estão isentas de tensões de tração.



ARMADURA CORRIDA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL :

(3) Ø 5 c / 15 (5) Ø 5 c / 30

FIG. 57 - Fôrma e Armadura do sistema estrutural 1 para desnível de 2,00 m.

4.2.4. QUANTIDADES DE MATERIAIS

Para comparação dos custos de execução, alguns dados das quantidades necessárias devem ser obtidos. Para o caso de desnível de 2,00 m e com a fôrma e a armadura da fig. 57, os consumos de concreto C_c e de aço C_a por metro de contenção, estão indicados abaixo:

$$C_c = 0,519 \text{ m}^3/\text{m} \quad (63)$$

$$C_a = 31 \text{ kg/m} \quad (64)$$

Além disso, a relação existente entre o consumo de armadura e de concreto pode ser expressa como:

$$\frac{C_a}{C_c} = \frac{31}{0,519} = 60 \text{ kg/m}^3 \quad (65)$$

4.2.5. OUTROS DESNIVEIS

Repetindo o procedimento indicado para os desníveis de 3,00 e 4,00 m, os principais resultados assim obtidos estão resumidos no Quadro 6.

EQUA- ÇÃO	GRAN- DEZA	UNI- DADE	DESNIVEL (m)		
			2,00	3,00	4,00
39	H	m	2,50	3,50	4,50
40	B	m	1,35	2,00	2,50
41	B/3	m	0,40	0,65	0,80
46	h_{sapata}	m	0,14	0,20	0,30 *
47	F S	-	1,55	1,54	1,50
48	F S	-	2,60	2,83	2,68
49	σ_{max}	MPa	0,067	0,079	0,106
50	σ_{min}	MPa	0,007	0,020	0,021
63	C_c	m^3/m	0,519	0,978	1,595
64	C_a	kg/m	31	69	138
65	C_a/C_c	kg/m ³	60	71	87

QUADRO 6 - Resumo dos resultados do sistema estrutural 1

(*) Em razão das dimensões elevadas, para os desníveis de 3,00 e 4,00 m, a parede e a sapata têm espessura variável. O quadro indica apenas a maior espessura.

4.3. SISTEMA ESTRUTURAL 2

A partir da idéia inicial de muro de arrimo em balanço, pode ser desenvolvida uma alternativa empregando peças pré-moldadas de argamassa armada, com as mesmas características estruturais do sistema anterior. Esta alternativa, aqui denominada de sistema estrutural 2, compõe-se de uma sucessão de elementos independentes e justapostos de modo a formar o paramento da contenção (fig. 58).

A fim de simplificar a forma, a ponta da sapata é suprimida, restando apenas um perfil em forma de L e com seção transversal suficiente para resistir aos esforços de flexão provocados pelo empuxo ativo. O procedimento de análise, a seguir descrito para o caso de desnível de 2,00 m, é idêntico ao utilizado no item 4.2.

O emprego precursor desta alternativa ocorreu nas obras executadas pela RENURB (53), em Salvador, para urbanização de grandes áreas deterioradas de favelas no Vale do Camurujipe. Um dos principais requisitos a que a estrutura de contenção deveria atender nestas obras era a possibilidade de transporte manual em face da dificuldade de acesso de equipamentos para o transporte horizontal e vertical. Assim, os elementos pré-moldados foram projetados de modo a que o peso de cada um deles não fosse superior a 900 N, limite máximo para o transporte manual por dois trabalhadores.

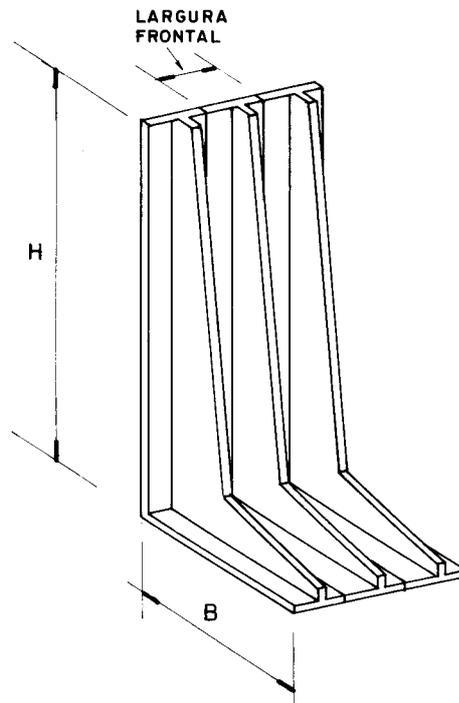


FIG. 58 - Perspectiva do Sistema Estrutural 2

Com esta restrição, a largura frontal daqueles elementos para o caso do maior desnível efetivamente contido de 2,00 m e com aterro de proteção da sapata de 0,30 m, é da ordem de 0,30 m. No estudo aqui realizado, mantém-se a variação dos desníveis hipoteticamente contidos como sendo de 2,00 a 4,00 m e com aterro de proteção da sapata de 0,50 m, como indica a fig. 47. Além disso, a largura frontal dos elementos pré-moldados é também variada entre 0,30 e 0,40 m, com o intuito de comparar o consumo de materiais com o acréscimo de solicitação.

4.3.1. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

A eliminação da ponta da sapata permite uma simplificação na análise dessa estrutura pois, sendo de pequenas dimensões, estas podem ser consideradas irrelevantes em comparação com as dimensões do aterro contido. Isto equivale à utilização do esquema simplificado da fig. 59 para a verificação da estabilidade do conjunto solo/estrutura, esquema este que conduz à determinação algébrica da dimensão B . Assim, como em 4.2.1., tem-se:

$$H = 2,50 \text{ m} \quad (39)$$

$$E_{\text{max}} = 18,75 \text{ kN/m} \quad (42)$$

$$M_T = 15,63 \text{ kN.m/m} \quad (43)$$

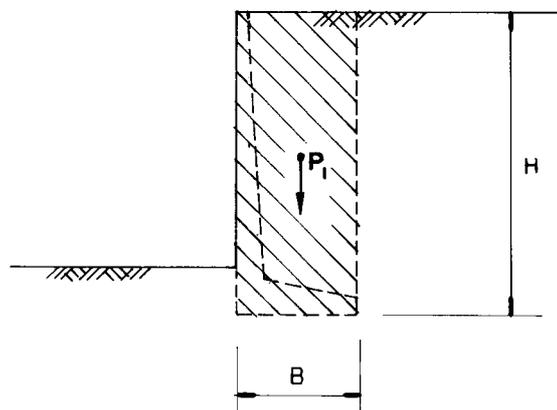


FIG. 59 — Esquema simplificado de verificação de estabilidade

Os efeitos da ação da gravidade podem ser colocados como sendo:

$$N = P_1 = H \times B \times \gamma = 45,08 B \text{ kN/m} \quad (66)$$

$$\sum M_R = N \times B/2 = 22,50 B^2 \text{ kN.m/m} \quad (67)$$

4.3.1.1. Segurança contra o deslizamento

A partir da Eq. 47, obtém-se:

$$N \geq \frac{FS \times E_{\max}}{\operatorname{tg} 30^\circ} \quad (68)$$

logo: $B \geq 1,08 \text{ m} \quad (69)$

4.3.1.2. Segurança contra o tombamento

A partir da Eq. 48, obtém-se:

$$\sum M_R \geq FS \times M_T \quad (70)$$

logo: $B \geq 1,02 \text{ m} \quad (71)$

4.3.1.3. Tensão máxima na fundação

Como indicado na fig. 52, a tensão máxima no solo de fundação ocorre à frente da sapata e, portanto, quanto maior a ponta da sapata, menores serão estas tensões. Com a eliminação dessa ponta, a distribuição de tensões no solo de fundação é mais desfavorável em razão de que, em geral, a resultante N passa a ter linha de ação fora do núcleo central da sapata.

No caso, adotando:

$$B = 1,10 \text{ m} \quad (40')$$

resultam: $N = 49,50 \text{ kN/m} \quad (66')$

$$\sum M_R = 27,23 \text{ kN.m/m} \quad (67')$$

$$u = \frac{27,23 - 15,63}{49,50} = 0,23 \text{ m} \quad (52')$$

$$e = \frac{1,10}{2} - 0,23 = 0,32 \text{ m} > B/6 = 0,18 \text{ m} \quad (53')$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \times 49,50}{3 \times 0,23} = 143,48 \text{ kN/m}^2 = 0,14 \text{ MPa} \quad (51')$$

4.3.2. ANÁLISE ESTATICA DOS ELEMENTOS

4.3.2.1. Parede

Admitindo que o Centro Geométrico da seção transversal da sapata esteja tão próximo do solo de fundação de tal forma que a altura para análise da parede seja a própria altura total H , os esforços por metro de largura de parede com o mesmo carregamento da fig. 54, são obtidos através das Eqs. 55 e 56 e podem ser tabulados como no Quadro 7:

z (m)	V_k (kN/m)	M_k (kN.m/m)	V_d (kN/m)	M_d (kN.m/m)
1/4 H	-1,17	-0,24	-2,13	-0,44
1/2 H	-4,69	-1,95	-8,53	-3,55
3/4 H	-10,55	-6,59	-19,20	-12,00
H	-18,75	-15,62	-34,13	-28,44

QUADRO 7 - Esforços na parede

4.3.2.2. Sapata

Mantendo a simplificação da fig. 59, o carregamento na fundação passa a ser a resultante das seguintes ações (fig. 60):

- p_1 = peso do aterro sobre a ponta da sapata
- p_2 = reação de apoio do solo de fundação

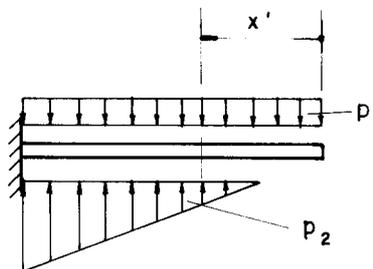


FIG. 60 - Esquema estático de ações na fundação de muro em balanço para $e > B/6$

Utilizando a função ressalto (35) para descrever este carregamento e integrando-o duas vezes, os esforços por metro de largura de sapata para o caso de desnível de 2,00 m são obtidos como segue:

$$p = p_1 - p_2 R_{0,40} = 45 - 204,97(x'-0,40) R_{0,40} \quad (72)$$

$$V_k = - \int p \, dx' = - 45x' + 102,49(x'^2 - 0,80x' + 0,16) R_{0,40} \quad (73)$$

$$M_k = \int V_k \, dx' = - 22,5x'^2 + 34,16(x'^3 - 1,20x'^2 + 0,48x' - 0,06) R_{0,40} \quad (74)$$

Os esforços máximos de cálculo são obtidos pela pesquisa das seções que levam a um extremo as Eqs. 73 e 74, resultando, respectivamente, em:

$$\text{para } x' = 0,62\text{m:} \quad V_{d,\max} = 32,12 \text{ kN/m} \quad (73')$$

$$\text{para } x' = 1,00\text{m:} \quad M_{d,\max} = -28,45 \text{ kN.m/m} \quad (74')$$

4.3.3. FORMA E DETALHAMENTO DA ARMADURA

A partir dos esforços determinados em 4.3.2., o dimensionamento da seção resistente de argamassa armada é feito seguindo o procedimento indicado no Capítulo 3, ou seja:

- a) pesquisa das dimensões suficientes para atender ao módulo resistente necessário (Estádio I);
- b) escolha da armadura de tela a ser utilizada;
- c) determinação da armadura suplementar necessária (Estádio III);
- d) verificação do estado de fissuração (Estádio II);
- e) verificação da armadura de cisalhamento;
- f) verificação da flexão local da mesa.

Para o caso de desnível de 2,00 m e largura frontal dos elementos de 0,30 m, a armadura da peça e as dimensões da seção transversal mais solicitada são as constantes na fig. 61.

4.3.4. QUANTIDADES DE MATERIAIS

Mantendo a mesma notação do item 4.2.4., os consumos de argamassa (C_e) e armadura de telas e de barras suplementares (C_a) por metro linear de contenção e a relação entre estes consumos são os seguintes:

$$C_e = 0,170 \text{ m}^3/\text{m} \quad (63')$$

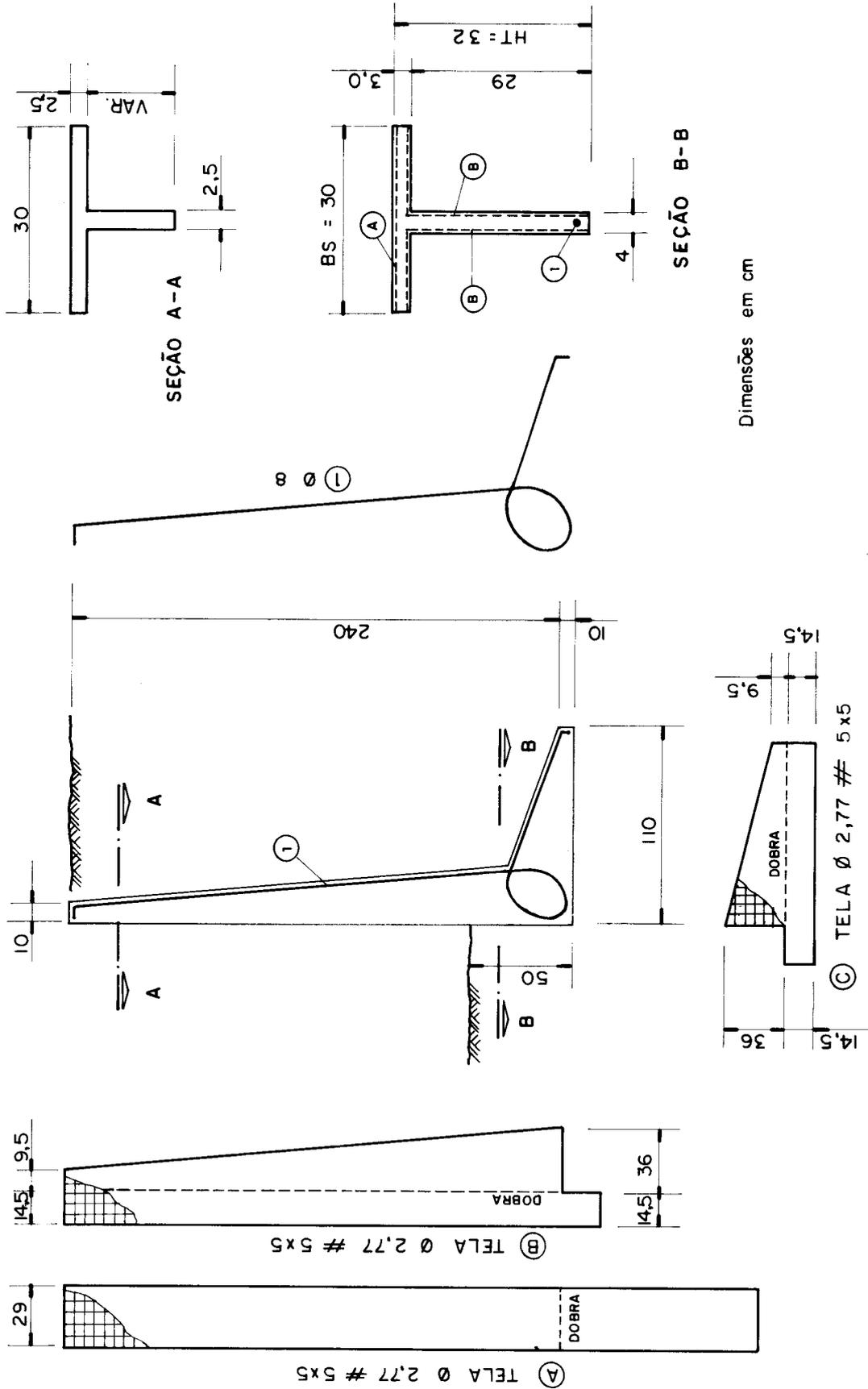


FIG. 61 - Fôrma e Armação do sistema estrutural 2 para desnível de 2,00 m

$$C_a = 21 \text{ kg/m} \quad (64^\circ)$$

$$\frac{C_a}{C_c} = \frac{21}{0,170} = 122 \text{ kg/m}^3 \quad (65^\circ)$$

Além disso, é conveniente determinar o peso de cada elemento pré-moldado; no caso, utilizando para o peso específico da argamassa armada um valor médio de 22 kN/m^3 , resulta:

$$G = 1119 \text{ N} \quad (75)$$

4.3.5. OUTROS DESNIVEIS E LARGURAS FRONTAIS

Repetindo os procedimentos acima para os desniveis de 3,00 e 4,00 m e fazendo variar a largura frontal dos elementos para 0,30 e 0,40 m, os principais resultados assim obtidos estão resumidos no Quadro 8, no qual é utilizada a notação da fig. 61 para identificar as dimensões características das seções transversais.

EQUA- ÇÃO	GRAN- DEZA	UNI- DADE	DESNIVEL E BS (m)					
			2,00		3,00		4,00	
			0,30	0,40	0,30	0,40	0,30	0,40
39	H	m	2,50	2,50	3,50	3,50	4,50	4,50
40	B	m	1,10	1,10	1,55	1,55	2,20	2,20
51	σ_{max}	MPa	0,14	0,14	0,19	0,19	0,20	0,20
63	C_c	m^3/m	0,170	0,162	0,318	0,302	0,630	0,574
64	C_a	kg/m	21	19	42	39	100	84
65	C_a/C_c	kg/m^3	122	116	132	129	159	147
75	G	N	1119	1423	2097	2655	4156	5049
-	HT	m	0,32	0,37	0,56	0,62	0,70	0,80

QUADRO 8 - Resumo dos resultados do sistema estrutural 2

4.4. SISTEMA ESTRUTURAL 3

O sistema aqui identificado como 3, originou-se a partir da análise do sistema estrutural 2, onde verifica-se que a forma necessária é bastante complicada mesmo para a peça simples indicada na fig. 58, na qual não constam possíveis encaixes para melhorar o travamento longitudinal entre os pré-moldados.

Procurando encontrar uma solução estruturalmente mais adequada em relação a uma melhor distribuição de esforços ao longo da parede e uma possibilidade de desmembramento dos elementos componentes em peças isoladas que pudessem ser montadas na obra, foi desenvolvida uma alternativa de muro de arrimo tri-articulado, composto de três peças pré-moldadas de argamassa armada, a saber: parede, sapata e tirante, peças estas articuladas através de três pinos (fig. 62).

Além disso, existe um melhor aproveitamento das telas na mesa pelo fato de os esforços de flexão provocarem tanto tensões de tração na face interna do paramento como na face externa, tal como indicam os diagramas de esforços da fig. 66.

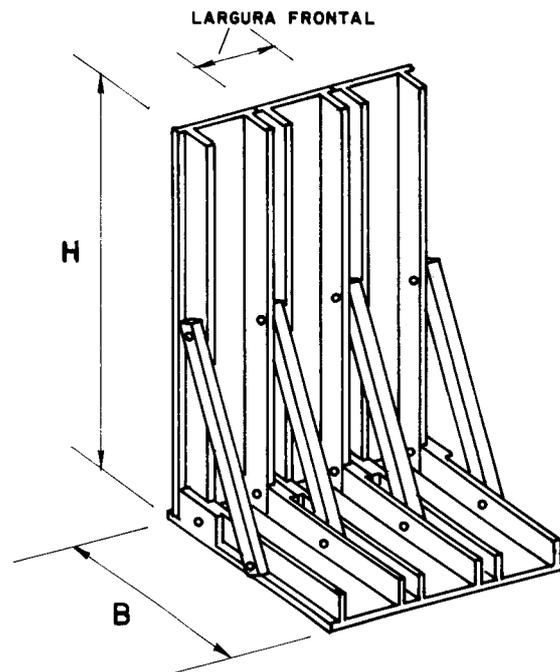


FIG.62 - Perspectiva do sistema estrutural 3

A figura seguinte identifica os elementos componentes e nela, juntamente com a anterior, pode ser observado que cada articulação tem a função estrutural de vincular as peças no plano do carregamento e de solidarizar estas peças no plano longitudinal da contenção.

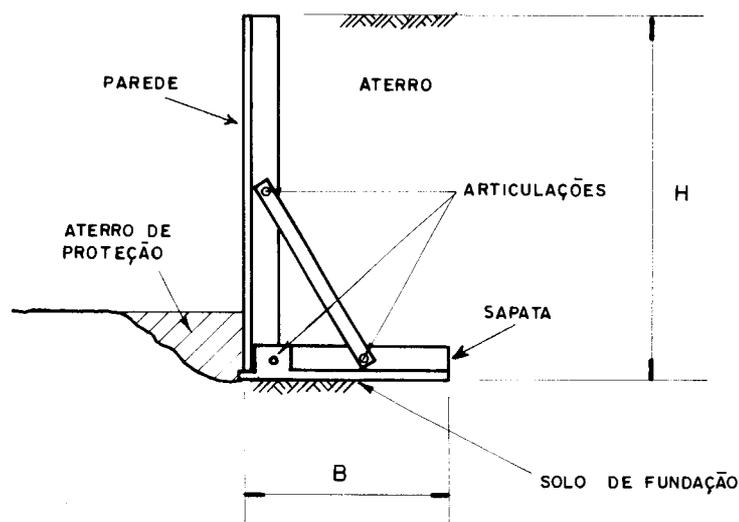


FIG. 63 — Muro de Arrimo Tri-articulado

Como para os Sistemas anteriores, o carregamento admitido é triangular, correspondente ao empuxo ativo atuante.

Com a disposição geométrica dos elementos como indicado, a vinculação é mais favorável, pois torna a parede, que é no sistema anterior uma viga em balanço de grande vão, em uma viga bi-apoiada com balanço que pode ser proporcionado de acordo com as conveniências desejadas, desde que o comportamento da estrutura possa ser mantido como aquele de muro de arrimo em balanço.

Desmembrando-se o conjunto em três peças, o transporte em caminhões do local de produção dos pré-moldados até o local de implantação da obra fica mais facilitado, podendo ser empilhadas várias peças numa mesma carroceria.

Com respeito ao transporte em locais de difícil acesso como, por exemplo, naqueles nos quais foram executadas as obras da RENURB, este também é facilitado, pois, mesmo para contenções de desníveis elevados, é possível ainda assim o transporte manual já que as peças assim executadas são leves individualmente, bastando apenas adequar a largura frontal de acordo com as necessidades.

As articulações propostas podem ser executadas da maneira mais simples possível tais como varões ou tarugos de aço ou argamassa ou mesmo simples tubos metálicos com rosca nas extremidades de maneira a permitir uma fixação através de porcas e arruelas.

4.4.1. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

Com o mesmo carregamento provocado pelo empuxo

ativo atuante e mantendo a simplificação de análise da fig. 59, a verificação da estabilidade deste sistema estrutural é coincidente à do item 4.3.1., do qual se obtém, para o caso de desnível de 2,00 m (fig. 63):

$$H = 2,50 \text{ m} \quad (39)$$

$$B = 1,10 \text{ m} \quad (40)$$

$$\sigma_{\max} = 0,14 \text{ MPa} \quad (51)$$

4.4.2. ANÁLISE ESTATICA DOS ELEMENTOS

Para cada posição do tirante haverá esforços diferentes nos três elementos componentes. Dessa maneira é possível variar tal posição de modo a procurar otimizar as dimensões transversais da parede e da sapata, em face dos esforços de flexão positivos e negativos.

Aqui, no entanto, é assumido que as articulações de fixação do tirante estão posicionadas a meia altura da parede e a meio comprimento da sapata, como indica a fig. 64. Isto permite obter parâmetros iniciais que servirão de base para extrapolações futuras.

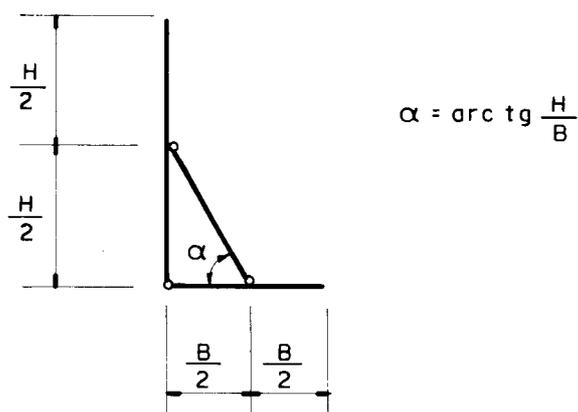


FIG.64 - Disposição geométrica utilizada para muro tri-articulado.

4.4.2.1. Parede

A partir do esquema estático da fig. 65, os esforços por metro de comprimento de parede podem ser obtidos, para o caso de desnível de 2,00 m, como segue:

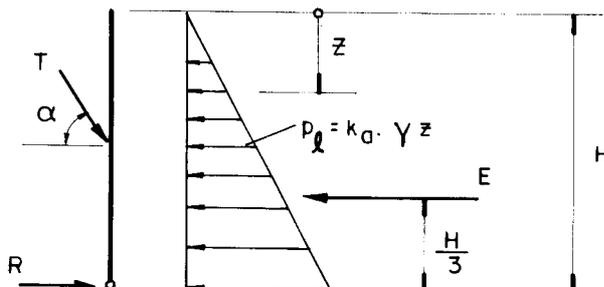


FIG. 65 - Esquema estático de ações na parede de muro tri-articulado

$$E = 18,75 \text{ kN/m} \quad (42^\circ)$$

$$T \cos \alpha = \frac{2}{3} E = 12,50 \text{ kN/m} \quad (76)$$

$$R = \frac{E}{3} = 6,25 \text{ kN/m} \quad (77)$$

$$p_1 = 6z \text{ kN/m}^2 \quad (54^\circ)$$

$$V_k = - \int p_1 \cdot dz + T \cos \alpha \mathcal{R}_{1,25} = -3z^2 + 12,50 \mathcal{R}_{1,25} \quad (78)$$

$$M_k = \int V_k \cdot dz = -z^3 + 12,50(z - 1,25) \mathcal{R}_{1,25} \quad (79)$$

Resolvendo as Eqs. 78 e 79, obtemos os diagramas de esforços solicitantes característicos da fig. 66:

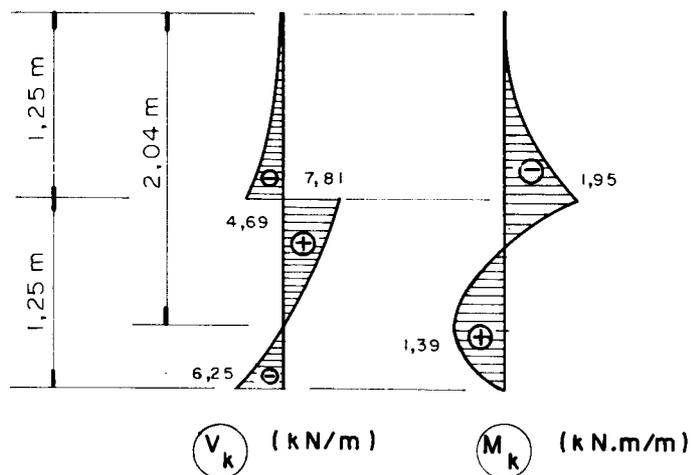


FIG. 66 - Diagramas de esforços solicitantes na parede de muro tri-articulado para desnível de 2,00 m

Os esforços máximos de cálculo por metro de contenção são:

$$V_{d, \max} = 14,21 \text{ kN/m} \quad (78^\circ)$$

$$M_{d, \max} = 2,53 \text{ kN.m/m} \quad (79^\circ)$$

$$X_{d, \max} = -3,55 \text{ kN.m/m} \quad (79'')$$

4.4.2.2. Sapata

Com o esquema estático da fig. 67, o carregamento na sapata é a resultante das mesmas ações do item 4.3.2.2., acrescidas das componentes verticais da reação de vinculação existente:

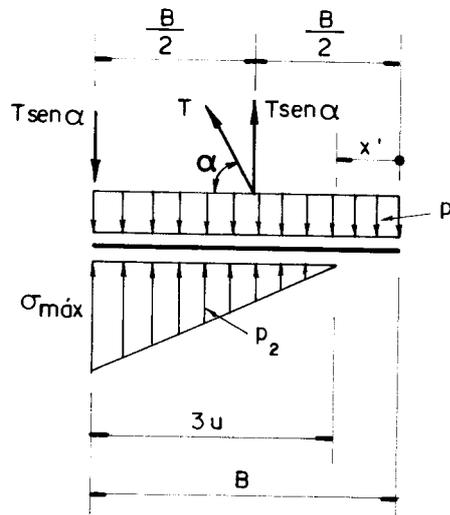


FIG.67 — Esquema estático de ações na sapata de muro tri-articulado

$$p = 45 - 204,97(x' - 0,40) \mathcal{R}_{0,40} \quad (72)$$

$$V_k = -45x'^2 + 102,49(x' - 0,80x' + 0,16) \mathcal{R}_{0,40} - 28,41 \mathcal{R}_{0,55} \quad (80)$$

$$M_k = -22,5x'^2 + 34,16(x' - 1,20x' + 0,48x' - 0,06) \mathcal{R}_{0,40} + 28,41(x' - 0,55) \mathcal{R}_{0,55} \quad (81)$$

Plotando as Eqs. 80 e 81 obtemos os diagramas de esforços da fig. 68, cujos valores máximos de cálculo por metro de contenção são:

$$V_{d,max} = 53,02 \text{ kN/m} \quad (80')$$

$$M_{d,max} = -11,92 \text{ kN.m/m} \quad (81')$$

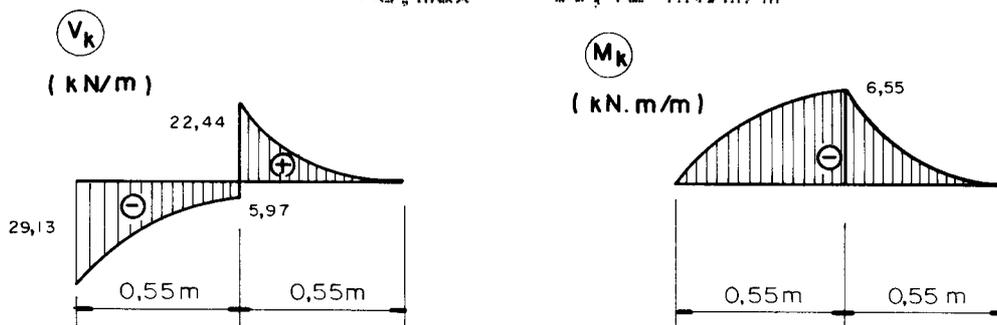


FIG. 68 — Diagramas de esforços solicitantes na sapata de muro de arrimo tri-articulado para desnível de 2,00m

4.4.2.3. Tirante

Neste estudo, a ação considerada para o tirante é apenas aquela provocada pela vinculação existente entre os elementos estruturais (fig. 69), ou seja, é desconsiderado qualquer possível efeito de flexão que possa ocorrer no tirante. Isto equivale a admitir que é provocado um razoável confinamento deste elemento durante a necessária compactação do aterro.

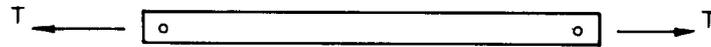


FIG.69 — Esquema estático de ação no tirante de muro tri-articulado

Assim, a Força Normal de cálculo no tirante é:

$$N_d = 56,49 \text{ kN/m} \quad (82)$$

4.4.2.4. Articulação

A articulação prevista é composta de um tubo de aço provido de rosca nas extremidades a fim de garantir uma adequada fixação entre as nervuras de duas paredes e o tirante, este último disposto no interior do nicho existente (fig. 62). Esta mesma articulação é utilizada para vincular dois conjuntos contíguos de parede e sapata.

Quanto à sapata, esta é provida de um alargamento na distância entre nervuras de modo a poder ser aí encaixada a parede e eliminar a necessidade de espaçadores longitudinais entre os conjuntos.

A determinação da articulação é realizada como num estudo de rebites, ou seja, pela verificação do cisalhamento do tubo e do esmagamento da argamassa como segue:

a) Cisalhamento do tubo: 2 planos de corte e $\bar{\tau} = 80 \text{ MPa}$

$$A_{nec} \geq \frac{T_k}{2 \bar{\tau}} \quad (83)$$

b) Esmagamento da argamassa: considerando uma tensão limite como aquela determinada pelo item 5.3.1.2.e. da NBR-6118 para pressão em área reduzida A_e de contorno homotético em relação à área A_c da máxima figura que caiba na superfície da peça esmagada, teremos:

$$A_{nec} \geq \frac{N_d}{f_{uit}} \quad (84)$$

com:
$$f_{Lut} = f_{cd} \sqrt{\frac{A_s}{A_o}} \leq 26 \text{ MPa} \quad (85)$$

Para o caso de desnível de 2,00 m, tirante com as dimensões transversais da fig. 70, largura frontal dos elementos pré-moldados de 0,50 m e utilizando para a articulação tubo de aço galvanizado para condução de água de Classe 10, as Eqs. 83 e 84 conduzem ao diâmetro:

$$\varnothing = 1/2" (12,7 \text{ mm}) \quad (86)$$

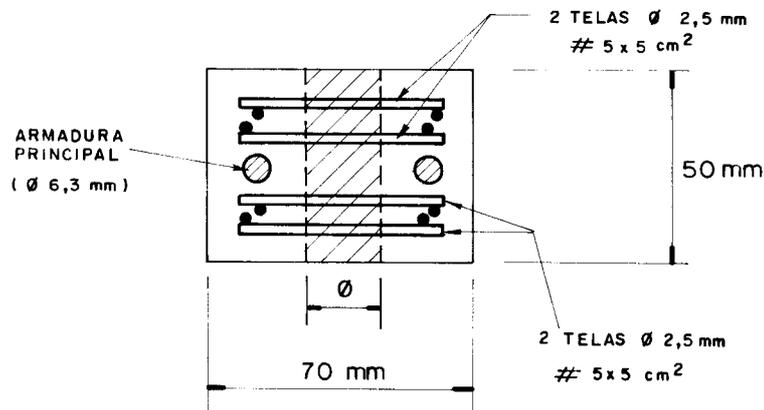


FIG.70 - Seção transversal do tirante de muro tri-articulado do desnível de 2,00m

4.4.3. FORMA E DETALHAMENTO DA ARMADURA

A partir dos esforços e da articulação determinados em 4.4.2., a fôrma e a armadura para o caso de desnível de 2,00 m e largura frontal dos elementos de 0,50 m, são aquelas indicadas nas figs. 71 e 72:

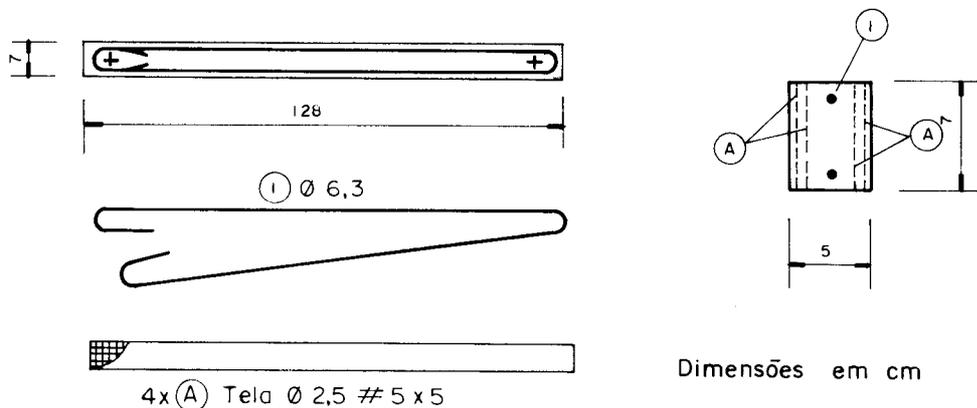
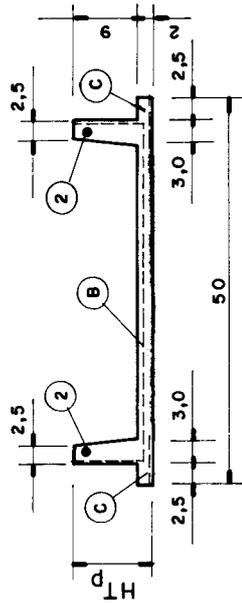
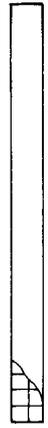


FIG.71 - Fôrma e armação do tirante do sistema estrutural 3 para desnível de 2,00 m.

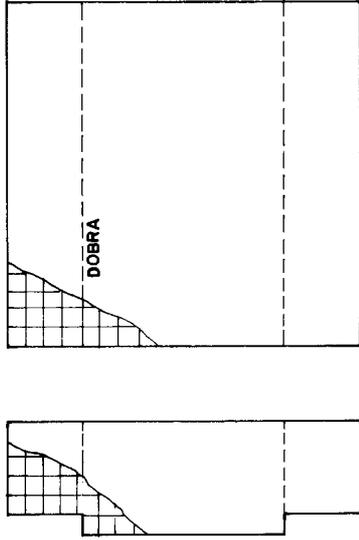


Seção Transversal da Parede

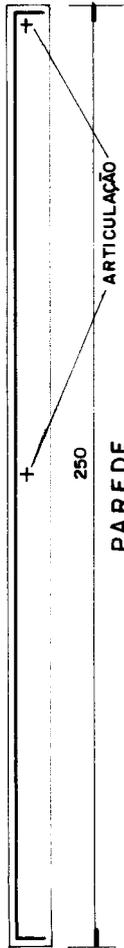
(F) TELA Ø 2,5 # 5x5



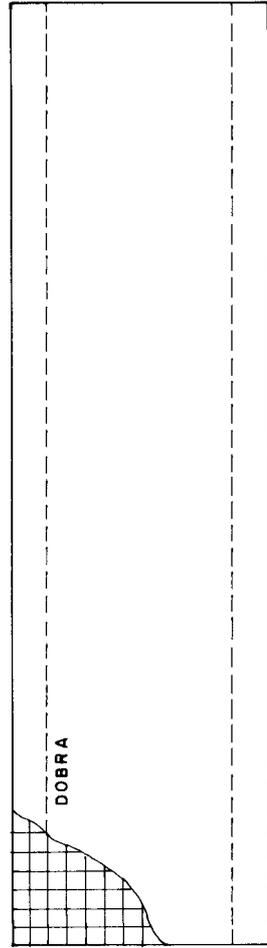
(D) TELA Ø 2,5 # 5x5 (E) TELA Ø 2,5 # 5 x 5



SAPATA



PAREDE

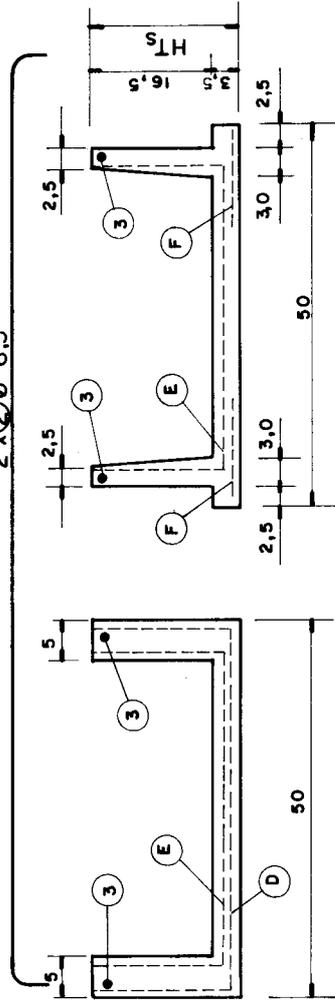


(B) TELA Ø 2,5 # 5 x 5



2 x (C) TELA Ø 2,5 # 5x5

2 x (2) Ø 6,3



Seção de engrossamento da sapata

Seção Transversal típica da sapata

2 x (3) Ø 6,3

Dimensões em cm

FIG. 72 — Fôrma e armação da parede e da sapata do sistema estrutural 3 para desnível de 2,00 m.

4.4.4. QUANTIDADES DE MATERIAIS

Mantendo a notação do item 4.2.4., os consumos totais, por metro de contenção, de argamassa e armadura para a parede, a sapata e o tirante para o caso de desnível de 2,00 m, são:

$$C_c = 0,144 \text{ m}^3/\text{m} \quad (63^\circ)$$

$$C_a = 25 \text{ kg/m} \quad (64^\circ)$$

$$\frac{C_a}{C_c} = \frac{25}{0,144} = 175 \text{ kg/m}^3 \quad (65^\circ)$$

Os pesos individuais da parede, da sapata e do tirante são, respectivamente:

$$G_p = 822 \text{ N}$$

$$G_s = 665 \text{ N} \quad (75^\circ)$$

$$G_t = 100 \text{ N}$$

4.4.5. OUTROS DESNIVEIS

Repetindo o procedimento acima e com altura total das seções transversais de acordo com a notação da fig. 72, obtemos o Quadro 9, abaixo.

EQUA- ÇÃO	GRAN- DEZA	UNI- DADE	DESNIVEL (m)		
			2,00	3,00	4,00
39	H	m	2,50	3,50	4,50
40	B	m	1,10	1,55	2,20
51	σ_{max}	MPa	0,14	0,19	0,20
63	C_c	m^3/m	0,144	0,290	0,542
64	C_a	kg/m	25	45	80
65	C_a/C_c	kg/m ³	175	154	148
75	G_p	N	822	1697	3051
75	G_s	N	665	1356	2653
75	G_t	N	100	142	259
-	HT _p	m	0,11	0,16	0,22
-	HT _s	m	0,20	0,31	0,44

QUADRO 9 - Resumo dos resultados do sistema estrutural 3

4.5. SISTEMA ESTRUTURAL 4

A contenção aqui considerada é identificada como parede ancorada de pré-moldados retos e formada por uma parede composta de elementos independentes pré-moldados de argamassa armada com eixo retilíneo. Estes elementos são dispostos longitudinalmente e suportados por uma viga vertical de aço, já que uma alternativa para esta viga em argamassa armada mostrou-se pouco conveniente. A viga vertical tem suas reações de apoio garantidas por uma ou duas linhas de ancoragem, posicionadas convenientemente, e por uma viga baldrame inferior (figs. 73, 74 e 78).

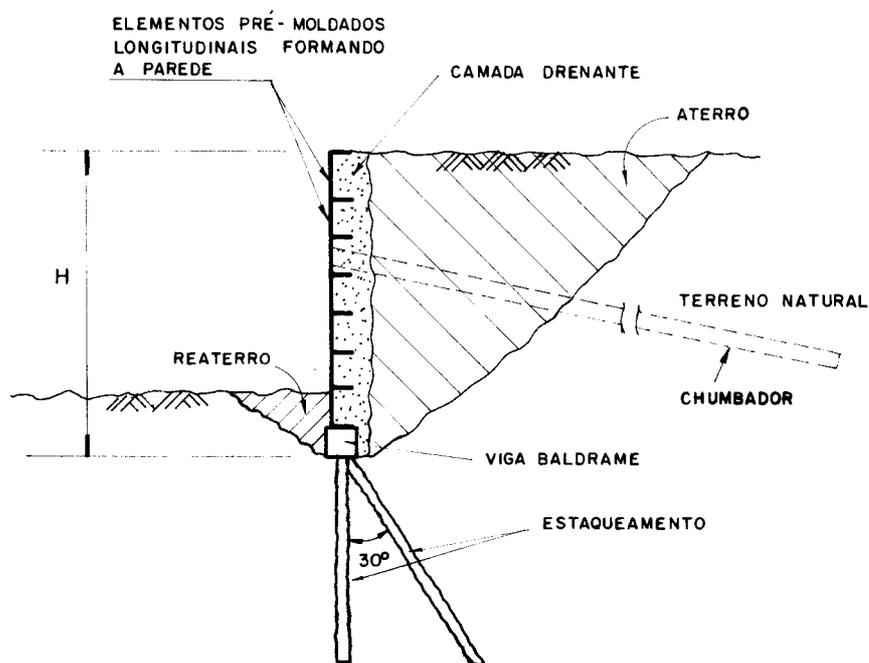


FIG. 73 - Parede ancorada (corte vertical pela parede)

Esta solução de contenção foi originalmente estudada e executada em diversas obras por SILVA LEME (61) e (62). No entanto, as paredes foram executadas com lajes protendidas pré-fabricadas, além de que os detalhes de fixação da e a própria viga vertical são diferentes dos estudados neste texto.

Aqui, a viga vertical é composta de dois perfis U solidarizados através de espaçadores transversais soldados a cada 40 cm, de maneira a garantir o funcionamento como peça única e permitir a passagem da ancoragem entre os perfis verticais. Após a execução e fixação da ancoragem, o espaço central pode ser preenchido com concreto simples, de modo a impedir o carreamento do terraplano contido, ou apenas vedado por uma placa de vedação na face do paramento interno, para obter-se o mesmo efeito. Evidentemente, a escolha da primeira ou da segunda opção depende mais de

aspectos estéticos do que funcionais pois, do ponto de vista técnico, ambas são equivalentes. Neste estudo opta-se pela utilização apenas da placa de vedação.

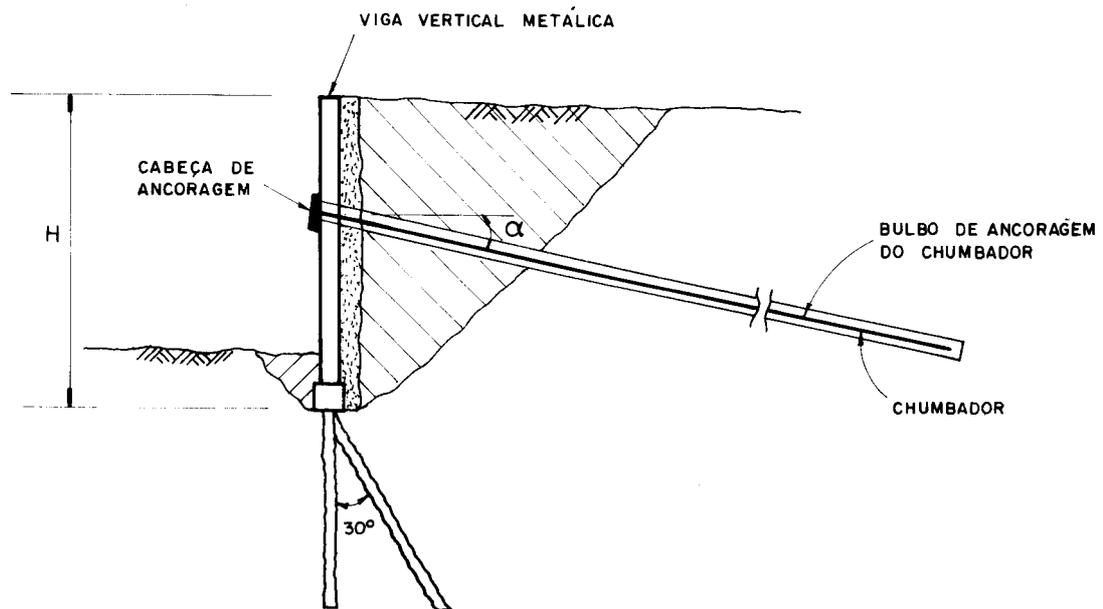


FIG.74 - Parede ancorada (corte vertical pela viga vertical)

A ancoragem está sendo denominada de chumbador para diferenciá-la daquelas executadas com tirantes convencionais em cortinas e estacas-pranchas atirantadas. Basicamente, o que diferencia os chumbadores dos tirantes é que os primeiros são totalmente ancorados no maciço e trabalham de modo passivo e os últimos são parcialmente ancorados, tendo um comprimento livre e trabalhando de forma ativa através de protensão aplicada por equipamentos próprios.

O furo da ancoragem é da ordem de 10 cm de diâmetro e pode ser executado de maneira manual, através de trados, ou mecanicamente, através de perfuratrizes, com um ângulo α de inclinação com a horizontal de 5 a 15°. Este ângulo não deve ser muito grande, com o intuito de não provocar uma componente vertical da força de ancoragem de valor elevado, e nem muito pequeno, a fim de garantir um razoável cobertura do chumbador, mesmo com possíveis desvios durante a perfuração.

Estes chumbadores são elementos essencialmente tracionados e compostos por vergalhões de aço CA-50B protegidos da corrosão por uma calda de cimento e água que os envolve, formando o bulbo de ancoragem. Com o intuito de minorar custos, a calda de cimento e água é injetada apenas com a pressão resultante da ação gravitacional, não havendo inconvenientes de ser injetada, porém, com pressões maiores.

Em todos os casos aqui estudados é assumido, a termo de comparação, que os chumbadores estão espaçados

longitudinalmente de 2,00 m e que as cabeças das estacas estão dispostas, em planta, a cada 0,50 m.

Da mesma forma que o bulbo de ancoragem, o estaqueamento pode ser realizado de maneira manual ou mecânica, respeitando o diâmetro mínimo das estacas de 0,15 m.

As estacas inclinadas devem ser executadas com um ângulo tal que seja possível o acesso para a perfuração. Esta inclinação é marcada no sentido indicado pelas figs. 73 e 74, nas quais é assumido um ângulo de 30°. Se, por qualquer motivo, for possível executar estas estacas com um ângulo marcado em sentido contrário, esta inclinação deve ser preferida, pois a solicitação nas estacas será mais favorável.

Quanto ao comportamento da parede ancorada, há de se ressaltar que é diferente do muro de arrimo em balanço, já que os deslocamentos do topo daquela parede são em muito minorados, quando comparados com os deslocamentos do topo deste muro.

Assim sendo, a distribuição de pressões laterais sobre a parede certamente será diferente daquela dos muros de arrimo em balanço e, na falta de melhores e maiores informações, pode-se assemelhar a distribuição de pressões laterais àquela correspondente à das valas escoradas, conforme discutido em 2.7.3. Esta é a hipótese de cálculo de Silva Leme, que tem fornecido resultados práticos satisfatórios. Mantendo a hipótese de que o terrapleno contido é o mesmo dos itens anteriores, a distribuição de pressões laterais assumida pode ser a sugerida por Tschebotarioff, ou seja, uniformemente distribuída (fig. 75) com:

$$p_1 = 0,25 \gamma H \approx 4,5 H \quad (87)$$

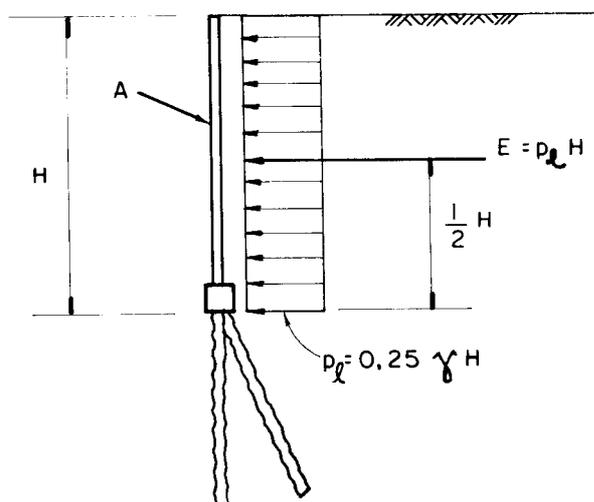


FIG. 75 — Distribuição retangular de pressões laterais

Assumir-se-á aqui, como hipótese de cálculo da viga vertical, pessimista por sinal, que a reação horizon-

tal da viga baldrame está aplicada na base da mesma, já que qualquer outra tentativa de refinamento dessa hipótese fica prejudicada pelas incertezas do carregamento atuante.

Da mesma maneira, e procurando ser coerente com a hipótese de Tschebotarioff correspondente à distribuição assumida de pressões laterais, será desprezada a continuidade da viga vertical quando houverem duas linhas de ancoragem, como no caso de desnível de 4,00 m aqui analisado.

4.5.1. DIMENSÕES E REAÇÕES DE APOIO

Com a notação da fig. 76 serão considerados, como estimativa inicial para o caso de desnível de 2,00 m, os seguintes vãos para a viga vertical:

$$H = 2,50 \text{ m} \quad (39)$$

$$H_1 = 0,90 \text{ m} \quad (88)$$

$$H_2 = 1,60 \text{ m} \quad (89)$$

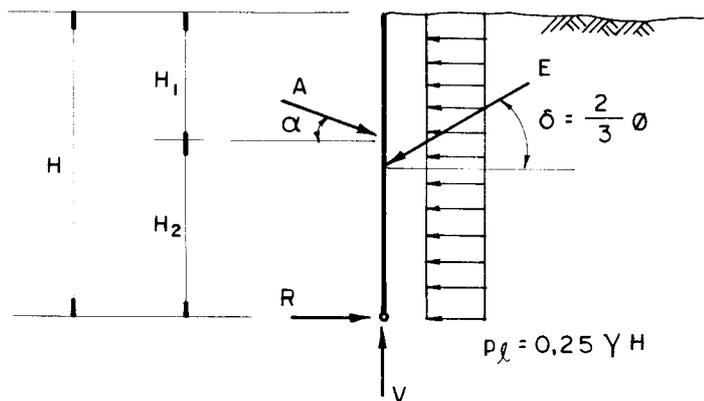


FIG. 76 — Esquema estático de ações na parede ancorada

Com estes valores iniciais e fazendo $\alpha = 15^\circ$, decorrem as seguintes reações e carga na ancoragem:

$$A \cos \alpha = p_1 \frac{H^2}{2H_2} = 21,97 \text{ kN/m} \quad (90)$$

$$R = p_1 \frac{(H_2^2 - H_1^2)}{2H_2} = 6,15 \text{ kN/m} \quad (91)$$

$$A = 21,97 / \cos 15^\circ = 22,75 \text{ kN/m} \quad (92)$$

Como o chumbador será executado de maneira diferente daquela dos tirantes protendidos, para os quais conhecem-se critérios de dimensionamento suficientemente adequados ao estado-da-arte atual, faz-se necessário lançar mão de observações práticas em obras semelhantes para esti-

mar o comprimento do chumbador utilizado neste estudo.

Dessa maneira, o critério para dimensionamento do comprimento do chumbador é o de que uma possível ruptura só poderá ocorrer entre o bulbo de ancoragem e o solo, em razão do processo construtivo utilizado de injeção da calda de cimento com baixa pressão. Assim, determinar-se-á o comprimento efetivo do bulbo de ancoragem pela igualdade entre a carga de serviço e a força resistente mobilizada entre a superfície lateral de um bulbo de ancoragem de diâmetro de 10 cm e o solo, considerando uma tensão de cisalhamento admissível $\bar{\tau}$ da ordem de 0,05 MPa. Quanto a esta tensão, deve-se ter em mente que o valor utilizado é, certamente, conservador, mas que será empregado na falta de informações experimentais mais elaboradas.

Portanto, tem-se:

$$l_a = \frac{A}{\pi \bar{\tau}} = \frac{22,75 \times 2,00}{\pi \times 0,10 \times 50} = 2,9 \text{ m} \quad (93)$$

O comprimento do chumbador será determinado somando-se a l_a o comprimento l_o medido desde a parede até o limite da zona de plastificação de Rankine, deslocada de uma distância mínima de segurança de $0,15h$ onde h é o desnível vencido pela parede de contenção. Na realidade, este é o processo de cálculo do comprimento livre mínimo de tirantes protendidos, segundo PINELO (52), sendo que, no caso deste estudo, o chumbador não estará livre, mas sim envolto por um bulbo semelhante ao de ancoragem, o qual não será considerado como tal.

Seguindo o esquema geométrico da fig. 77, o comprimento do chumbador será determinado como segue:

$$c = 0,30 / \sin 30^\circ = 0,60 \text{ m}$$

$$a + b = 1,60 + c = 2,20 \text{ m}$$

$$b = a \frac{\operatorname{tg} 60^\circ}{\operatorname{tg} 15^\circ} \quad (94)$$

$$a = \frac{2,20}{1 + \frac{\operatorname{tg} 60^\circ}{\operatorname{tg} 15^\circ}} = 0,29 \text{ m}$$

$$l_o = a / \sin 15^\circ = 1,1 \text{ m}$$

$$l = l_o + l_a = 4,0 \text{ m}$$

A este comprimento deve ser acrescido o comprimento necessário para a fixação frontal, tomado como sendo da ordem de 0,20 m. Portanto, o vergalhão utilizado como chumbador deverá ter, para o caso de desnível de 2,00 m, um comprimento total mínimo de:

$$l_e = 4,2 \text{ m} \quad (95)$$

cutada em concreto armado moldado no local;
e) estaqueamento de apoio do baldrame.

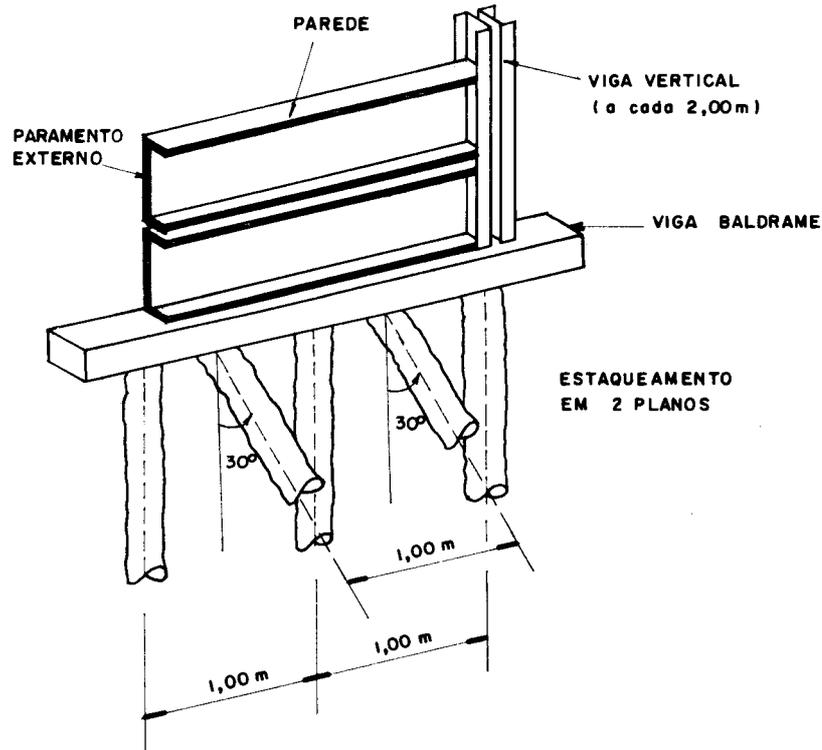


FIG. 78 — Esquema da disposição dos principais elementos do sistema estrutural 4

4.5.2.1. Chumbador

Adotando espaçamento horizontal de 2,00 m, a força total de cálculo de cada chumbador para o caso de desnível de 2,00 m é:

$$A_{T,d} = 22,75 \times 2,00 \times 1,4 = 63,95 \text{ kN} \quad (96)$$

4.5.2.2. Parede

Com o esquema estático indicado na fig. 79, os esforços máximos de cálculo por unidade de largura de parede podem ser obtidos imediatamente e são, para o caso de desnível de 2,00 m e espaçamento de chumbadores de também 2,00 m:

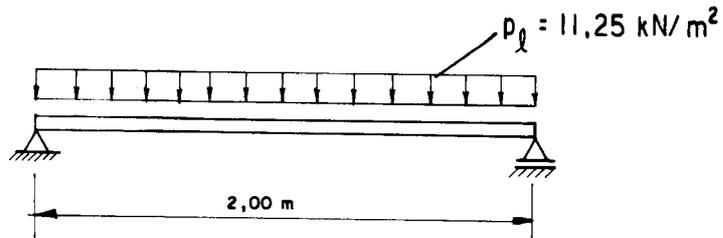


FIG. 79 — Esquema estático de ações sobre a parede para desnível de 2,00 m

$$V_{d, \max} = 15,75 \text{ kN/m} \quad (97)$$

$$M_{d, \max} = 7,88 \text{ kN/m} \quad (98)$$

4.5.2.3. Viga vertical

O esquema estático para a viga vertical é o indicado na fig. 80, na qual estão também indicados os valores numéricos dos esforços característicos para o caso de desnível de 2,00 m e espaçamento dos chumbadores de 2,00 m.

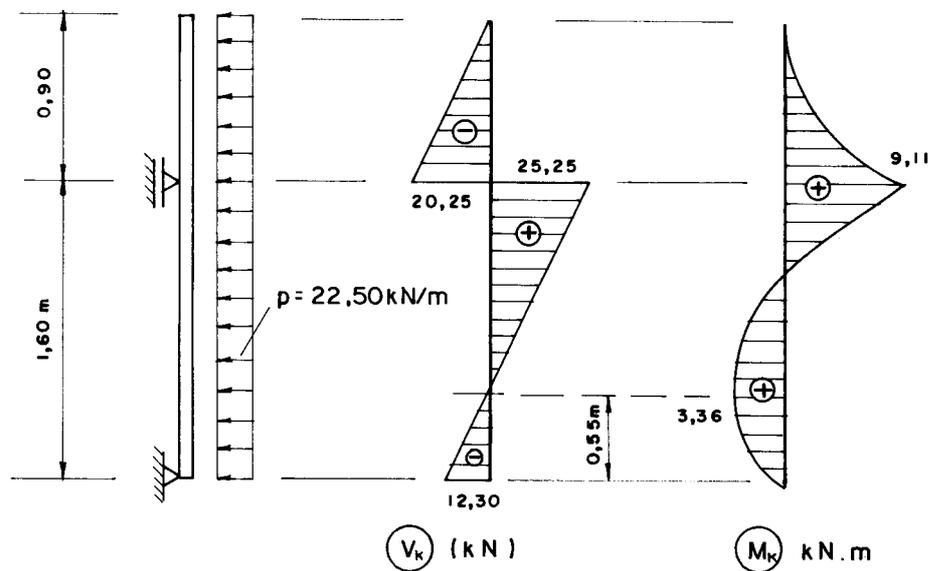


FIG. 80 — Ações e esforços sobre a viga vertical para desnível de 2,00 m

4.5.2.4. Estaqueamento

O estaqueamento a ser utilizado deverá ser capaz de resistir às ações vertical e horizontal provocadas pelo terrapleno contido. Dessa forma, o estaqueamento será disposto em dois planos, a saber:

a) um plano vertical, aqui denominado de plano 1, responsável pela absorção das ações verticais e de uma parcela da ação horizontal;

b) um plano inclinado, aqui denominado de plano 2, responsável apenas pela absorção de outra parcela da ação horizontal.

Este último plano será inclinado de um ângulo de 30° e marcado a partir do plano vertical, no sentido do terrapleno contido. A fig. 81 indica os dois planos considerados e utiliza a notação e convenções de sinal adotadas por STAMATO (63) para o caso de cavalete plano de duas estacas.

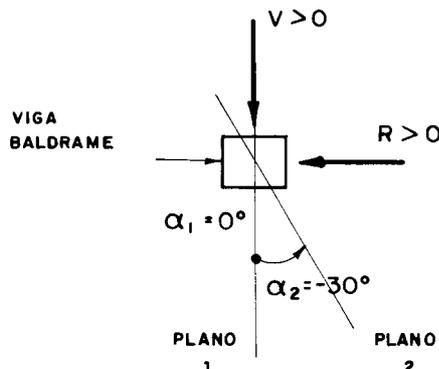


FIG. 81 - Ações sobre a viga baldrame e planos de estaqueamento

Admitindo que a viga baldrame possui comprimento suficiente para, no caso geral, ser considerada como contínua e de comprimento infinito, todas as ações sobre as estacas e suas cargas podem ser reduzidas apenas às resultantes em cada plano do estaqueamento. Assim, a viga baldrame fica reduzida a um único bloco de coroamento sobre duas estacas, para efeito da determinação das cargas nessas estacas.

Seguindo a formulação indicada por Stamato, as cargas nas estacas são obtidas pelas Eqs. 99 e 100, nas quais é adotada a convenção original de que resultados positivos correspondem a cargas de compressão.

$$N_1 = \frac{-V \operatorname{sen} \alpha_2 + H \operatorname{cos} \alpha_2}{\operatorname{sen} (\alpha_1 - \alpha_2)} \quad (99)$$

$$N_2 = \frac{+ V \operatorname{sen} \alpha_1 - H \operatorname{cos} \alpha_1}{\operatorname{sen}(\alpha_1 - \alpha_2)} \quad (100)$$

As ações vertical e horizontal são determinadas por metro de comprimento de viga baldrame e de modo interativo com a determinação das dimensões dessa viga. Tais ações e os resultados numéricos para o caso de desnível de 2,00 m são listados abaixo:

$$\begin{aligned} g_1 &= \text{peso próprio da viga baldrame} &= 1,56 \text{ kN/m} \\ g_2 &= \text{peso próprio da parede + solo} &= 8,10 \text{ kN/m} \\ p &= \text{atrito no contato solo/parede} &= \underline{10,24} \text{ kN/m} \\ & & V = 19,90 \text{ kN/m} \\ R &= \text{reação da viga vertical} &= 6,15 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Com as ações acima, e considerando uma disposição do estaqueamento como a da fig. 78, as estacas em cada plano ficam espaçadas de 1,00 m e, assim, as cargas são:

$$\begin{aligned} N_1 &= + 30,6 \text{ kN} & (99^\circ) \\ N_2 &= - 12,3 \text{ kN} & (100^\circ) \end{aligned}$$

Além disso, nas estacas verticais posicionadas exatamente abaixo das vigas verticais, há também uma ação adicional correspondente às seguintes cargas concentradas:

$$\begin{aligned} G_1 &= \text{peso próprio final da viga vertical} &= 1,0 \text{ kN} \\ P_1 &= \text{componente vertical da ancoragem} &= \underline{11,8} \text{ kN} \\ & & P = 12,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nestas estacas, portanto, a carga total é:

$$N'_1 = N_1 + P = + 43,5 \text{ kN} \quad (101)$$

4.5.2.5. Viga baldrame

Os esforços na viga baldrame podem ser determinados de maneira independente para um plano vertical e outro horizontal considerando, para cada plano, apenas as respectivas componentes de ações, provocadas pelo carregamento, e reações, provocadas pelo estaqueamento, ambas já consideradas no item anterior. Além disso, mantendo a mesma hipótese adotada de viga contínua de comprimento infinito, para cada plano de carga podem ser idealizados engastamentos perfeitos nas seções de apoio, em vista da nulidade das rotações da linha elástica nestas seções.

As ações e reações sobre a viga baldrame podem ser esquematizadas como na fig. 82, para os planos vertical e horizontal.

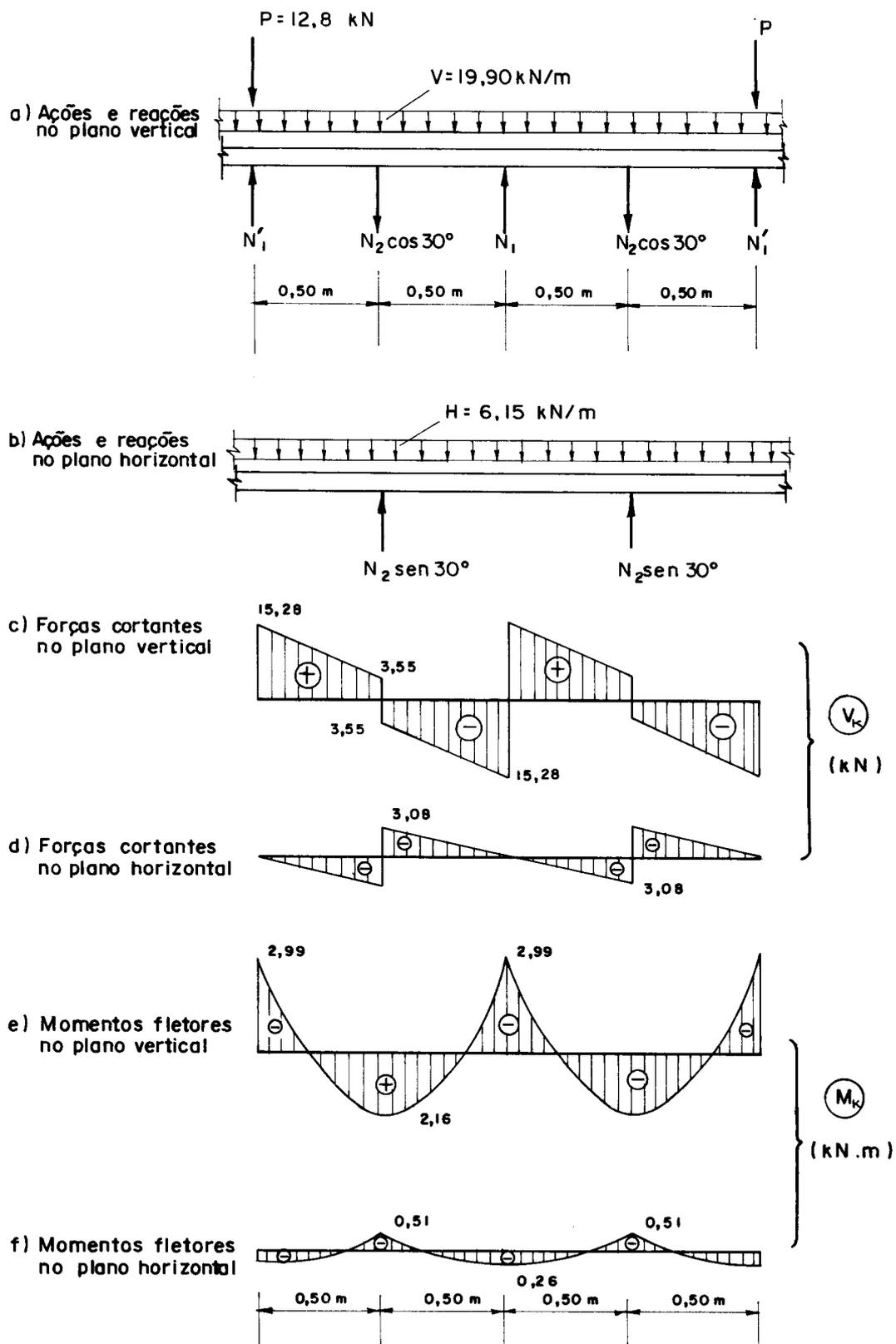


FIG. 82 - Ações, Reações e Esforços na viga baldrame para desnível de 2,00 m

A fig. 82 indica, também, os esforços de cisalhamento e de flexão para um trecho típico em cada plano. Eventuais efeitos de torção, provocados por excentricidades das linhas de ação das resultantes em cada plano, não foram considerados por serem de magnitude irrelevante, em presença dos demais esforços.

4.5.3. FORMA E DETALHAMENTO DA ARMADURA

A partir dos esforços determinados em 4.5.2., a forma e a armadura do elemento de parede para o caso de desnível de 2,00 m são aquelas indicadas na fig. 83 e cujo detalhe de encaixe com a viga vertical é mostrado na fig. 84. Esta última fig. indica também um detalhe típico para a fixação da ancoragem passiva da contenção na viga vertical. A arruela cônica aí indicada pode ser obtida simplesmente com uma parte de aba de perfis metálicos, os quais são laminados com aproximadamente a mesma inclinação adotada para a ancoragem.

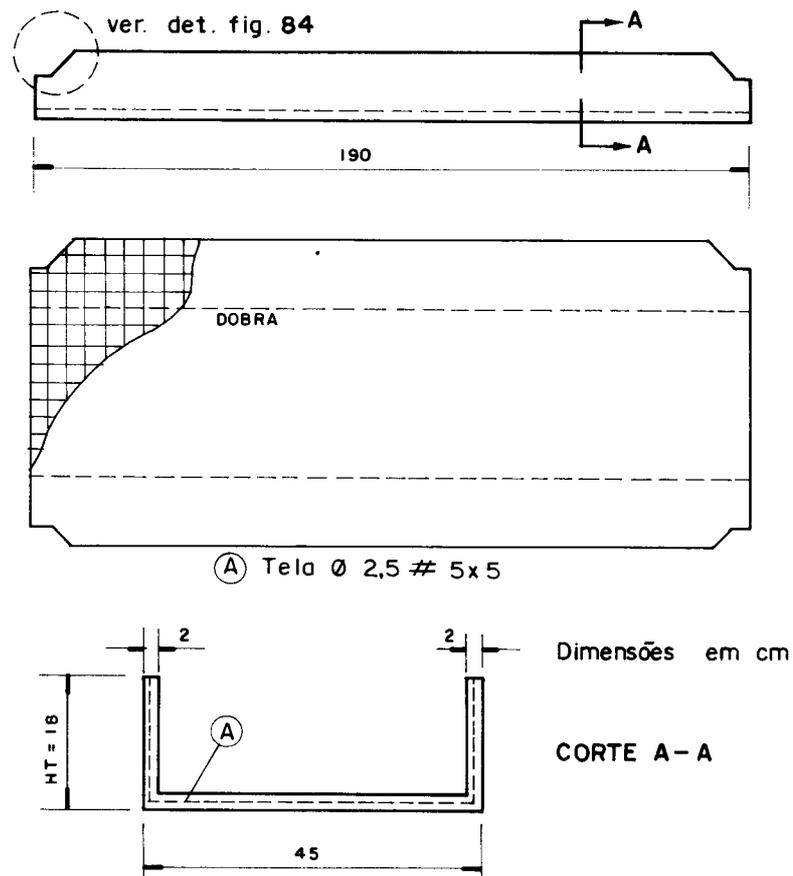


FIG. 83 - Parede pré-moldada do sistema estrutural 4 para desnível de 2,00 m

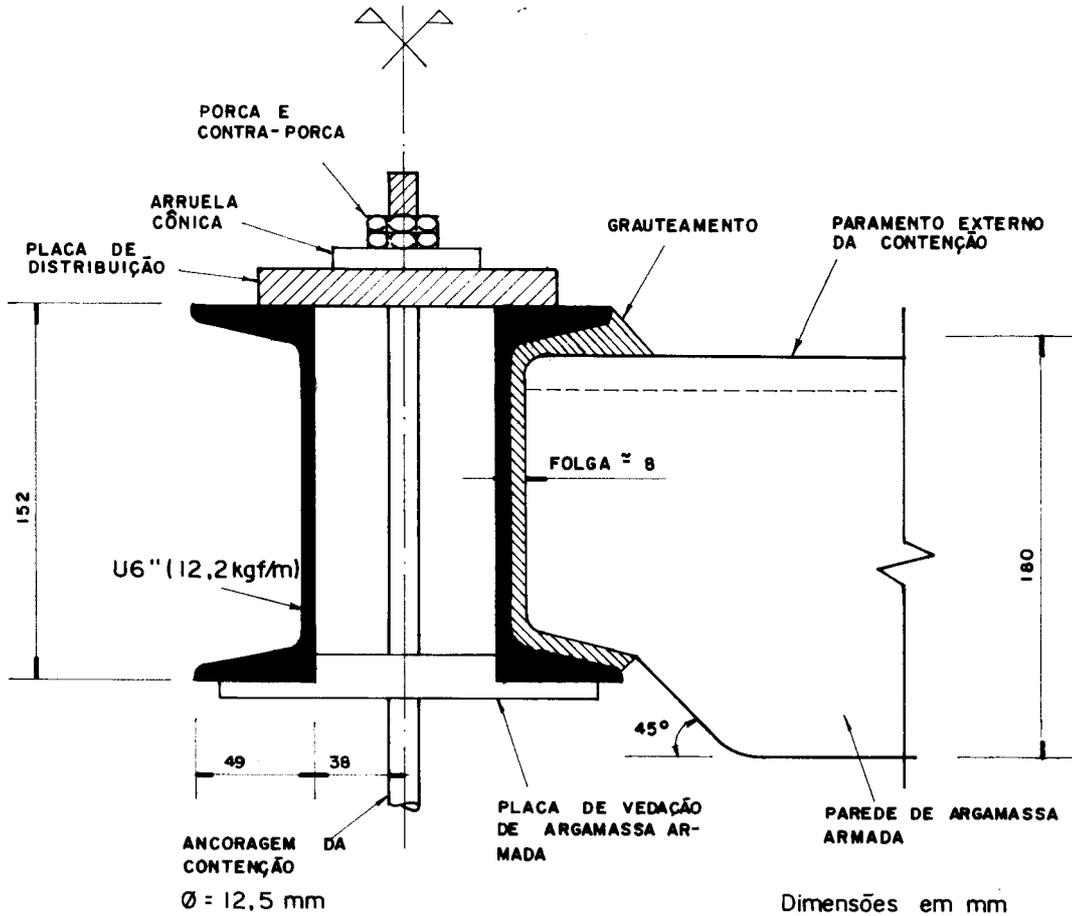


FIG. 84 - Detalhe do encaixe da parede e da fixação da ancoragem do sistema estrutural 4 para desnível de 2,00 m

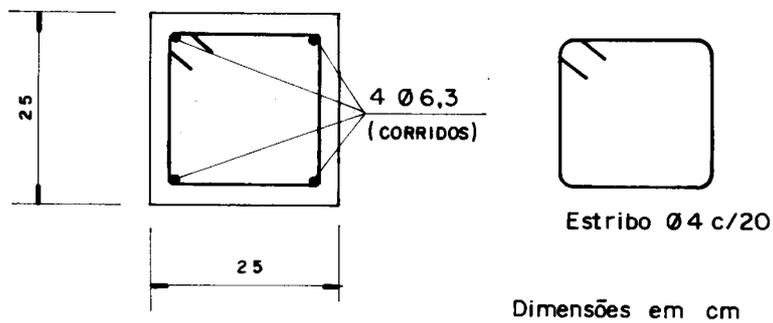


FIG. 85 - Seção Transversal típica da viga baldrame do sistema estrutural 4 para desnível de 2,00m

A fig. 85 indica a seção transversal típica da viga baldrame, dimensionada à flexão oblíqua, e a fig. 86 mostra alguns detalhes de fixação da viga vertical metálica sobre o baldrame.

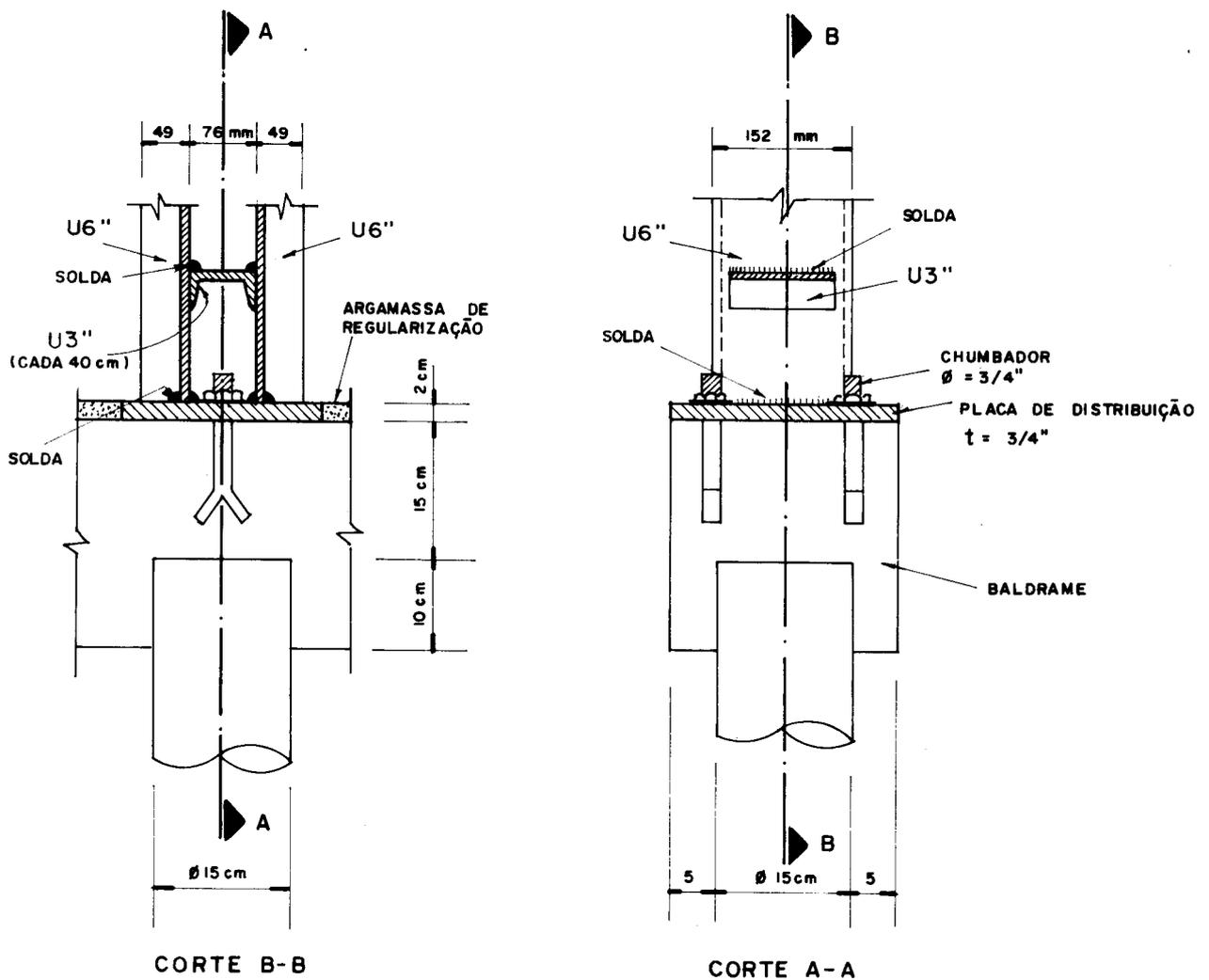


FIG. 86 - Detalhe de fixação da viga vertical no baldrame do sistema estrutural 4, para desnível de 2,00 m

4.5.4. QUANTIDADES DE MATERIAIS

Os consumos estimados de material por metro linear de contenção, para a parede pré-moldada de argamassa armada, no caso de desnível de 2,00 m, são:

$$C_e = 0,073 \text{ m}^3/\text{m} \quad (63^\circ)$$

$$C_a = 6 \text{ kg/m} \quad (64^\circ)$$

$$\frac{C_a}{C_c} = \frac{6}{0,073} = 81 \text{ kg/m}^3 \quad (65^\circ)$$

Os pesos individuais dos elementos de parede e da viga vertical, inclusive espaçadores e placa de distribuição inferior, são:

$$G_P = 640 \text{ N} \quad (75^\circ)$$

$$G_V = 716 \text{ N}$$

4.5.5. OUTROS DESNÍVEIS

Repetindo o procedimento indicado para os desníveis de 3,00 e 4,00 m, os resultados numéricos podem ser resumidos no Quadro 10, no qual HT é a altura total da nervura do elemento de parede e U é a altura de cada perfil da viga vertical.

EQUAÇÃO	GRANDEZA	UNIDADE	DESNÍVEL (m)		
			2,00	3,00	4,00
39	H	m	2,50	3,50	4,50
88	H ₁	m	0,90	1,40	1,00
89	H ₂ (*)	m	1,60	2,10	2,20
92	A(#)	kN/m	22,8	47,6	48,8
94	l(#)	m	4,0	7,6	8,3
92	A(\$)	kN/m	-	-	31,9
94	l(\$)	m	-	-	5,1
99	N ₁	kN	30,6	50,7	77,0
100	N ₂	kN	-12,3	-18,4	-26,3
101	N ₃	kN	43,4	77,0	120,7
63	C _c	m ³ /m	0,073	0,125	0,183
64	C _a	kg/m	6	10	13
65	C _a /C _c	kg/m ³	81	77	72
75	G _P	N	640	786	896
75	G _V	N	716	1347	1719
-	HT	m	0,18	0,22	0,25
-	U	in	6	8	8

QUADRO 10 - Resumo dos resultados do sistema estrutural 4

(*) Para o caso de desnível h = 4,00 m, há duas linhas de ancoragem; estas duas linhas estão posicionadas nas distâncias de H₁ e H₁+H₂ do topo e possuem mesma inclinação.

(#) Dados referentes à primeira linha de ancoragem.

(\$) Dados referentes à segunda linha de ancoragem.

4.6. SISTEMA ESTRUTURAL 5

Nesta última alternativa de contenção está sendo considerado como sistema estrutural 5 apenas uma variação do sistema anterior, na qual os elementos de parede são pré-moldados curvos ao invés de perfis retos. Estes novos elementos de parede, também de argamassa armada, têm geratriz fixada como sendo uma parábola de segundo grau, com concavidade voltada para o paramento externo da contenção (fig. 87).

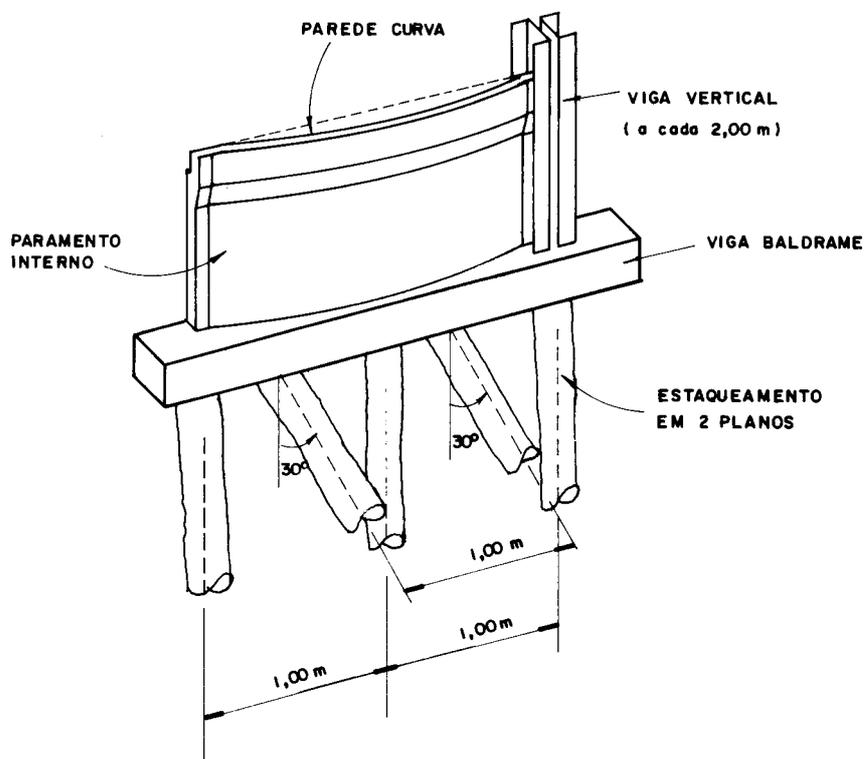


FIG. 87 - Esquema da disposição dos principais elementos do Sistema Estrutural 5

A escolha da geratriz parabólica para o elemento de parede resulta em excelente aproveitamento da forma da peça para resistir aos esforços, já que aquela forma é coincidente com a linha de pressão do carregamento admitido.

Os demais elementos componentes permanecem inalterados, de maneira que se nomeia este sistema de parede ancorada com pré-moldados curvos. Dessa forma, a distribuição de pressões laterais também permanece como aquela indicada na fig. 75 e valem as mesmas hipóteses de cálculo já consideradas anteriormente.

4.6.1. DIMENSÕES E REAÇÕES DE APOIO

Ainda para efeito de comparação, mantêm-se idênticos os valores iniciais assumidos e as reações de apoio correspondentes, como indicado em 4.5.1. Assim, para o caso de desnível de 2,00 m, têm-se novamente:

$$H = 2,50 \text{ m} \quad (39)$$

$$H_1 = 0,90 \text{ m} \quad (88)$$

$$H_2 = 1,60 \text{ m} \quad (89)$$

$$R = 6,15 \text{ kN/m} \quad (91)$$

$$A = 22,75 \text{ kN/m} \quad (92)$$

$$l_e = 4,2 \text{ m} \quad (95)$$

4.6.2. ANÁLISE ESTATICA DO ELEMENTO DE PAREDE

Valendo o desmembramento em elementos da fig. 78, o chumbador, a viga vertical, a viga baldrame e o estaqueamento têm os mesmos esforços determinados em 4.5.2. Apenas a parede passa a ter outra análise estática, como a seguir indicado.

Admitindo que a viga vertical não desloca no plano longitudinal da contenção e, em razão da vinculação existente entre a parede e a viga vertical (veja fig. 90), o comportamento do elemento pré-moldado é o de um arco bi-articulado.

Fixando, por comodidade, a flecha desse arco parabólico em $f = 0,10 \text{ m}$ para os três desníveis considerados e havendo apenas uma ação de carga uniformemente distribuída sobre o elemento, a reação hiperestática é obtida como sendo:

$$X = \frac{p_1 l^2}{8f} \quad (102)$$

Para a determinação de X admite-se, também, que vale a relação:

$$I/\cos \alpha = \text{constante} \quad (103)$$

onde I é a inércia variável do pré-moldado e α é a inclinação da geratriz, como indica a fig. 88.

Esta fig. mostra também as reações de apoio sobre o arco e o diagrama de força normal rebatido sobre a projeção horizontal, para o caso de desnível de 2,00 m, já que os demais esforços são nulos. Em razão do grande abatimento do arco, o diagrama de força normal assume uma característica de ser praticamente constante; além disso, o esforço máximo ocorre no apoio e seu valor de cálculo é:

$$N_{d, \max} = - 80,30 \text{ kN/m} \quad (104)$$

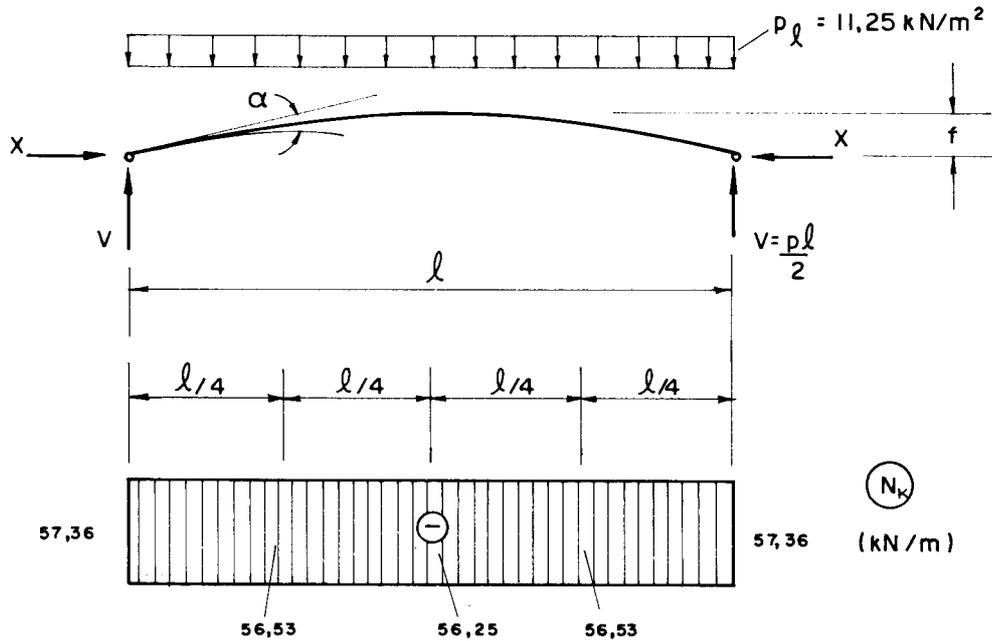


FIG. 88 — Esquema estático de ações sobre a parede e diagrama de Força Normal para desnível de 2,00m

4.6.3. FORMA E DETALHAMENTO DA ARMADURA

De acordo com a análise estática efetuada, a forma e o detalhamento da armadura para o elemento de parede para desnível de 2,00 m são aqueles indicados na fig. 89.

O detalhe de fixação da parede pré-moldada com a viga vertical é mostrado na fig. 90. Para posicionamento de cada elemento de parede, sugere-se utilizar apenas dois conjuntos de cunhas, não recuperáveis, de cerca de 10 cm de comprimento. Outros detalhes de posicionamento, no entanto, podem ser especificados.

Em relação à parede e à viga vertical, convém ressaltar as seguintes observações:

a) O dimensionamento da parede, de acordo com o critério do item 3.8., conduz a uma espessura de cerca de 30 a 60% da espessura adotada. Tal espessura mínima de 18 mm foi mantida para permitir o cobrimento de 6 mm em cada face da peça e para que a mesma não se torne excessivamente frágil para o manuseio na obra.

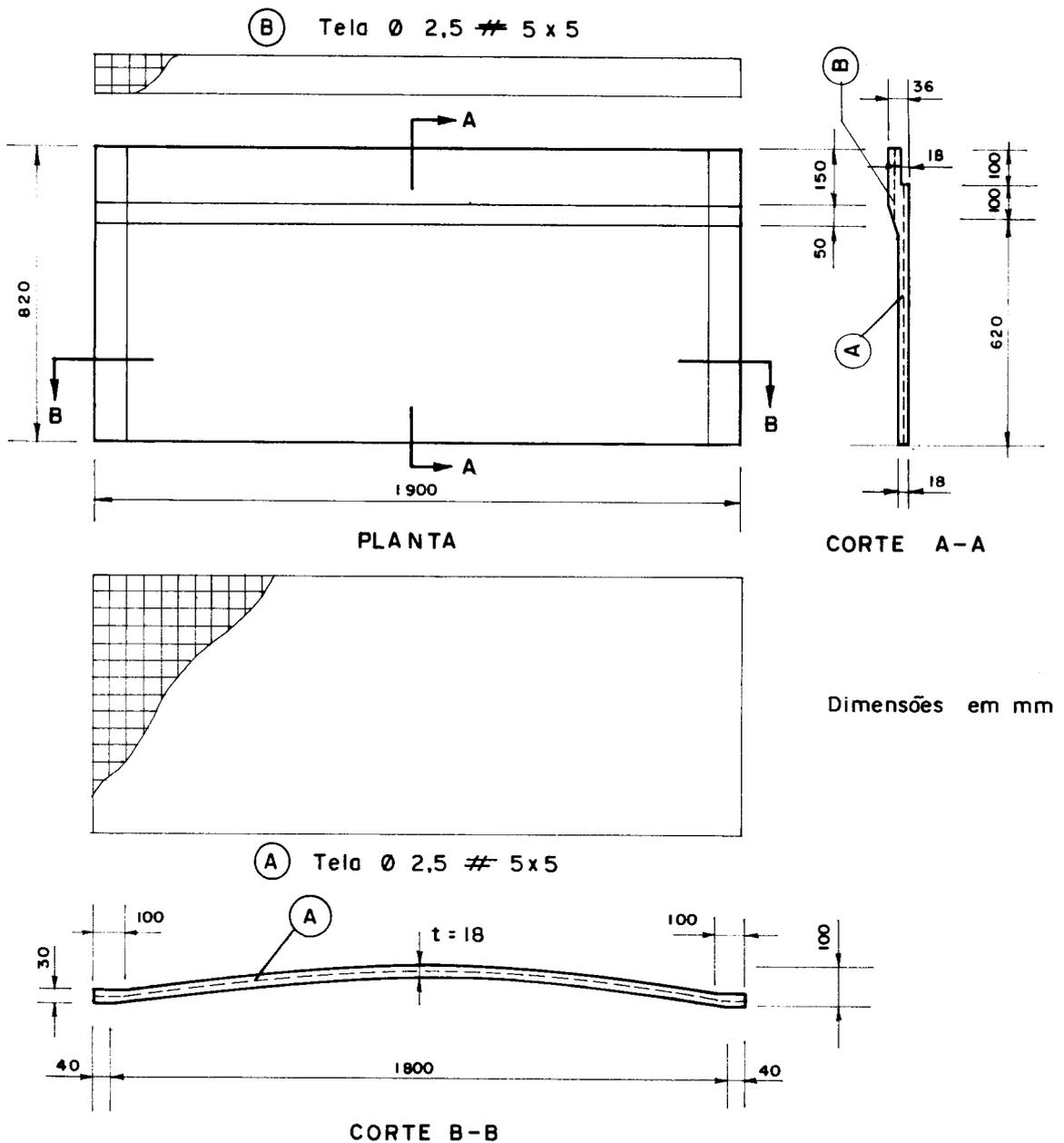


FIG. 89 — Fôrma e armação da parede do sistema estrutural 5 para desnível de 2,00 m

b) Apesar de os esforços na viga vertical serem os mesmos do item 4.5.2.3., os perfis utilizados neste sistema estrutural 5 são menores, à exceção do desnível de 3,00 m, que é igual. Isto ocorre porque, para o sistema estrutural 4, utilizou-se perfis maiores unicamente por razões construtivas, em vista da maior altura dos elementos de parede. Desta forma, o peso próprio da viga vertical é aliviado, assim como a carga nas estacas sobre essa viga. Tais alí-

vios, no entanto, não são de grande monta e as suas influências estão indicadas no Quadro 11.

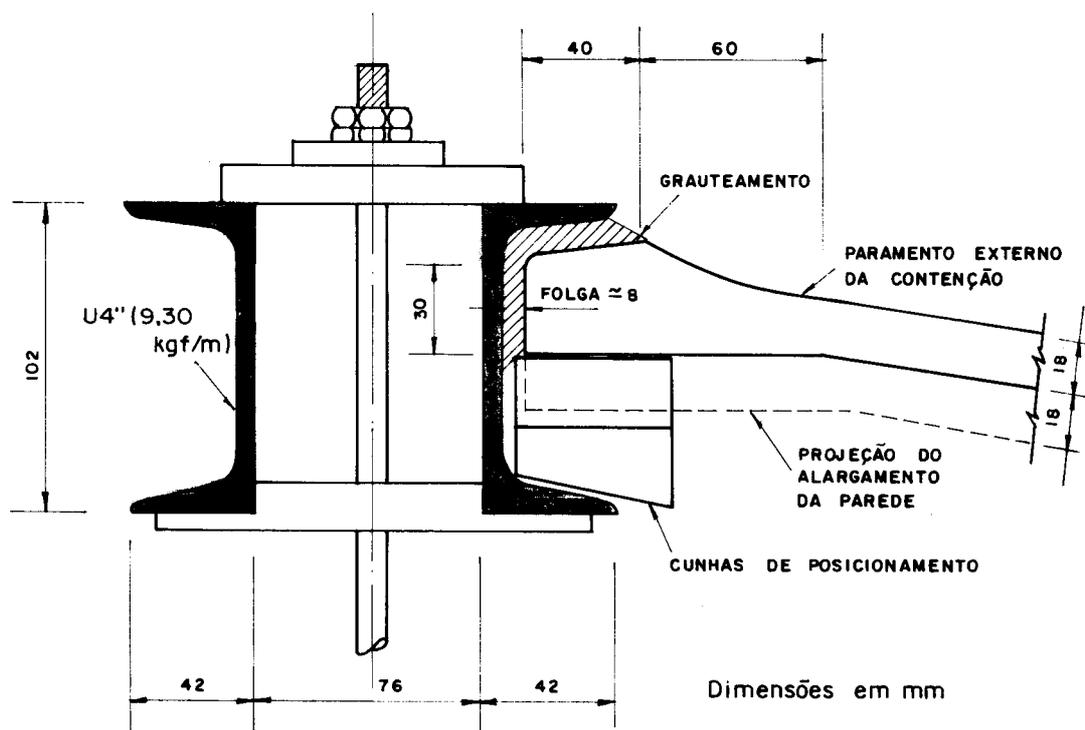


FIG. 90 — Detalhe de fixação da parede na viga vertical para desnível de 2,00 m

Quanto aos detalhes de fixação das ancoragens da contenção e da viga vertical, bem como a forma e o detalhamento da viga baldrame, permanecem válidas as figs. 84 a 86.

4.6.4. QUANTIDADES DE MATERIAIS

Para o caso de desnível de 2,00 m, os consumos estimados de material por metro linear de contenção para a parede pré-moldada de argamassa armada, são:

$$C_c = 0,045 \text{ m}^3/\text{m} \quad (63^\circ)$$

$$C_a = 4 \text{ kg/m} \quad (64^\circ)$$

$$\frac{C_m}{C_c} = \frac{4}{0,045} = 84 \text{ kg/m}^3 \quad (65^\circ)$$

Os pesos individuais dos elementos de parede e da viga vertical, inclusive espaçadores e placa de distribuição inferior, são:

$$G_P = 653 \text{ N} \quad (75^\circ)$$

$$G_V = 585 \text{ N}$$

4.6.5. OUTROS DESNIVEIS

Repetindo o procedimento, obtém-se o Quadro 11, onde t é espessura da parede pré-moldada e U é, novamente, a altura de cada perfil da viga vertical.

EQUA- ÇÃO	GRAN- DEZA	UNI- DADE	DESNIVEL (m)		
			2,00	3,00	4,00
39	H	m	2,50	3,50	4,50
88	H ₁	m	0,90	1,40	1,00
89	H ₂ (*)	m	1,60	2,10	2,20
92	A(#)	kN/m	22,8	47,6	48,8
94	l(#)	m	4,0	7,6	8,3
92	A(\$)	kN/m	-	-	31,9
94	l(\$)	m	-	-	5,1
99	N ₁	kN	30,6	50,7	77,0
100	N ₂	kN	-12,3	-18,4	-26,3
101	N _i	kN	42,9	77,0	120,3
63	C _c	m ³ /m	0,045	0,064	0,083
64	C _a	kg/m	4	5	7
65	C _a /C _c	kg/m ³	84	84	84
75	G _P	N	653	708	732
75	G _V	N	585	1347	1302
-	t	mm	18	18	18
-	U	in	4	8	6

QUADRO 11 - Resumo dos resultados do sistema estrutural 5

(*) Para o caso de desnível $h = 4,00$ m, há duas linhas de ancoragem; estas duas linhas estão posicionadas nas distâncias de H_1 e H_1+H_2 do topo e possuem mesma inclinação.

(#) Dados referentes à primeira linha de ancoragem.

(\$) Dados referentes à segunda linha de ancoragem.

4.7. AVALIAÇÃO DE DESLOCAMENTOS

4.7.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS 1 E 2

A avaliação de deslocamentos em estruturas de contenção é um problema que envolve dois materiais de comportamentos diferentes e cuja principal característica é a interação solo/estrutura. Pode-se utilizar processos requintados para essa estimativa, mas isto seria de pouca validade, em face das inúmeras incertezas relacionadas com o comportamento do próprio solo e da sua ação sobre a estrutura.

Assim, para os sistemas estruturais 1 e 2, prefere-se utilizar para esta avaliação o esquema estático indicado na fig. 91, que é o de uma viga vertical em balanço e de inércia variável, sujeita a um carregamento triangular provocado pelo solo.

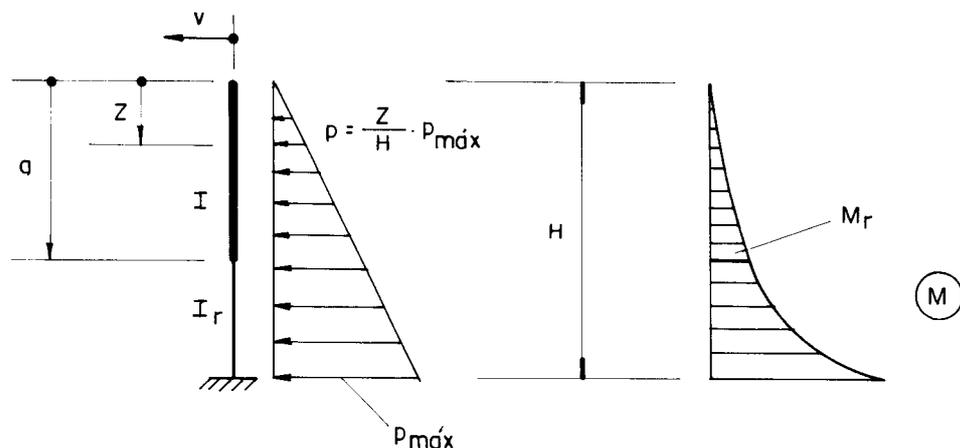


FIG. 91 — Esquema estático para avaliação da flecha no topo — sistemas estruturais 1 e 2

A notação utilizada é a que se segue:

- I : momento de inércia da seção plena
- I_r : momento de inércia da seção fissurada
- a : posição da seção transversal onde atua M_r
- M_r : momento fletor de fissuração

Ressalte-se que se poderia utilizar uma distribuição de pressões laterais tendendo aos resultados experimentais como, por exemplo, de Coyle, citada na pag. 38, ou então considerar uma possível rotação do engastamento proveniente da flexão da sapata ou mesmo de recalques diferenciais da fundação. No entanto, tais hipóteses somente seriam complicadores sem contra-partida direta na verificação real da estrutura.

Com respeito às características resistentes das seções transversais, é admitido que a viga vertical é composta de apenas dois trechos de inércias distintas: um com a seção plena em regime elástico (Estádio I) e outro com a seção fissurada em regime rígido-elástico (Estádio II). A posição de descontinuidade de inércia é aquela onde o esforço solicitante é de igual magnitude ao momento fletor de fissuração.

Para as paredes de seção transversal variável ou mesmo de armadura variável, em princípio dever-se-ia considerar estas variações, pois isto afeta diretamente a relação entre as inércias. No entanto, tal consideração também contribui muito pouco para espelhar o deslocamento real, em face das outras incertezas. Dessa forma, utiliza-se aqui inércias médias e relação entre inércias admitida como constante e igual ao valor na seção mais solicitada.

Para o cálculo algébrico do deslocamento foi desenvolvido um procedimento semelhante ao utilizado por LANGEDONCK (35), fazendo:

$$I = (1 + j) I_r \quad (105)$$

relação com a qual o parâmetro j fica determinado para um conjunto de valores de I e I_r , conhecidos a priori.

Adotando o sistema de eixos da fig. 91, o deslocamento horizontal do topo da contenção pode ser obtido aplicando o princípio dos trabalhos virtuais (PTV), o que corresponde a calcular a seguinte integral:

$$v = \int_0^H \frac{M(z) M^*(z) dz}{E I(z)} \quad (106)$$

onde: $M(z) = - p_{max} \frac{z^3}{6H}$ (107)

$$M^*(z) = - z \quad (108)$$

e: $\frac{1}{I(z)} = \frac{(1 + j \mathcal{R}_a)}{I}$ (109)

A Eq. 107 descreve o momento fletor devido ao carregamento atuante e a Eq. 108 o momento fletor devido a uma carga concentrada unitária aplicada com a posição, a direção e o sentido do deslocamento que se procura conhecer.

A Eq. 109 fornece o inverso do momento de inércia da seção transversal, admitido constante por trecho e descontínuo na seção distante de 'a' da extremidade superior. Para descrever essa inércia foi utilizada, com vantagem, a função \mathcal{R}_a : ressalto na seção 'a'.

Resolvendo a Eq. 106, obtém-se o deslocamento procurado, onde o termo entre colchetes é o acréscimo de deslocamento devido à consideração do trecho fissurado:

$$v = \frac{P_{\max}}{30EI} H^4 [1 + j(1 - \xi_a^5)] \quad (110)$$

onde ξ_a é posição relativa de uma certa seção com respeito à altura total da estrutura. No caso, para a seção distante 'a' do topo da estrutura:

$$\xi_a = \frac{a}{H} \quad (111)$$

4.7.2. SISTEMA ESTRUTURAL 3

Para o sistema estrutural identificado como 3, o procedimento adotado é análogo ao anterior, apenas modificando a vinculação da viga vertical e acrescentando mais posições onde há descontinuidade de inércia provocada pela fissuração da seção transversal (fig. 92)

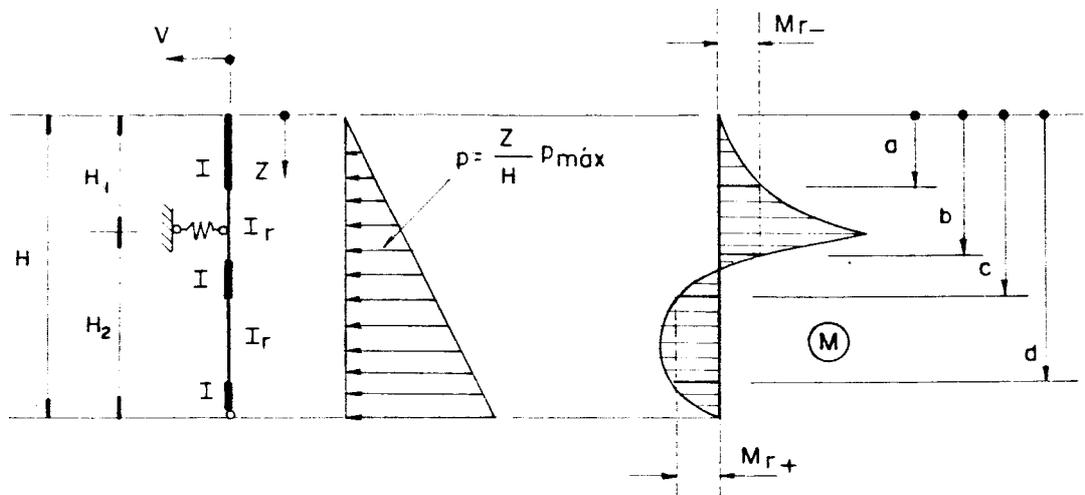


FIG. 92 — Esquema estático para avaliação da flecha no topo — sistema estrutural 3

Para efeito da determinação do deslocamento total, este é desmembrado em duas parcelas, a saber:

v = deslocamento elástico, proveniente da flexão da viga vertical;

v' = deslocamento de corpo rígido, proveniente do deslocamento do apoio recalçável.

A primeira parcela pode ser obtida reescrevendo as Eqs. 107 a 109, respectivamente, como segue:

$$M(z) = - \frac{P_{\max}}{6H} \left[z^3 - \frac{H^3}{H_2} (z-H_1) \mathcal{R}_{H_1} \right] \quad (112)$$

$$M'(z) = -z + \frac{H_1}{H_2} (z-H_1) \mathcal{R}_{H_1} \quad (113)$$

$$\frac{1}{I(z)} = \frac{1 + j (\mathcal{R}_a + \mathcal{R}_b - \mathcal{R}_c + \mathcal{R}_d)}{I} \quad (114)$$

nas quais utiliza-se novamente a função ressalto, agora nas posições a, b, c, d e H₁.

Resolvendo novamente a Eq. 106, resulta o seguinte deslocamento elástico:

$$v = \frac{P_{\max}}{360} \frac{H^4}{EI} \frac{\theta^2}{\xi_{H_1}} \left\{ 27\xi_{H_1} - 7 - j \left[\frac{12}{\theta} (\xi_a^5 - \xi_{H_1}^5) - 12(1-\xi_{H_1}) (\xi_a^5 - \xi_b^5 + \xi_c^5 - \xi_d^5) + \right. \right. \\ \left. \left. + 15(1-\xi_{H_1}) (\xi_{H_1}^4 - \xi_b^4 + \xi_c^4 - \xi_d^4) + 20(\xi_{H_1}^3 - \xi_b^3 + \xi_c^3 - \xi_d^3) - \right. \right. \\ \left. \left. - 30(1+\xi_{H_1}) (\xi_{H_1}^2 - \xi_b^2 + \xi_c^2 - \xi_d^2) + 60 \xi_{H_1} (\xi_{H_1} - \xi_b + \xi_c - \xi_d) \right] \right\} \quad (115)$$

com: $\theta = \frac{H_1}{H_2} \quad (116)$

e onde ξ_{H_1} tem, 'mutatis mutandis', o mesmo significado dado pela Eq. 111.

A segunda parcela do deslocamento da parede é obtida através da componente do alongamento do tirante, que corresponde a:

$$v'' = \frac{H \Delta l}{H_2 \cos \alpha} \quad (117)$$

onde: $\Delta l = \frac{N l}{E S} \quad (118)$

é o alongamento do tirante inclinado, admitido como sendo igual à deformação total da armadura tracionada.

As grandezas aqui utilizadas e não indicadas na fig. 92 têm os seguintes significados:

- α = inclinação do tirante, definida na fig. 64
- N = Força Normal no tirante, determinada pela Eq. 76
- l = comprimento do tirante
- E = módulo de deformação longitudinal da armadura
- S = área da armadura tracionada do tirante

4.7.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS 4 E 5

Para estes sistemas com apenas uma linha de ancoragem, o procedimento de análise é o mesmo do item ante-

rior, apenas substituindo o carregamento triangular por outro retangular. Além disso, como, no caso, a viga vertical é metálica, não existem trechos fissurados a considerar e tem-se, portanto:

$$M(z) = - \frac{p}{2} \left[z^2 - \frac{H_2^2}{H_2} (z-H_1) \mathcal{K}_{H_1} \right] \quad (119)$$

$$\frac{1}{I(z)} = \frac{1}{I} \quad (120)$$

Permanecendo idêntica a Eq. 113, a parcela do deslocamento elástico é dada por:

$$v = \frac{p \cdot H^4}{24EI} \frac{\theta^2}{\xi_{H_1}} \left(\xi_{H_1}^4 + \xi_{H_1}^3 - 6 \xi_{H_1}^2 + 5 \xi_{H_1} - 1 \right) \quad (121)$$

e o deslocamento de corpo rígido é dado, novamente, pelas Eqs. 117 e 118, reescritas abaixo:

$$v' = \frac{H \Delta l}{H_2 \cos \alpha} \quad (117)$$

$$\Delta l = \frac{N l}{E S} \quad (118)$$

Para a determinação numérica destas equações, os significados das grandezas utilizadas passam a ser:

- α = inclinação do chumbador, definida na fig. 74
- N = Força Normal no chumbador, determinada pela Eq. 92
- l = comprimento do chumbador, definido pelas Eqs. 94
- E = módulo de deformação longitudinal da armadura
- S = área da armadura do chumbador

Havendo duas linhas de ancoragem, como no caso do desnível de 4,00 m, a quantidade H nas equações anteriores deve ser substituída por H_1+H_2 , além de que o novo deslocamento de corpo rígido passa a ser:

$$v' = \frac{(H_1+H_2) \Delta l_1}{H_2 \cos \alpha_1} - \frac{H_1 \Delta l_2}{H_2 \cos \alpha_2} \quad (122)$$

onde os índices 1 e 2 do alongamento e da inclinação referem-se à primeira e segunda linhas de ancoragem, respectivamente.

4.7.4. DESLOCAMENTOS FINAIS

De acordo com o item 4.2.3.1. da NBR-6118, recomenda-se avaliar o deslocamento final de uma estrutura de concreto armado devido às ações de longa duração, aplicadas logo após o término da construção, como sendo o produto do deslocamento imediato elástico pela relação entre as curvaturas final e inicial da seção de maior momento fletor, em valor absoluto.

Este deslocamento elástico deve ser determinado com o módulo de deformação secante do concreto, obtido por:

$$E = 5940 \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad (\text{MPa}) \quad (123)$$

A relação entre as curvaturas a que se refere aquela norma, pode ser obtida através de:

$$R = \frac{3 \epsilon_c + \epsilon_s}{\epsilon_c + \epsilon_s} \quad (124)$$

onde ϵ_c e ϵ_s são as deformações absolutas do concreto e da armadura, determinadas em serviço.

Não havendo, por ora, recomendações equivalentes específicas para a argamassa armada, parece razoável estimar o deslocamento final devido à ação de longa duração nas contenções aqui estudadas, adotando idêntico procedimento.

Dessa forma, tanto para o sistema estrutural 1, de concreto armado, quanto para o sistema 2, de argamassa armada, o deslocamento final será avaliado como sendo:

$$v_f = v R \quad (125)$$

onde v é determinado pela Eq. 110 e R pela Eq. 124.

Para o sistema estrutural 3, no entanto, a parcela de deslocamento correspondente ao tirante não será afetada pela relação 124, de tal modo que a Eq. 125 deve apenas ser acrescida da contribuição desse alongamento, ou seja:

$$v_f = v R + v' \quad (126)$$

Como a viga vertical dos sistemas estruturais 4 e 5 é metálica, o deslocamento final para aqueles sistemas é apenas:

$$v_f = v + v' \quad (127)$$

Substituindo convenientemente os dados para os três desníveis considerados em cada sistema estrutural, os resultados numéricos obtidos pelas equações correspondentes estão tabulados no Quadro 12. Como o sistema 2 foi calculado com larguras frontais de 30 e 40 cm, estas larguras estão referenciadas como A e B, respectivamente.

SIS-TEMA	H (cm)	v (cm)	v' (cm)	R -	v ₊ (cm)	$\frac{v_{\pm}}{H}$
1	250	1,84	-	1,57	2,89	0,0116
	350	2,98	-	1,58	4,71	0,0135
	450	3,50	-	1,53	5,36	0,0119
2A	250	0,44	-	1,21	0,53	0,0021
	350	0,53	-	1,22	0,65	0,0019
	450	0,65	-	1,30	0,85	0,0019
2B	250	0,37	-	1,19	0,44	0,0018
	350	0,43	-	1,21	0,52	0,0015
	450	0,60	-	1,27	0,76	0,0017
3	250	3,93	0,62	1,25	5,53	0,0221
	350	5,81	0,90	1,23	8,05	0,0230
	450	6,90	1,11	1,23	9,60	0,0213
4	250	0,12	0,70	-	0,82	0,0033
	350	0,50	1,86	-	2,36	0,0067
	450	0,03	1,61	-	1,64	0,0036
5	250	0,38	0,70	-	1,08	0,0043
	350	0,50	1,86	-	2,36	0,0067
	450	0,08	1,61	-	1,69	0,0038

QUADRO 12 - Deslocamentos finais do topo das estruturas de contenção estudadas

Comentários e observações a respeito deste e de outros Quadros resumo estão apresentados no Capítulo seguinte.

CAPÍTULO 5 ANÁLISE COMPARATIVA

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As comparações realizadas entre os cinco sistemas estruturais aqui estudados tomam por base aspectos técnicos julgados relevantes. Podem ser feitos reparos quanto aos critérios de inclusão ou exclusão de certas comparações ou dados sem que, no nosso entender, sejam comprometidas as conclusões que vão relatadas no Capítulo seguinte.

Convém registrar que, como os preços relativos entre os materiais cimento, areia, pedra britada, vergalhões e telas de aço, fôrmas e perfis metálicos e entre os materiais e a mão-de-obra podem sofrer grandes variações entre as diversas regiões do país e ao longo do tempo, é possível que, em determinadas ocasiões, tais preços relativos tendam a favorecer mais ou menos a determinados sistemas em detrimento de outros e vice-versa. Assim, preferiu-se apresentar o detalhamento das planilhas de cálculo de custos não só das peças de argamassa armada, o que era necessário, como também, do corte, aterro, drenagem, concreto armado, etc., a fim de permitir aferição e modificação a qualquer tempo dos índices de custo adotados.

Além disso, as incidências de consumo dos materiais componentes e mão-de-obra para cada elemento de custo foram coletadas, quando existentes, junto às Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos - TCPO 6 (67) e, quando não existentes, inferidas por relações empíricas ou práticas de forma a ser possível um balisamento inicial a ser reavaliado no futuro.

Quanto aos custos unitários dos insumos, estes foram coletados, quando existentes, junto a revistas A CONSTRUÇÃO SÃO PAULO (1) e (2) correspondentes a meados do

mês de janeiro de 1987. Quando não existentes, estes foram obtidos por comparação de insumos considerados equivalentes ou próximos.

Após a composição de cada item de custo, o valor final, obtido em cruzados, foi convertido em OTN's vigentes em janeiro de 1987. Em razão do congelamento de preços ainda oficialmente vigente durante a data-base escolhida e da conjuntura econômica do País naquele momento, convém deixar aqui registrados também os valores de alguns indicadores econômicos na data de referência, os quais podem servir de base para extrapolações:

1 OTN (oficial)	=	Cz\$ 106,40
1 OTN (pro-rata)	=	Cz\$ 129,98
1 US\$ (oficial)	=	Cz\$ 15,67

Como, neste Capítulo, faz-se menção a diversos quadros, figuras e equações já apresentados nos Capítulos anteriores, chama-se a atenção para o fato de ser referenciada, em seguida, a página do texto na qual apresenta-se o quadro, figura ou equação.

5.2. CUSTOS DAS OBRAS

São muitos os fatores que concorrem, de maneira direta, para a avaliação do custo final de uma obra, em geral. Em particular para as obras de contenção, a maior parte destes fatores relaciona-se com os materiais necessários para a execução da própria estrutura de contenção, podendo ser estimados com relativa facilidade e precisão. Outros dizem respeito ao local de implantação da obra, não podendo ser estimados sem conhecimento prévio desse local. Em geral, esses correspondem aos custos de drenagem, corte e aterro necessários, podendo ser relativamente constantes ao longo de todo o desenvolvimento da contenção ou serem variáveis de trecho a trecho, em razão de particularidades locais.

Um terceiro grupo corresponde àqueles fatores diretamente ligados aos responsáveis pela execução da obra, tais como, BDI, facilidades ou não de transporte e equipamentos, proximidade de instalações, qualificação da mão-de-obra, despesas financeiras, etc.

Estes diversos fatores conduzem a uma dificuldade natural, sem o conhecimento prévio de algumas informações, para a avaliação do custo correspondente à hipotética execução de cada um dos sistemas estruturais aqui analisados. Assim, torna-se necessário pré-fixar algumas condições a título de simular uma situação tão próxima quanto possível da real.

Isto posto, é assumido, apenas por comodidade, que o local de implantação da obra de contenção a ser rea-

lizada é um terreno com perfil transversal típico como aquele indicado na fig. 93, ou seja, já nivelado à frente de um certo plano vertical e com talude de cerca de 30° atrás desse mesmo plano.

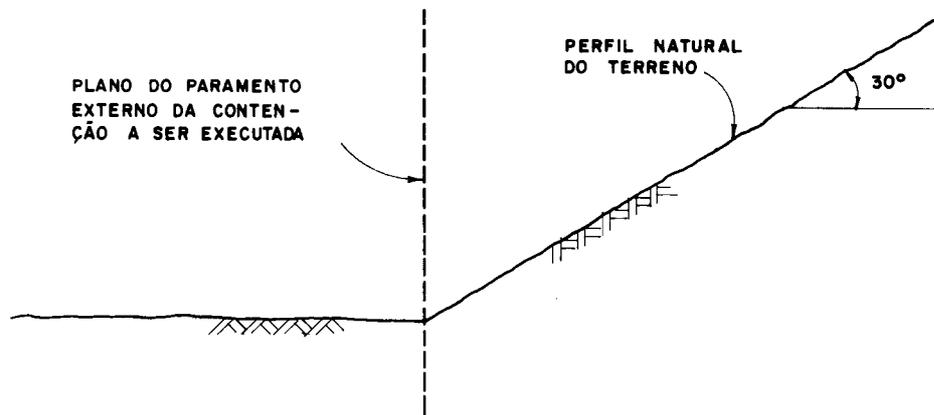


FIG. 93 - Esquema do hipotético local de implantação da contenção

Impondo que o plano vertical indicado é a locação do paramento externo da contenção, fica imediato o cálculo dos volumes envolvidos de corte e aterro para cada sistema estrutural tomando por base o esquema genérico desenvolvido na fig. 94. Esta figura sugere a execução de um muro de arrimo em balanço, mas tal não é necessário, pois, para a determinação dos volumes indicados, basta o conhecimento dos ângulos envolvidos, do desnível h considerado, da largura B da base da estrutura (acrescida de um mínimo de 15cm de cada lado para possibilitar a execução), do volume V_E ocupado pela estrutura e da altura c do aterro de proteção à frente da sapata, imposta de 50 cm.

Dessa forma, os volumes V_C e V_A de corte e aterro, respectivamente, são estimados por unidade de comprimento de contenção como sendo:

$$V_C = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 \quad (128)$$

$$V_A = V_C + V_5 - V_E \quad (129)$$

onde os volumes V_1 a V_4 são determinados a partir do conhecimento do desnível e da largura da base de cada sistema estrutural e o volume V_5 só depende do desnível, no caso. Com as considerações e imposições realizadas, tais volumes são:

$$V_1 = \frac{c^2}{2 \operatorname{tg} 60^\circ} \quad (130)$$

$$V_2 = c b_1 \quad (131)$$

$$V_3 = b_2 \frac{(c + b_2 \operatorname{tg} 30^\circ)}{2} \quad (132)$$

$$V_4 = \frac{(b_2 \operatorname{tg} 30^\circ + c)^2}{2(\operatorname{tg} 60^\circ - \operatorname{tg} 30^\circ)} \quad (133)$$

$$V_5 = \frac{h^2}{2 \operatorname{tg} 30^\circ} \quad (134)$$

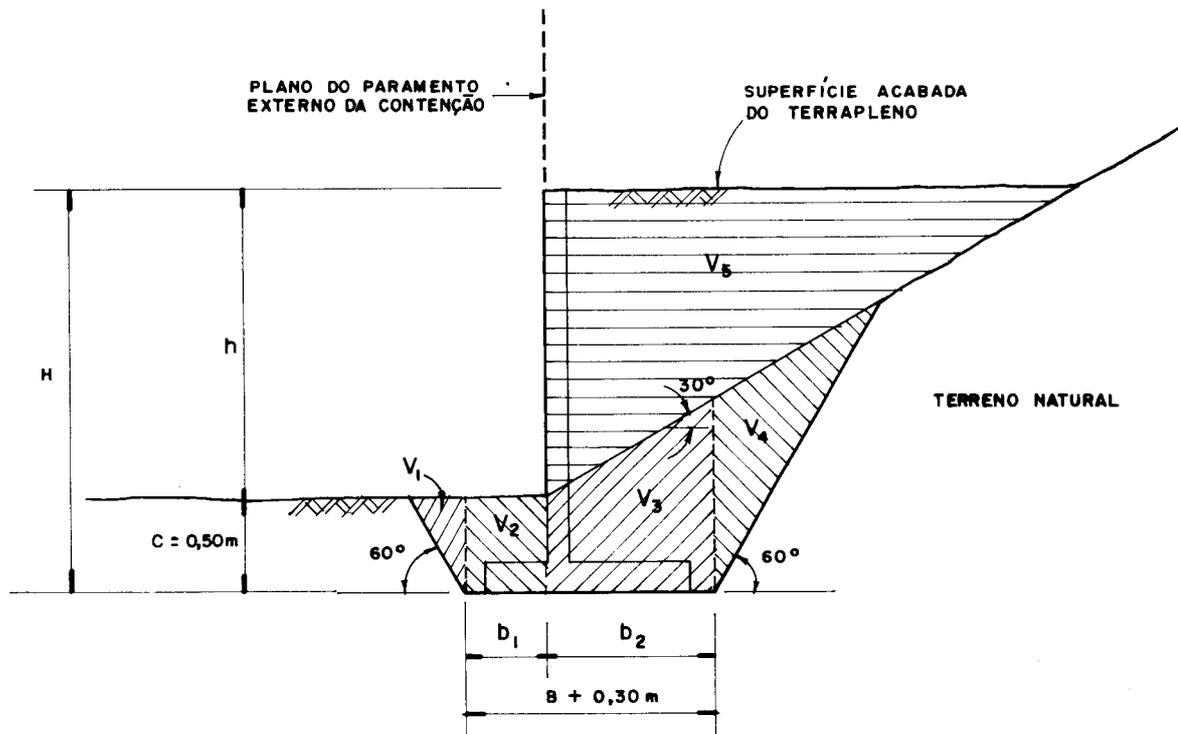


FIG. 94 — Esquema genérico de avaliação dos volumes de corte e aterro

5.2.1. CORTE E ATERRO

Para cálculo dos custos dos serviços de corte e aterro foram considerados os seguintes dados:

- Escavação manual de valas até 1,5 m de profundidade.
consumos: 3,0 h de servente
99,1% de leis sociais
custo total : 0,48 OTN/m³

- Aterro manual em camadas de 20 cm, umedecidas e fortemente apiloçadas, com terra disponível na obra, inclusive espalhamento.

consumos: 0,3 h de pedreiro
3,4 h de servente
99,1% de leis sociais
custo total : 0,61 OTN/m³

5.2.2. DRENAGEM

Para efeito da estimativa do custo de drenagem é assumido que todas as alternativas estudadas terão o mesmo sistema de tubos dreno colocado no interior do terrapleno contido, como referenciado na fig. 48-p.61. Além disso, é considerada, também, a aplicação de uma faixa de 15 cm de largura de manta geotêxtil ao longo da junção entre dois elementos pré-moldados de argamassa armada.

Quanto ao custo de colocação da camada drenante, este já é computado quando do aterro, de modo a restar apenas os dados abaixo indicados.

- Drenagem com tubos dreno cerâmicos de diâmetro de 30 cm embocados, sem argamassa, sob camada de pedra brita, em valas já abertas.

consumos: 1,05 m de tubos dreno
0,18 m³ de pedra britada
0,25 h de pedreiro
0,80 h de servente
99,1% de leis sociais
custo total : 1,33 OTN/m

- Aplicação de manta geotêxtil não tecida de poliéster para drenagem, tipo Bidim DP-20, com largura de 15 cm.

consumos: 1,05 m² de manta DP-20
0,03 h de pedreiro
0,03 h de servente
99,1% de leis sociais
custo total : 0,12 OTN/m²

5.2.3. CONCRETO ARMADO

A determinação dos custos finais das peças executadas em concreto armado, tais como todo o sistema estrutural 1 e os baldrames dos sistemas 4 e 5, foi realizada computando os custos unitários dos seguintes componentes:

- Preparo de concreto, com betoneira, no traço 1:3:4, em volume, para estruturas de concreto armado em geral, inclu-

sive lançamento e aplicação nas fôrmas.

consumos: 300 kg de cimento
0,642 m³ de areia média
0,765 m³ de pedras 2 e 3
betoneira: 10% do custo do material
14 h de servente
5 h de pedreiro
99,1% de leis sociais
custo total : 10,86 OTN/m³

- Fôrmas especiais para concreto de chapas de madeira plastificada de 12 mm de espessura, levando-se em conta utilização de 10 vezes, apenas de um lado, reforçadas com sarrafos de pinho de 3".

consumos: 0,13 m² de chapa plastificada
0,26 m² de tábuas de pinho de 3"
1,53 m de sarrafo de pinho de 3"
1,20 m de pontaleta 3" de 3"
0,25 kg de pregos
0,80 h de carpinteiro
0,80 h de servente
99,1% de leis sociais
custo total : 1,25 OTN/m²

- Ferragem CA-50B média

consumos: 1,15 kg de aço
0,02 kg de arame recozido
0,08 h de ferreiro
0,08 h de servente
99,1% de leis sociais
custo total : 0,12 OTN/kg

5.2.4. ESTAQUEAMENTO

Como o estaqueamento previsto dos sistemas estruturais 4 e 5 é composto de micro-estacas executadas de forma manual, e não sendo disponíveis informações precisas quanto ao custo por metro de comprimento, foi assumido que este item corresponde, a grosso modo, ao custo de execução de brocas manuais de diâmetro equivalente.

- Brocas de concreto armado no traço 1:3:6, em volume, com 20 kg de aço/m³ de concreto, diâmetro de 15 cm.

consumos: 0,018 m³ de concreto
1,0 m de perfuração
0,98 kg de ferragem
custo total : 0,58 OTN/m

5.2.5. CHUMBADORES

O custo de execução da ancoragem passiva dos sistemas estruturais 4 e 5 foi determinado de modo aproximado, tomando por base dados coletados para perfuração manual em terra de resistência média, até 4,0m de profundidade e mais uma estimativa de consumo de materiais e mão-de-obra para a execução e injeção da calda de cimento, conforme discriminado abaixo:

- Chumbador de diâmetro de 10 cm, com perfuração manual e injeção de calda de cimento com fator água/cimento = 0,5, empregando pressão gravitacional.

consumos: 16 kg de cimento
1,6 kg de aço
2,1 h de servente
99,1% de leis sociais
custo total : 0,67 OTN/m

5.2.6. VIGA METALICA

O custo para a execução e instalação das vigas verticais compostas de perfis metálicos dos sistemas estruturais 4 e 5 foi estimado tomando como base para o preço do aço trabalhado o dobro do preço por kg da cantoneira laminada, de modo a obter-se a seguinte composição de custo:

- Preparo, posicionamento, soldagem dos espaçadores transversais e instalação da viga vertical, inclusive placas de ancoragem inferior e do chumbador.

custo total : 0,15 OTN/kg

5.2.7. ARGAMASSA ARMADA

Para a estimativa dos custos das peças executadas em argamassa armada, foi desenvolvida uma sistemática tomando por base parâmetros obtidos junto a usinas de pré-moldados já existentes, informações práticas acumuladas pelo Grupo de São Carlos ao longo dos anos e informações técnicas colhidas junto a membros da Associação Brasileira de Cimento Portland que prestam assessoria na área de argamassa armada.

A sistemática aludida foi pela primeira vez empregada em 1986 no cálculo dos custos dos elementos pré-moldados de argamassa armada do Hospital Geral São Matheus, para o qual, a convite da Cia. de Desenvolvimento Habitacional do Estado de S. Paulo - CDH, HANAI & MIGLIORÉ (30)

prestaram assessoria técnica no projeto e desenvolvimento dos pré-moldados. Nessa oportunidade foi possível organizar uma análise racional dos insumos e tempos dispendidos para a pré-moldagem em usina, sendo que os resultados obtidos foram considerados bastante consistentes.

Agindo de maneira semelhante para as peças de argamassa armada estudadas neste texto, cada elemento pré-moldado foi analisado de maneira independente com o auxílio de uma planilha eletrônica tipo VisiCalc, cuja listagem final para o caso específico da parede do sistema estrutural 3 de desnível de 3,00 m, é mostrada abaixo.

SISTEMA ESTRUTURAL 3

=====

parede de 3,00m

Custos calculados em OTN

Data de base dos custos: Jan/87

Valor da OTN = Cz\$ 106,40

1 - Argamassa - volume = 0.0771 m3

item	consumos	ct.	ct.	ct.
	por m3	unit.	mat.	m.o.
cimento	650 kg	.0102	0.51	-
areia	0.95 m3	1.88	0.14	-
betoneira	10.00 % mat	-	0.06	-
servente	6.00 h	.08	-	0.04
leis soc.	99.10 %	-	-	0.04

=====

2 - Armadura - telas = 4.29 m2
vergalhão = 1.85 kg

item	consumos	ct.	ct.	ct.
	por un.	unit.	mat.	m.o.
telas + 3%	1.03 m2	.21	0.93	-
verg. + 15%	1.15 kg	.0808	0.17	-
espaçadores	20 p/m2	.0002	0.02	-
serv/tela	0.20 h	.08	-	0.07
serv/verg.	0.16 h	.08	-	0.02
leis soc.	99.10 %	-	-	0.09

=====

3 - Produção de uma peça

item	consumos	ct.	ct.	ct.
	por peça	unit.	mat.	m.o.
servente	1.60 h	.08	-	0.13
leis soc.	99.10 %	-	-	0.13

=====

4 - Fôrmas metálicas: Área = 5,46 m²
 quant. fôrmas = 1
 quant. peças = 500

item	consumos por m ²	ct. unit.	ct. fôrma	ct.impl. fôrma/peça
aço trabalh.	50 kg	0.30	81.9	0.16

5 - Montagem e Transporte até 2 km
 Montagem estimada: 0.25 horas
 Proj. área peça: 1.75 m²

item	consumos	ct. unit.	ct. equip	ct. m.o.
servente	0.25 h	.08	-	0.02
caminhão	1.75 m ²	.02	0.04	-
leis soc.	99.10 %	-	-	0.02

6 - Outros Materiais e Serviços

item	consumo	ct. mat.	ct. equip	ct. m.o.
materiais	-	0.00	-	-
equipamentos	-	-	0.00	-
mão-de-obra	-	-	0.00	-
leis soc.	99.10 %	-	-	0.00

7 - Implantação da Linha de Produção
 Amortização da instalação em 1 ano

Índice p/peça = 3.00 %
 (do total do custo de uma peça)

CUSTO POR PEÇA

item	mat.	m.o.	equip	impl.	tot.	%
argamassa	0.65	0.07	0.06	-	0.79	30
armadura	1.12	0.18	-	-	1.30	49
produção	-	0.25	-	-	0.25	10
fôrmas	-	-	-	0.16	0.16	6
montagem	-	0.04	0.04	-	0.07	3
outros	0.00	0.00	0.00	-	0.00	3
implantação	-	-	-	0.08	0.08	3
totais	1.77	0.55	0.10	0.24	2.66	100
%	66	21	4	9	100	

Para cada peça foram determinados os dados constantes do Quadro 13 de acordo com os seguintes itens da planilha de custo anteriormente apresentada:

1 - Argamassa

volume, em m^3 , da argamassa necessária para o preenchimento de uma fôrma.

2 - Armadura

Área, em m^2 , das telas e peso, em kg, dos vergalhões especificados no cálculo estrutural para uma peça.

3 - Produção

tempo, em homens/hora, estimado para a produção em usina de cada peça, considerando preparação de fôrmas, transporte horizontal e vertical com equipamentos de pequeno porte dentro da usina, lançamento e adensamento da argamassa com a peça em posição vertical, cura em tanques adequados e desmoldagem, com um ciclo médio de 24 horas para cada fôrma.

4 - Fôrmas metálicas

desenvolvimento da área, em m^2 , da superfície de uma fôrma, considerando um consumo estimado de 50 kg de aço trabalhado por m^2 . Para estas fôrmas considera-se também reutilização mínima de 500 vezes.

5 - Montagem e transporte

tempo, em homens/hora, estimado para a montagem da peça na obra e área, em m^2 , da superfície ocupada pela peça para efeito de transporte em carroceria comum de caminhão até 2 km de distância da usina.

6 - Outros Materiais e Serviços

consumos de materiais, equipamentos especiais e mão-de-obra necessários para a instalação ou acabamento de uma peça em particular. Para os estudos aqui realizados, somente são considerados neste item as articulações metálicas dos tirantes do sistema estrutural 3.

7 - Implantação da Linha de Produção

Índice, em porcentagem, da incidência estimada no custo final de uma peça da implantação dos diversos equipamentos e instalações da linha de produção, tais como: mesa, cavalete vibratório ou motovibradores de fôrma, tanques de cura de primeira e segunda fases (com e sem fôrmas, respectivamente), pórticos e talhas para transporte horizontal e vertical com trabalho braçal, equipamentos e instalações complementares, tais como: cavaletes para retirada e limpeza das fôrmas, bancadas, andaimes, ferramentas manuais, "pallets", abrigos, etc.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
2A	2,00	0,0509	2,92	0,71	2,0	3,67	0,20	0,75	1,87
	3,00	0,0953	5,82	1,64	2,2	6,87	0,20	1,05	3,34
	4,00	0,1889	12,22	6,88	2,4	10,39	0,20	1,35	6,78
2B	2,00	0,0647	3,57	0,73	2,0	4,57	0,20	1,00	2,22
	3,00	0,1207	6,78	2,68	2,2	8,18	0,20	1,40	4,04
	4,00	0,2295	14,11	7,04	2,4	12,40	0,20	1,80	7,79
3P	2,00	0,0374	3,20	1,35	1,4	3,60	0,25	1,25	1,80
	3,00	0,0771	4,29	1,85	1,6	5,46	0,25	1,75	2,66
	4,00	0,1387	6,03	3,76	1,8	8,10	0,25	2,25	4,12
3S	2,00	0,0302	1,59	0,75	1,4	1,80	0,20	0,55	1,15
	3,00	0,0616	2,65	1,56	1,6	3,22	0,20	0,78	1,94
	4,00	0,1206	5,71	3,40	1,8	5,72	0,20	1,10	3,70
3T	2,00	0,0046	0,36	0,75	0,5	0,31	0,25	0,07	0,41
	3,00	0,0065	0,65	2,05	0,5	0,44	0,25	0,09	0,71
	4,00	0,0118	1,18	4,32	0,5	0,66	0,25	0,15	1,23
4P	2,00	0,0294	1,53	-	1,4	2,93	0,20	0,86	1,08
	3,00	0,0357	1,78	-	1,4	3,32	0,20	0,94	1,22
	4,00	0,0406	1,89	-	1,4	3,59	0,20	0,94	1,31
5P	2,00	0,0297	1,63	-	1,4	3,26	0,25	1,62	1,14
	3,00	0,0322	1,77	-	1,4	3,53	0,25	1,76	1,22
	4,00	0,0333	1,82	-	1,4	3,65	0,25	1,82	1,25

QUADRO 13 - Dados para composição e custo das peças de argamassa armada

LEGENDA DAS COLUNAS

- (1) O algarismo identifica o sistema estrutural e a letra seguinte indica:
 A - largura frontal de 0,30 m
 B - largura frontal de 0,40 m
 P - parede
 S - sapata
 T - tirante
- (2) Altura do desnível, em m
 (3) Volume de argamassa, em m³
 (4) Área de telas, em m²
 (5) Peso de barras de aço, em kg
 (6) Tempo de produção, em homens/hora
 (7) Área de fôrma, em m²
 (8) Tempo de montagem, em homens/hora
 (9) Área da projeção da peça, em m²
 (10) Custo de cada peça, em DTN

Os dados utilizados no cálculo das peças de argamassa armada estudadas foram obtidos dos projetos detalhados como indicado no Capítulo 4 e estão listados no Quadro 13, o qual indica, também, o custo total de cada peça.

Montada a planilha da maneira indicada, é possível obter a listagem das páginas 122 e 123 na qual também há a indicação de uma tabela resumo com a apresentação do custo final de uma peça pela totalização de cada item componente do custo e suas respectivas porcentagens de incidência. Tal tabela assume importância no sentido de que é possível avaliar o peso relativo de cada item de custo.

Em relação às vinte e uma peças analisadas dos três níveis estudados, o custo dos materiais obtidos na tabela resumo situou-se entre 53 e 73% do custo total e a incidência da mão-de-obra correspondeu entre 16 e 37% do mesmo total. Estas faixas de custos relativos podem ser entendidas como uma boa aproximação para a estimativa preliminar do custo total de uma peça, antes da análise efetuada como descrito.

5.2.8. CUSTOS FINAIS

Com base nas composições desenvolvidas, é possível obter a estimativa do custo final de cada obra por metro de contenção para cada nível analisado, considerando os preços estimados de corte, aterro, drenagem, estrutura e o número necessário de elementos pré-moldados para formar um metro linear de contenção. Estes valores estão indicados nos Quadros 14 a 16 e consideram os custos do sistema estrutural 1 como referência para a determinação do índice relativo de cada sistema.

Convém ressaltar que não foram consideradas nas composições de custos dos sistemas estruturais aqui analisados as incidências de BDI, administração central e local, acabamento e impostos.

Quanto aos valores numéricos obtidos para cada sistema estrutural, deve-se ter em mente que estes são razoavelmente precisos com relação aos três primeiros e com maior margem de erro para os sistemas 4 e 5, em vista da dificuldade de obtenção dos custos unitários de execução da viga vertical metálica, do chumbador e do estaqueamento. Havendo possibilidade de obtenção mais precisa destes últimos valores, poderão ocorrer mudanças significativas nos custos relativos, de modo a ser preferível entender os valores finais com reserva.

Sistema	1	2A	2B	3	4	5
concreto	15,61	-	-	-	1,91	1,91
argamassa	-	6,23	5,55	6,72	2,70	1,71
viga met.	-	-	-	-	10,74	8,78
chumbador	-	-	-	-	1,34	1,34
estaca(*)	-	-	-	-	4,64	4,64
sub-total	15,61	6,23	5,55	6,72	21,33	18,38
corte	0,86	0,90	0,90	0,90	0,29	0,29
drenagem	1,33	1,48	1,44	1,42	1,40	1,37
aterro	2,90	3,15	3,15	3,17	2,39	2,35
ct. total	20,70	11,76	11,04	12,21	25,41	22,39
índice %	100	57	53	59	123	108

QUADRO 14 - Custo do metro linear da obra de contenção para cada sistema estrutural com desnível de 2,00 m
(Valores em OTN - data base: Janeiro/87)

(*) Comprimento médio das estacas = 4,00 m

Sistema	1	2A	2B	3	4	5
concreto	27,65	-	-	-	1,91	1,91
argamassa	-	11,13	10,10	10,62	4,27	2,44
viga met.	-	-	-	-	20,21	20,21
chumbador	-	-	-	-	2,55	2,55
estaca(#)	-	-	-	-	5,80	5,80
sub-total	27,65	11,13	10,10	10,62	34,74	32,91
corte	1,29	1,33	1,33	1,33	0,21	0,21
drenagem	1,33	1,54	1,49	1,46	1,44	1,39
aterro	5,79	6,26	6,27	6,28	5,00	4,95
ct. total	36,06	20,26	19,19	19,69	41,39	39,46
índice %	100	56	53	55	115	109

QUADRO 15 - Custo do metro linear da obra de contenção para cada sistema estrutural com desnível de 3,00 m
(Valores em OTN - data base: Janeiro/87)

(#) Comprimento médio das estacas = 5,00 m

Sistema	1	2A	2B	3	4	5
concreto	45,13	-	-	-	2,16	2,16
argamassa	-	22,60	19,48	18,10	5,90	3,13
viga met.	-	-	-	-	25,79	19,53
chumbador	-	-	-	-	4,49	4,49
estaca (&)	-	-	-	-	6,96	6,96
sub-total	45,13	22,60	19,48	18,10	45,30	36,27
corte	1,69	2,12	2,12	2,12	0,31	0,31
drenagem	1,33	1,60	1,53	1,49	1,48	1,40
aterro	9,63	10,76	10,80	10,82	8,69	8,63
ct. total	57,78	37,08	33,93	32,53	55,78	46,61
índice %	100	64	59	56	97	81

QUADRO 16 - Custo do metro linear da obra de contenção para cada sistema estrutural com desnível de 4,00 m (Valores em OTN - data base: Janeiro/87)

(&) Comprimento médio das estacas = 6,00 m

A análise dos Quadros 14 a 16 indica uma franca vantagem dos sistemas estruturais 2 e 3 sobre os demais, para todos os desníveis considerados, chegando a ser de até cerca de metade do valor de uma obra equivalente em concreto armado. Aparentemente, é mais econômica a utilização do sistema 2, independentemente da largura frontal, para baixos desníveis, quando comparado com o sistema 3. Para o desnível de 3,00 m, os custos tendem a equilibrar, passando então a inverter esta relação no caso de desnível de 4,00 m, onde o sistema 3 tende a ser consideravelmente mais favorável.

Já o sistema 4 mostrou-se de maior custo do que o sistema 1 para os desníveis de 2,00 e 3,00 m e praticamente coincidindo para o caso do desnível de 4,00 m, tendo em vista a observação da página 126.

Com relação ao sistema 5, este mostrou-se equivalente para os desníveis de 2,00 e 3,00 m e de custo já significativamente menor para o caso de desnível de 4,00 m.

Deve ser também realçado que o terreno escolhido para implantação das obras de contenção da fig. 94 mostra-se virtualmente desvantajoso para os sistemas 4 e 5, em vista de que estes exigem menor movimentação de terra principalmente para inclinações de talude mais íngremes, onde tenderão a tornar-se mais vantajosos. Além disso, outra desvantagem decorrente das imposições iniciais, diz respeito ao espaçamento escolhido para as vigas verticais metáli-

cas que, no caso, é apenas de dois metros. Este espaçamento foi escolhido porque desejava-se executar esta viga em argamassa armada, resultando no espaçamento indicado. Estudos posteriores, no entanto, indicaram a inconveniência desta viga como inicialmente considerada, de modo a ser modificada para metálica sem, no entanto, mudar o espaçamento entre elas. Com maior espaçamento, as vigas metálicas podem ter uma incidência de custo menor pelo melhor aproveitamento da relação custo/resistência do material.

Outra possível forma de diminuir o valor total de execução é procurar um melhor aproveitamento da viga vertical com o emprego de duas ou mais linhas de ancoragem, como foi feito no desnível de 4,00 m, já que, com os custos unitários assumidos, ocorre um acréscimo proporcionalmente menor no custo dos chumbadores com referência à viga vertical, apesar do grande acréscimo no comprimento dos chumbadores com duas linhas de ancoragem. Isto é observado pela relação existente entre o custo da viga metálica e dos chumbadores, o qual é, para o sistema estrutural 4, cerca de 8 para os desníveis de 2,00 e 3,00 m, caindo para 5,7 no caso do desnível de 4,00 m. Para o sistema 5, esta relação é de 6,6 e 7,9 para os dois primeiros desníveis, respectivamente, e cai para 4,3 para o maior desnível, em função da utilização efetiva da viga vertical com menores dimensões. Estas relações podem também ser otimizadas com um estudo mais adequado das disposições das ancoragens, a fim de resultar em vãos mais convenientes para a viga vertical.

Além do que pode ser observado diretamente nos Quadros 14 a 16, deve ser ressaltado que, apesar do sistema estrutural 3 situar-se no grupo estrutural mais econômico, o seu custo final pode ainda ser diminuído. Isto é possível de ocorrer em vista de que os elementos de parede e de sapata de cada desnível foram projetados com alturas de nervura HT diferentes (tal como indica o Quadro 9-p.86), o que acarreta, em princípio, a necessidade de utilização de dois conjuntos independentes de fôrmas. No entanto, é possível o emprego de uma única fôrma com altura de nervura correspondente à da sapata, na qual ocorrem maiores esforços de flexão, e com comprimento correspondente ao da parede mais o comprimento do alargamento da sapata. Dessa forma, pode ser utilizada esta mesma fôrma para num dado momento executar a parede e noutro executar a sapata, apenas com o uso de um septo transversal que deve ser posicionado de maneira adequada.

Em todas as peças estudadas de argamassa armada, foi considerada a utilização de fôrmas metálicas fechadas com reutilização de 500 vezes, a fim de diminuir a incidência destas no custo final de cada peça. Tal incidência variou entre 5 e 6% para os sistemas 2 e 3, exclusive para o tirante do sistema 3, no qual foi de cerca de 2%. Para as peças de custo unitário mais baixo, como aquelas dos sistemas 4 e 5, a incidência das formas foi maior, ficando entre 8 e 9%.

No caso de não haver demanda suficiente de peças para viabilizar o uso de fôrmas metálicas fechadas, uma maneira bastante vantajosa de substituí-las é a utilização de berços de alvenaria com laterais metálicas para a pré-moldagem com concavidade voltada para baixo da parede/sapata do sistema estrutural 3 e da parede reta do sistema 4. Os tirantes do sistema 3 podem ser executados de maneira até mais simples, devido à regularidade geométrica. Cuidados devem ser tomados apenas em relação à desmoldagem, a qual pode apresentar problemas quando as paredes da fôrma forem fixas.

A parede curva do sistema estrutural 5 também pode ser pré-moldada com fôrmas mistas de alvenaria e aço, no entanto com maiores dificuldades com relação à precisão dimensional e acabamento, em razão dos encaixes superior e laterais previstos (fig. 89-p.105). Quanto ao elemento de argamassa armada do sistema 2, este dificilmente poderia ser executado de outra maneira além da já citada.

5.3. DESLOCAMENTOS

Uma análise comparativa que pode ser feita para cada sistema estudado diz respeito ao comportamento estrutural medido pela avaliação do deslocamento final do topo da contenção.

Em relação a isto, os Quadros 2 e 3 (p.33) indicam deslocamentos necessários para ativar a massa de solo contida entre $0,001$ e $0,004$ H para areias e entre $0,004$ e $0,05$ H para as argilas, dependendo da compactidade e rigidez do solo, para deslocamentos paralelos à parede, tais como os dos muros de arrimo dos sistemas estruturais 1, 2 e 3. No caso das paredes ancoradas dos sistemas 4 e 5, cujos deslocamentos devem ser entendidos como rotação em torno do topo, o Quadro 2 indica deslocamento necessário da ordem de $0,02$ H e apenas para o caso de areias.

Em vista da importância do deslocamento não só da estrutura de contenção, mas do sistema solo/estrutura como um todo, e apesar de, para efeito da avaliação do deslocamento com base no procedimento de cálculo desenvolvido no item 4.7., não importar o tipo de solo, mas apenas as pressões laterais estimadas, a última coluna do Quadro 12 (p.114) permite as observações seguintes.

Os sistemas estruturais 1 e 3 têm rigidez relativa entre cada desnível suficiente para provocar deslocamentos dentro da faixa necessária para ativar uma massa de solo não coesivo contida, de modo a ser coerente utilizar um fator de modificação de carga f_a de 1,3. Quando o solo contido for coesivo, parece razoável utilizar um valor pouco superior para aquele fator de modificação, em vista da possibilidade de não ativação total da massa de solo e conseqüente acréscimo da pressão lateral. Deve ser ressaltado

que o sistema 3 é menos rígido que o sistema 1, de modo a permitir o desenvolvimento de menores pressões laterais.

Com relação ao sistema estrutural 2, este é muito mais rígido que os anteriores, sendo, no entanto, ainda capaz de ativar uma massa de solo não coesivo contida, com o fator de modificação de carga empregado de 1,3. Para solos coesivos, parece prudente utilizar o fator de modificação com valores em torno de 1,5.

Conforme era esperado, em vista do tipo de deslocamento desenvolvido, os sistemas estruturais 4 e 5 não são capazes de ativar uma massa de solo contida, apesar de não haverem sido determinados os deslocamentos no meio da parede de contenção, mas apenas os deslocamentos do topo da viga vertical. No entanto, isto permite concluir que, efetivamente, devem ocorrer pressões laterais tais como as utilizadas no cálculo realizado.

Quanto aos valores numéricos dos deslocamentos avaliados, nota-se a tendência, entre os sistemas 1, 2 e 3, de permanecer próxima a relação v_+/H , independentemente do desnível contido. Inversamente, para os sistemas 4 e 5 nota-se uma tendência de acréscimo dessa relação com o incremento do desnível, quando utilizada apenas uma linha de ancoragem. No caso do desnível de 4,00 m, para o qual foram utilizadas duas linhas de ancoragem, nota-se a abrupta elevação da rigidez relativa dos sistemas devido à alteração da vinculação da viga vertical.

Deve ser destacado que os comentários acima dizem respeito aos deslocamentos do topo de apenas um dos elementos pré-moldados considerados. Eventuais efeitos localizados de sobrecargas ou diferenças significativas de solo podem resultar em desalinhamento horizontal ou vertical bastante visível do paramento externo da contenção. Tais efeitos podem ser minimizados com o emprego de encaixes laterais nos pré-moldados ou a execução, "in loco", de vergas superiores com o intuito de permitir a colaboração entre elementos vizinhos.

5.4. TRANSPORTE E MONTAGEM

Com relação à possibilidade de transporte braçal, desde um ponto próximo até o local de efetiva implantação da obra e a montagem dos elementos componentes de cada sistema estrutural pré-moldado de modo basicamente manual, podem ser destacadas as seguintes observações e recomendações.

De acordo com os resultados do Quadro 8 (p.77), os pesos G das peças do sistema estrutural 2 somente permitem transporte e montagem manual para desníveis de, no máximo, 2,00 m com largura frontal BS dos elementos de, no máximo, 0,30 m. Para desníveis e larguras frontais superiores, passa a ser necessária a utilização de equipamentos do

tipo guincho Munck instalados em caminhões de carroceria comum para executar o transporte e auxiliar a montagem no local de implantação da obra.

Os resultados indicados no Quadro 9 (p.86) para os pesos individuais da parede e da sapata do sistema estrutural 3, também permitem o transporte e a montagem de modo manual apenas para desníveis de 2,00 m e exigem equipamentos auxiliares para desníveis maiores. Observa-se, no entanto, que, em relação ao sistema 2, os menores pesos individuais dos elementos e maior largura frontal tendem a aumentar a produtividade de execução da obra pela maior facilidade de manejo das peças durante a montagem, principalmente no caso de desníveis altos.

Quanto ao sistema estrutural 4, os pesos individuais da parede e da viga vertical indicados no Quadro 10 (p.101), sugerem a utilização de equipamentos auxiliares apenas para as vigas de desníveis acima de 3,00 m, o que acarreta, na prática, o transporte tanto da parede quanto da viga através de meios mecânicos. Uma possibilidade de contornar esta limitação é transportar a viga vertical em duas partes parcialmente montadas, sendo finalmente soldadas na obra. Isto, no entanto, conduz a dificuldades executivas só justificáveis de solucionar em situações muito particulares. Outra possibilidade é a execução dessa viga vertical em concreto armado moldado "in loco", com menor produtividade que a alternativa estudada, mas ainda superior à contenção convencional.

Para o sistema estrutural 5, além do já comentado para o sistema 4 com relação à viga vertical, resta apenas acrescentar que o Quadro 11 (p.107) indica pesos individuais menores que os anteriores em razão da melhor utilização dos perfis metálicos. Quanto aos pré-moldados de argamassa armada, vale destacar que, apesar dos elementos de parede deste sistema equivalerem, em termos de área de vedação, a dois dos elementos do sistema anterior, o peso individual é pouco maior ou praticamente igual, acarretando maior produtividade durante a montagem.

5.5. FUNDAÇÃO

A partir da análise da tensão máxima no solo de fundação indicada nos Quadros 6 (p.70), 8 (p.77) e 9 (p.86), observa-se que o sistema estrutural 1 permite manter estas tensões em limites cerca de metade daquelas desenvolvidas nos sistemas 2 e 3. Isto se explica pelo fato destes últimos sistemas não contarem com a ponta da sapata existente no primeiro sistema, pois, havendo a ponta da sapata, a resultante N do carregamento atuante sobre esta pode ter linha de ação passando dentro do núcleo central, dependendo apenas de adequar convenientemente as dimensões da fundação. Sendo as sapatas dos sistemas 2 e 3 dispostas

totalmente dentro do terrapleno contido, as distribuições de tensões no solo de fundação tendem a ser mais desfavoráveis, o que pode ser uma limitação importante quando houver baixa capacidade resistente na fundação.

Este inconveniente pode ser minimizado ou totalmente contornado com relativa facilidade no caso do sistema estrutural 3, apenas prolongando a sapata para além do paramento externo da contenção pois, sendo parede e sapata elementos independentes, não existem dificuldades de forma, pré-moldagem, transporte ou montagem. No caso do sistema 2, no entanto, estas dificuldades existem em graus relativamente elevados quanto à forma e à pré-moldagem, sendo menores quanto ao transporte e inexistentes quanto à montagem.

Já quanto às cargas nas estacas dos sistemas estruturais 4 e 5, os Quadros 10 (p.101) e 11 (p.107) indicam cargas de tração N_2 relativamente baixas, mesmo para brocas ou micro-estacas executadas de forma manual e com diâmetro de 0,15 m, como o previsto. No caso das cargas de compressão N_1 , no entanto, estas crescem de maneira muito rápida com o aumento do desnível, chegando a valores acima dos aceitáveis para o caso de desnível de 4,00 m. Uma alternativa de solução para este problema é aumentar o diâmetro da estaca e, conseqüentemente, também aumentar as dimensões do baldrame. Em princípio, isto implica apenas em elevar os custos de execução e acarretar maiores dificuldades executivas nos estaqueamentos mais profundos, de tal forma a diminuir ou inverter a vantagem de custo em relação ao sistema 1. Deve ser realçado que, no caso de aumento do diâmetro da estaca, o espaçamento em planta assumido de 0,50 m deve também ser aumentado, podendo acarretar, inclusive, em outra disposição geométrica para o estaqueamento.

5.6. CONSUMO DE MATERIAIS

Quanto ao consumo de armadura medido pela relação C_m/C_c , o Quadro 6 (p.70) indica um acréscimo normal desta relação com o incremento do desnível e do carregamento, ficando, porém, dentro de limites bastante razoáveis para as estruturas convencionais de concreto armado.

Para o sistema estrutural 2, o Quadro 8 (p.77) também indica um acréscimo deste consumo relativo de armadura com o incremento do desnível, porém com menores variações, tanto para a largura frontal de 0,30 quanto de 0,40m. Observa-se, também, que os valores absolutos desse consumo estão dentro de limites usuais para estruturas de argamassa armada, no caso, além do decréscimo desse consumo relativo de armadura com o aumento da largura frontal. Explica-se este fato em razão do decréscimo do consumo absoluto de armadura por metro linear de contenção, indicado pela grandeza C_m , com o incremento das dimensões da seção transversal, resultando em melhor aproveitamento da armadura.

De maneira inversa, o Quadro 9 (p.86) mostra diminuição do consumo relativo de armadura do sistema estrutural 3 com o incremento do desnível, o que parece indicar melhor utilização da capacidade resistente do material quando comparado com o sistema 2, já que os consumos de argamassa simples C_c por metro linear de contenção são equivalentes para ambos os sistemas. Isto ocorre em vista da mudança dos sentidos de aplicação dos momentos fletores ao longo dos comprimentos da parede e da sapata, de tal forma a efetivamente utilizar a armadura de tela na região da mesa.

O aproveitamento da capacidade resistente da peça, frente aos esforços de flexão, torna-se ainda mais evidente para os elementos de parede do sistema estrutural 4, pois, apesar do esforço máximo de cálculo (Eq. 98-p.94) ser 34% inferior ao esforço máximo da sapata (Eq. 81'-p.82) e 122% superior ao da parede (Eq. 79"-p.81) do sistema 3, os consumos absoluto C_a e relativo C_a/C_c de armadura indicados no Quadro 10 (p.101) são bastante inferiores aos do Quadro 9 (p.86). Além disso, os consumos relativos de armadura dos elementos pré-moldados de argamassa armada deste sistema estrutural 4 tornam-se próximos das relações correntes empregadas em peças de concreto armado.

Em relação aos elementos curvos de parede do sistema estrutural 5, a forma da peça equivalente à linha de pressão do carregamento conduz à situação ideal de aproveitamento do material já que os consumos absolutos de argamassa e armadura por metro linear de contenção são cerca de 50% inferiores aos do sistema 4, apesar dos consumos relativos de armadura indicados no Quadro 11 (p.107) serem equivalentes aos do Quadro 10 (p.101).

Ainda com relação ao pré-moldado do sistema 5 é importante observar que um espaçamento maior para as vigas verticais resulta em diminuição considerável dos consumos absolutos de materiais por metro linear de contenção, já que a parede pode passar a ter espessura necessária igual ou superior à mínima adotada de 18 mm.

5.7. ANÁLISE DO MODELO ENSAIADO

Dos cinco sistemas estruturais estudados, apenas o terceiro não havia sido executado e colocado sob carga para ser avaliado o comportamento teórico com um exemplo de aplicação. Com efeito, além do muro de arrimo em balanço executado de maneira tradicional em concreto armado, já existem diversas contenções, principalmente em Salvador, empregando muros de arrimo em balanço de argamassa armada, à semelhança do sistema estrutural 2A, mas com desníveis contidos nunca superiores a 2,00 m. Em princípio, aumento nas proporções da peça não é razão de preocupação quanto à exequibilidade, de modo a ser plenamente justificável uti-

lizar o mesmo sistema para desníveis e larguras frontais maiores.

Em relação às paredes ancoradas, também já existem algumas obras, principalmente na região da Grande São Paulo, onde foram executadas contenções semelhantes, apesar destas não empregarem elementos de parede de argamassa armada. Quanto aos pré-moldados, não existem dúvidas do bom funcionamento estrutural por serem simples e de aplicação corrente pelo Grupo de São Carlos.

Dessa forma, o único sistema estrutural sem disponibilidade de dados quanto ao bom funcionamento a nível executivo era o muro de arrimo tri-articulado, para o qual foi projetado e ensaiado um modelo experimental nas dependências do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

O objetivo proposto com a execução do modelo foi apenas de verificar experimentalmente o comportamento das articulações previstas e as dificuldades executivas de montagem. Assim, foi escolhido construir um único conjunto de muro de arrimo tri-articulado em escala natural para vencer um desnível de 2,00 m. As cargas de projeto, as verificações de estabilidade e a análise estática dos elementos foram obtidas diretamente dos resultados numéricos do item 4.4. deste texto.

Quanto ao detalhamento da sapata e do tirante, estes foram realizados exatamente como nas figs. 70 a 72 (p.84 e 85). Apenas a nervura da parede foi executada com altura superior à indicada na fig. 72 em vista de haver sido utilizada uma única forma de madeira para moldar tanto parede quanto sapata. No entanto, a armadura e as demais dimensões permaneceram como indicado.

Em vista das dificuldades inerentes à aplicação das cargas e reações, o modelo foi montado com a parede em posição horizontal de modo a que o paramento externo da contenção ficasse voltado para cima (foto 1).

Para simular o carregamento triangular correpondente às pressões laterais foi idealizado um sistema de cargas concentradas (fig. 95) de modo a resultarem esforços de flexão equivalentes aos de projeto na parede e na sapata. Além disso, o único macaco hidráulico empregado foi localizado de modo a coincidir com a linha de ação da resultante teórica do empuxo ativo.

Realizado o ensaio e efetuada a análise dos resultados obtidos, descontados os efeitos da ação da gravidade sobre a parede e sobre os dispositivos de carga, destaca-se as observações e recomendações a seguir relacionadas.

As armaduras projetadas para a parede, sapata e tirantes foram de fácil execução e montagem. Quanto à disposição das telas nos dois tirantes, um deles foi executado de modo a que os fios transversais de cada par de telas ficassem posicionados a cada 50 mm ao longo do comprimento e o outro foi executado de modo a que o espaçamento destes fios transversais fosse de 25 mm.

5.7.2. SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA E MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS

O sistema de carregamento utilizado mostrou-se satisfatório, a menos do sistema de apoio da sapata, o qual apresentou-se mais deslocável do que o esperado.

Os deslocamentos medidos foram superiores aos calculados para o carregamento aplicado e tal diferença foi provocada pela folga excessiva nas articulações. Com efeito, os deslocamentos de corpo rígido na parede, devidos somente a deslocamentos na direção dos tirantes, são bastante ampliados (Foto 8), de sorte que deslocamento de 1 mm nessa direção provoca deslocamento do topo da parede da ordem de 5 mm, para a posição utilizada do tirante.

Em vista do aspecto estético resultante da parede com grandes deslocamentos, este inconveniente pode ser minorado com montagem da parede com inclinação adequada para dentro do terrapleno contido. Esta inclinação, a título de contra-flecha, pode ser facilmente obtida apenas com diminuição do comprimento do tirante.

5.7.3. RUPTURA E ESFORÇOS DE FISSURAÇÃO

A ruptura do modelo ocorreu por cisalhamento na rosca de apenas um dos seis tubos comuns para condução de água de aço galvanizado, utilizados como articulações (Foto 5). Durante a usinagem em laboratório das roscas já havia sido observada a pequena parede restante ao longo dos fios em vista da utilização de tarracha para rosca tipo máquina, ao invés do tipo tubo. De qualquer forma, a carga aplicada chegou a ultrapassar em 5% o empuxo máximo de cálculo previsto e teoricamente correspondente à ruína da parede e da sapata.

Houve boa concordância entre o esforço de fissuração observado na sapata (29 kN.m) e o calculado (24 kN.m), determinado com a resistência à tração teórica da argamassa simples de 2,5 MPa. Tal como esperado, a parede não sofreu, ao longo de todo o ensaio, fissuração aparente, já que os esforços de flexão na parede são inferiores aos da sapata e aquela foi construída com a seção transversal

desta.

Para otimização dos esforços na parede e sapata de modo a resultar em mesma seção transversal necessária, é suficiente dispor as articulações do tirante de maneira conveniente.

5.7.4. FISSURAÇÃO

Foi observada a ocorrência de fissuras de cisalhamento com apenas 54% da carga de serviço na região da sapata próxima à articulação entre esta e o tirante (Fotos 6 e 7). Cálculos posteriores indicaram ausência de armadura de suspensão, necessária em vista da introdução de carga concentrada e inclinada em relação aos fios transversais da tela.

Foram observadas, também, fissuras iniciais com aberturas máximas da ordem de 0,15 mm para o tirante com arranjo de telas com espaçamento dos fios transversais de 50 mm e aberturas máximas da ordem de 0,10 mm para o outro tirante com espaçamento dos fios de 25 mm. Como esperado, em ambos os casos a fissuração ocorreu com espaçamento próximo àquele utilizado nos fios transversais das telas (Fotos 3 e 4).

Como haviam dois tirantes para um único conjunto parede/sapata, a carga aplicada naqueles foi a metade da carga de projeto e, no entanto, as fissuras iniciais relatadas acima ocorreram com apenas 36% da carga prevista e abertura de 2 a 3 vezes superior à estimada. Com relação à carga de ruptura dos tirantes, parece que esta poderia ser atingida sem maiores problemas, apesar de haver sido aplicado apenas 53% do valor da carga última. Observou-se também que, com o acréscimo da carga aplicada, ocorreu apenas aumento do número de fissuras em cada tirante, permanecendo a abertura máxima próxima dos valores iniciais.

As observações relatadas tendem a indicar que o arranjo da armadura dos tirantes e o processo de cálculo desta não foram satisfatórios e devem ser realizados com critérios diferentes dos utilizados. Possivelmente deverão ser dispostas telas de malhas menores, para se forçar a configuração de fissuração sistemática, com fissuras pouco espaçadas e de pequena abertura.

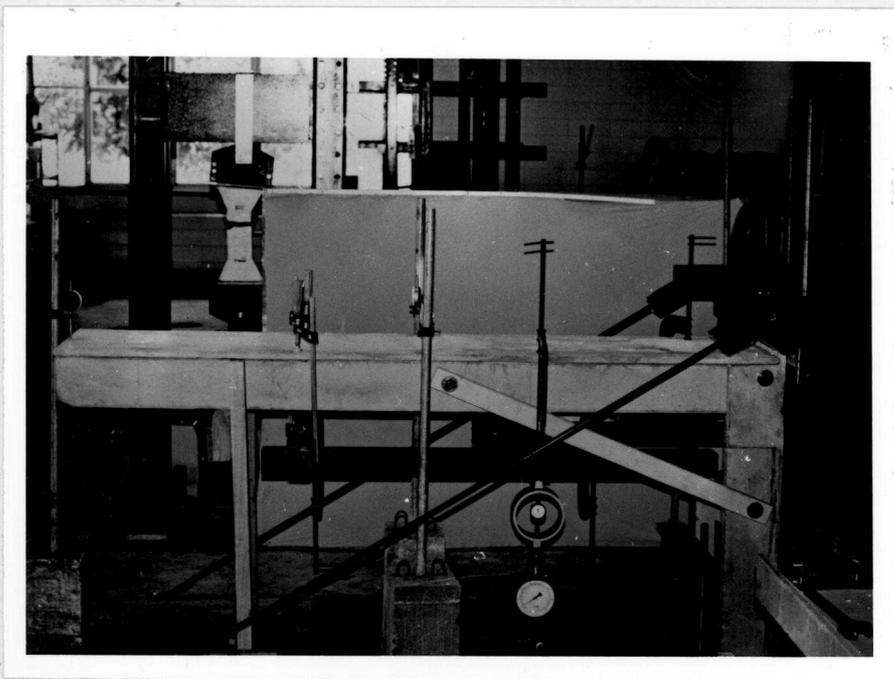


FOTO 1 - Vista lateral do modelo, mostrando o sistema de carga, defletômetros e apoio de madeira e grampos auxiliares de sustentação, antes da aplicação do carregamento.

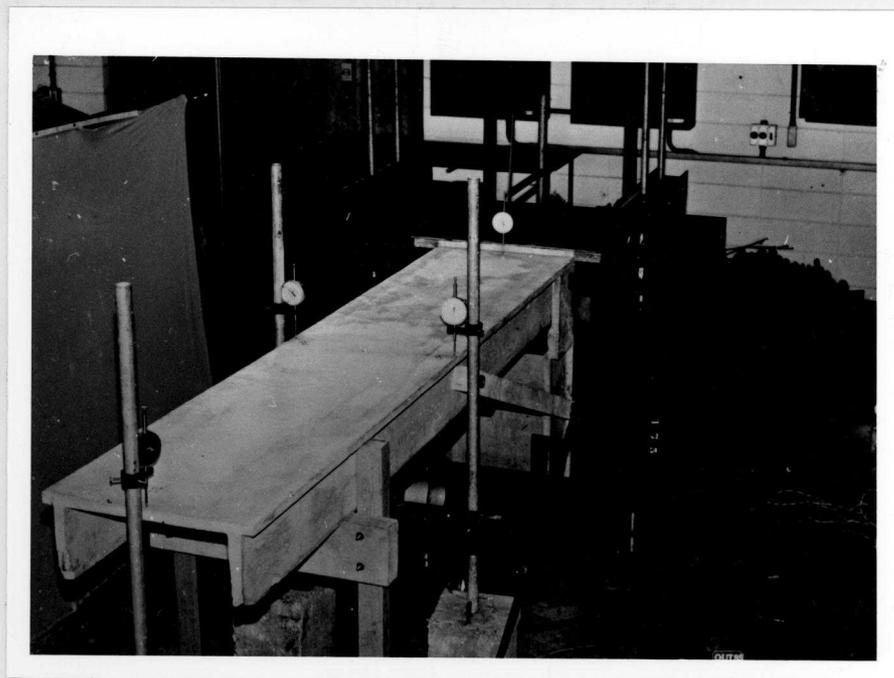


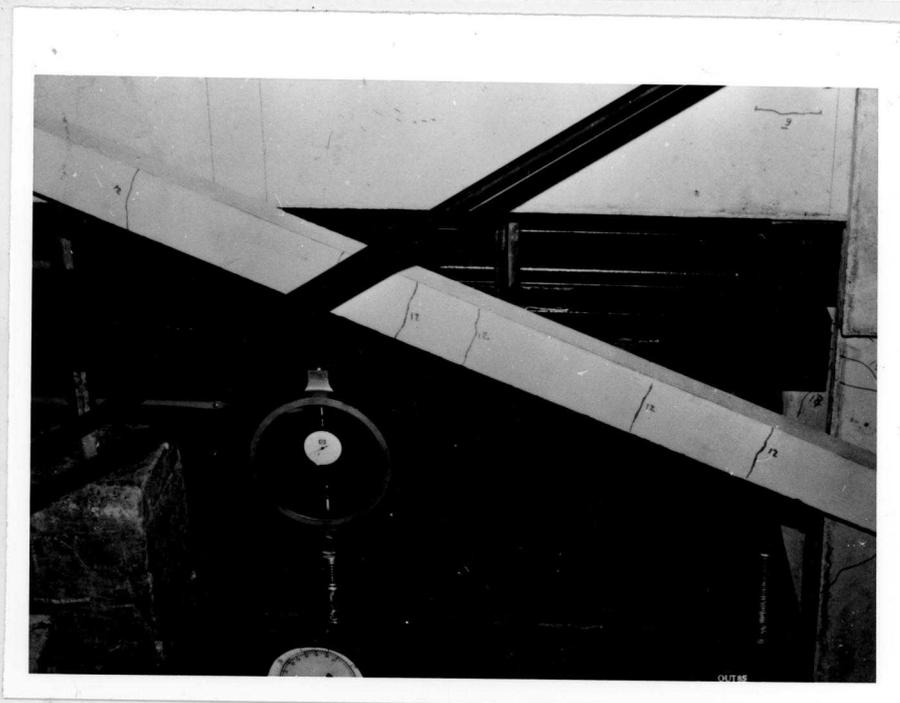
FOTO 2 - Vista superior do modelo. Observa-se alguns detalhes do encaixe parede/sapata e as pontas das nervuras quebradas durante a desmoldagem.



FOTO 5 - Aspecto do cisalhamento da articulação sapata/tirante correspondente à ruptura do modelo. Observa-se o corte ocorrido na região dos fios da rosca.



FOTO 6 - Outro aspecto da articulação sapata/tirante indicada na foto anterior. Observa-se também o esmagamento da ponta do tirante em razão da rotação em torno desta e as fissuras de cisalhamento marcadas na sapata.



FOTOS 3 e 4 - Vistas dos tirantes pré-moldados na etapa final do carregamento aplicado. Observa-se os espaçamentos diferentes das fissuras marcadas para arranjos diferentes das telas.



FOTO 7 - Vista da articulação sapata/tirante simétrica à das fotos 5 e 6 e que não apresentou ruptura. Observa-se menor fissuração de cisalhamento da sapata em relação à foto 6 devido à variação das dimensões da nervura.



FOTO 8 - Vista da articulação sapata/parede. Observa-se o ângulo final entre parede e sapata devido aos deslocamentos de corpo rígido (linhas reforçadas na foto).

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Antes de apresentar as conclusões obtidas, convém ratificar alguns dos pressupostos assumidos ao longo do texto, com o intuito de permitir uma análise crítica por parte do leitor interessado em empregar pré-moldados de argamassa armada em estruturas de contenção.

O objetivo inicial de vislumbrar o potencial de aplicação nessas obras parece, ao término deste trabalho, plenamente alcançado, visto as relações de custo obtidas nos Quadros 14 a 16.

A fixação do tipo de solo contido e suas características, a geometria do local de implantação e do terreno contido, as características do solo de fundação e as hipóteses e distribuições de pressão lateral sobre as estruturas de contenção não são fatores determinantes quanto à opção de utilizar ou não esta ou aquela alternativa de solução.

No entanto, o interesse social e do poder público parece ser bastante importante, no sentido de que a utilização efetiva de pré-moldagem pode representar uma diminuição sensível no tempo decorrido entre o início e o término de uma obra. Para isto ser possível basta, aparentemente, apenas o desejo de elaborar e executar um plano de pequeno e médio prazos para definir um programa de pré-moldagem com vista a uma certa faixa-tipo de desníveis a conter.

Este possível plano pode viabilizar a demanda de pré-moldados de modo a ficar próxima ao número adequado de reutilizações das fôrmas metálicas, no caso, ou resultar na preferência pelas fôrmas mistas. Outra implicação importante diz respeito a aferir os tempos assumidos de produção em

linha dos pré-moldados, de maneira a ser possível elaborar uma planilha de custos de precisão maior do que a aqui apresentada e que não pode, por falta de maiores dados, ser colocada de outra forma.

Deve ser realçado, também, que uma demanda adequada de diversos elementos pré-moldados de argamassa armada pode justificar o empenho do setor produtivo em diminuir os custos dos insumos, os quais tendem a ser elevados para peças bastante armadas, principalmente, ou viabilizar a produção de telas de diâmetros dos fios e espaçamentos menores.

De qualquer forma, havendo ou não o atendimento das circunstâncias ideais, sempre é possível levar em conta tais implicações na composição de custos da maneira pela qual esta foi apresentada no texto.

Convém ter em mente, também, que os estudos desenvolvidos anteriormente podem e devem ser otimizados, seja pela pesquisa de dimensões de nervuras e espessuras da seção transversal, seja pela pesquisa das posições de vinculações ou mesmo arranjo de armaduras.

6.2. FAIXAS DE UTILIZAÇÃO

Com base nos estudos realizados e, desde que se mantenham estáveis as relações de custo entre os materiais e mão-de-obra de acordo com os valores considerados no Capítulo 5, é bastante razoável indicar as faixas de utilização a seguir para as alternativas em argamassa armada quando muros de arrimo em balanço de concreto armado puderem ser especificados para uma determinada obra em particular.

Como, nos estudos realizados, não foram consideradas eventuais sobrecargas distribuídas ou concentradas sobre os terraplenos contidos, faz-se necessário lembrar que os efeitos destas sobre os esforços nas estruturas de contenção podem ser entendidos, a grosso modo, como acréscimos de solo sobre o terraplano contido, de modo a considerar aproximadamente tais esforços como correspondentes a um desnível de altura maior do que a efetivamente contida. Assim, as faixas de utilização indicadas podem considerar eventuais sobrecargas desde que possam ser associadas a elas desníveis equivalentes.

Outra observação quanto às faixas de utilização diz respeito à necessidade ou não de transporte e/ou montagem de forma manual. Esta situação está contemplada para o caso da primeira faixa de utilização considerada, já que, para as demais, parece mais produtivo o transporte e montagem com o auxílio de equipamentos adicionais, tais como carrinhos, caminhões e guinchos ou talhas. Porém, se necessário e possível, para desníveis efetivamente contidos acima de 3,00 m, pode ser realizado o escalonamento da contenção em desníveis menores, de sorte a recair naquela primei-

ra faixa.

6.2.1. FAIXA DE UTILIZAÇÃO 1

Contenção com carregamento correspondente a desnível igual ou inferior a 2,50 m

No caso de necessidade de transporte e montagem manual e haver demanda suficiente para justificar o uso de fôrmas metálicas, parece mais indicada a utilização do sistema estrutural 2 com largura frontal BS dos elementos conveniente ao peso pretendido. Ainda, caso não haja demanda suficiente ou caso o solo de fundação seja de baixa capacidade portante, parece mais indicada a utilização do sistema estrutural 3 com produção em fôrmas mistas de alvenaria e de aço ou com prolongamento da sapata para fora do terrapleno contido, respectivamente.

No caso de ser possível a utilização de equipamentos auxiliares para transporte e montagem, parece ser mais indicada a utilização do sistema estrutural 2 com largura frontal BS dos elementos em torno de 0,40 m.

6.2.2. FAIXA DE UTILIZAÇÃO 2

Contenção com carregamento correspondente a desnível entre 2,50 e 3,50 m

Em razão da maior produtividade durante a montagem e da possibilidade de diminuição do custo final da peça com o uso de uma única fôrma para a parede e a sapata, parece ser mais indicada a utilização do sistema estrutural 3, principalmente caso não haja demanda suficiente para o emprego de fôrmas metálicas ou caso seja o solo de fundação de baixa capacidade portante.

6.2.3. FAIXA DE UTILIZAÇÃO 3

Contenção com carregamento correspondente a desnível igual ou superior a 3,50 m

Pelas mesmas razões anteriores, parece mais indicada a utilização do sistema estrutural 3.

No entanto, caso o perfil natural do terreno no local de implantação da contenção seja de inclinação tal que a montagem do sistema 3 implique em volumes muito grandes de corte e reaterro ou inconveniência na movimentação de terra, parece ser mais indicada a utilização do sistema estrutural 5 com espaçamento das vigas verticais em torno

de 3,00 m e com o emprego de duas ou mais linhas de ancoragens passivas.

6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por opção, não foram consideradas aqui outras situações onde o emprego de pré-moldados de argamassa armada pode virtualmente mostrar-se interessante, tais como parede pré-moldada e sapata moldada "in loco" de muros de arrimo em balanço, placas pré-moldadas para contenções do tipo terra armada, elementos de "crib-walls", pranchas e painéis para fechamento de valas escoradas, etc., de modo a também concorrer diretamente com outras soluções além daquelas de muro de arrimo em balanço. Estas situações podem vir a ser analisadas em profundidade dependendo do interesse despertado por este e outros trabalhos assemelhados.

Com relação ao possível programa de pré-moldagem de elementos de argamassa armada para uma certa faixa-tipo de desnível a conter, tal parece simples de elaborar e até oportuno no atual momento social pelo qual passam os centros urbanos mais densos. Uma justificativa simplista pela qual ainda nada nesse sentido foi realizado pode ser esboçada pela associação do desconhecimento do potencial tecnológico da argamassa armada, por parte dos responsáveis das decisões executivas a serem tomadas, com a pequena penetração do meio científico junto a estes, passando ao largo da discussão hoje existente entre o papel social da Universidade e a relação entre ela e a sociedade como um todo.

Diante do exposto, propõe-se um plano de divulgação bastante ampla dos resultados tão promissores obtidos, plano este para o qual desde já nos prontificamos a auxiliar na implementação, com vista a sensibilizar a quem de direito junto ao poder público e à iniciativa privada.

Por outro lado, esforços também devem ser dispendidos no sentido de diminuir os custos e otimizar as alternativas de soluções propostas a partir dos dados iniciais a que este trabalho procurou levantar e sistematizar.

Finalizando, os resultados práticos hoje disponíveis e aqueles a serem obtidos em breve com as conclusões de trabalhos em andamento a nível de iniciação científica, mestrado, doutorado e, também, assessoria, tendem a possibilitar uma real definição de aplicações onde a argamassa armada mostra-se tecnologicamente adequada.

CAPÍTULO 7 BIBLIOGRAFIA

- 1 - A CONSTRUÇÃO SÃO PAULO. São Paulo, Ed. Pini, 39(2031): 35-86, 12 Jan 1987
- 2 - A CONSTRUÇÃO SÃO PAULO. São Paulo, Ed. Pini, 39(2032): 45-133, 19 Jan 1987
- 3 - AMARAL, N. A. - Construções de concreto I. São Paulo, DLPGP - USP, 1969 v.2
- 4 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - COMMITTEE 318 - Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-77). In: ACI Manual of Concrete Practice - part 3 1982 : use of concrete in buildings design, specifications and related topics. Detroit, ACI Publ., 1982 p.318-1 - 318-107
- 5 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - COMMITTEE 549 - State-of-the-art report on ferrocement. Concrete International, 4 (8) : 13-38, Aug 1982
- 6 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Estruturas ancoradas no terreno : ancoragens injetadas no terreno - NB-565/77 Rio de Janeiro, ABNT, 1977
- 7 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Projeto e execução de fundações - NB-51/78. Rio de Janeiro, ABNT, 1978
- 8 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Projeto e execução de obras de concreto armado - NBR-6118 Rio de Janeiro, ABNT, 1978
- 9 - BADILLO, E. J. & RODRIGUES, A. R. - Mecánica de suelos: teoria y aplicaciones de la mecánica de suelos. México, Editorial Limusa, 1974. tomo II
- 10- BALAGURU, P.; NAAMAN, A. E.; SHAH, S. P. - Analysis and behaviour of ferrocement in flexure. Journal of the structural division, ASCE, 103 (10): 1937-1950, Oct 1977
- 11- BARROSO, M. - Caldas de injeção. In: SEMINARIO 217 -

- ANCORAGENS, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1979
- 12- BEZERRA, R. R. - Argamassa armada: aplicação em urbanização de favelas e saneamento básico. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland, 1984. public. ET-64
- 13- BILLINGTON, D. P. - Thin shell concrete structures. New York, McGraw-Hill, 1965
- 14- BLJUGER, F. - Ribbed ferrocement elements. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FERROCEMENT, Bergamo, Jul 22 - 24, 1981. 4/7-4/12
- 15- BOWLES, J. E. - Foundation analysis and design. 2.ed. Tokyo, McGraw-Hill, 1977
- 16- BURHOUSE, P. - Joints in structural concrete. In: FIFTH INTERNATIONAL CONGRESS OF THE PRECAST CONCRETE INDUSTRY, London, 21-27 May, 1966. (British Precast Concrete Federation - BPCF)
- 17- CANTANHEDE, H. C. W. & MOURTHE, P. - Drenagem pluvial em bacias urbanas - II: projeto estrutural. Saneamento, Rio de Janeiro, 51 (1-2): 34-41 Jan/Jun, 1977
- 18- CANTANHEDE, H. C. W. & MOURTHE, P. - Drenagem pluvial em bacias urbanas - II: projeto estrutural - conclusão. Saneamento, Rio de Janeiro, 52 (1-2): 12-43, Jan/Jun, 1978
- 19- CLOUGH, G. W. & DUCAN, J. M. - Temperature effects on behaviour of Port Allen Lock. In: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, Proc's, Lafayette, Indiana, June 11-14, 1972. New York, ASCE, 1972. v.I, part 2
- 20- CRAVO, M. R. T. - Corrosão e proteção de armaduras de ancoragem. In: SEMINARIO 217 - ANCORAGENS, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1979
- 21- DEBS, M.K. el - Contribuição ao projeto de galerias enterradas: alternativas em argamassa armada. São Carlos, EESC - USP, 1984. (Tese de Doutorado)
- 22- DESAYI, F. & JACOB, K. A. - Strenght and behaviour of ferrocement in tension and flexure. In: SYMPOSIUM ON MODERN TRENDS IN CIVIL ENGINEERING, Proc's, Roorkee Nov. 11-13, 1972. 275-279
- 23- DESAYI, F. & JACOB, K. A. - Optimal undulated ferrocement roofing elements. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2 (4): 165-172, Jan. 1975
- 24- FUSCO, P.B. - Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos, teoria e aplicações. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1981
- 25- GLOVER, C. W. - Structural precast concrete. London, C. R. Books, 1964
- 26- GOULD, J. P. - Lateral pressures on rigid permanent structures. In: SPECIALTY CONFERENCE LATERAL STRESSES IN THE GROUND AND DESIGN OF EARTH RETAINING STRUCTURES, Ithaca, June 22-24, 1970. New York, ASCE, 1970
- 27- GUIDICINI, G. & NIEBLE, C. M. - Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo, Edgard Blucher e EDUSP, 1976

- 28- HANAI, J. B. de - Reservatórios com parede ondulada. São Carlos, EESC-USP, 1977. (Tese de Mestrado)
- 29- HANAI, J. B. de - Construções de argamassa armada: situação, perspectivas e pesquisas. São Carlos, EESC-USP, 1981. (Tese de Doutorado)
- 30- HANAI, J. B. de & MIGLIORÉ JR., A. R. - Estudo preliminar de componentes pré-moldados de argamassa armada. São Carlos, (s.c.p.), Jan 1986. Relatório apresentado à Cia. de Desenvolvimento da Habitação - CDH
- 31- HIRATA, C. A. R.- Ensaio à flexão de vigas de argamassa armada com telas soldadas de malha quadrada. In: MARTINELLI, D. A. O. & HANAI, J.B. de. Pontilhões e passarelas de argamassa armada. São Carlos, (s.c.p.), 1980. Relatório parcial apresentado à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. anexo 2
- 32- HUNTINGTON, W. C. - Earth pressure and retaining walls. New York, John Wiley & Sons, 1957
- 33- LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL - Impulsos de terra - Lisboa, LNEC, 1982
- 34- LAMBE, T. W. & TURNER, E. K. - Braced excavations. In: SPECIALTY CONFERENCE LATERAL STRESSES IN THE GROUND AND DESIGN OF EARTH RETAINING STRUCTURES, Ithaca, June 22-24, 1970. New York, ASCE, 1970
- 35- LANGENDONCK, T. - A função "ressalto" e sua aplicação a problemas da estática das construções. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland, 1955
- 36- LEONHARDT, F. & MONNIG, E. - Construções de concreto : princípios básicos de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, Interciência, 1977. v.1
- 37- LEONHARDT, F. & MONNIG, E. - Construções de concreto : princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, Interciência, 1978. v.3
- 38- LEONHARDT, F. - Construções de concreto: verificação da capacidade de utilização. Rio de Janeiro, Interciência, 1979. v.4
- 39- LOGAN, D. & SHAH, S. P. - Moment capacity and cracking behaviour of ferrocement in flexure. Journal of the American Concrete Institute, 70 (12) : 799-804, Dec 1973
- 40- MACHADO JR., E. F. - Piscinas e reservatórios de argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1979. publ. 050/84 reimpr. (Tese de Mestrado)
- 41- MARTINELLI, D. A. O. & HANAI, J. B. de - Pontilhões e passarelas de argamassa armada. São Carlos, (s.c.p.), 1980. Relatório parcial apresentado à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.
- 42- MELO, F. G. - Paredes moldadas. In: SEMINÁRIO 219 - PAREDES MOLDADAS, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1979
- 43- MELO, F. G. & FOULQUE, J. - Paredes moldadas: dimensionamento. In: SEMINÁRIO 219 - PAREDES MOLDADAS, Lis-

- boa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1979
- 44- MEYERHOF, G. C. - Safety factors and limits states analysis in geotechnical engineering. Canadian Geotechnical Journal, (21): 1-7, 1984
- 45- MOLITERNO, A. - Caderno de muros de arrimo. São Paulo, Edgard Blucher, 1980
- 46- MONTOYA, P.J.; MESEGUER, A.G.; CABRE, F.M. - Hormigón armado. Barcelona, Ed. Gustavo Gili, 1978. v. 2
- 47- MORGENSTERN, N.R. & EISENSTEIN, Z. - Methods of estimating lateral loads and deformations. In: SPECIALTY CONFERENCE LATERAL STRESSES IN THE GROUND AND DESIGN OF EARTH-RETAINING STRUCTURES, Ithaca, June, 22-24, 1970. New York, ASCE, 1970
- 48- NAAMAN, A. E. - Performance criteria for ferrocement. Journal of ferrocement, 9 (2): 75-92, Apr 1979
- 49- NERVI, P. L. - Concrete and structural form. Structural Engineers, 34 : 155-172, May 1956
- 50- NERVI, P. L. - Structures. Trad. por Giuseppina and Mario Salvadori. New York, F.W. Dodge, 1956
- 51- PETRONI, L. - Vigas de argamassa armada. São Carlos, EESC-USP, 1974. (Tese de Livre-Docência)
- 52- PINELO, A. - Regulamento sobre ancoragens e cortinas ancoradas. In: SEMINÁRIO 217 - ANCORAGENS, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1979
- 53- PREFEITURA MUNICIPAL DE SALVADOR - RENURB - Caderno de projetos. Salvador, RENURB, 1980
- 54- PREFEITURA MUNICIPAL DE SALVADOR - RENURB - Tecnologia de argamassa armada em Salvador. Salvador, RENURB, 1981
- 55- PREFEITURA MUNICIPAL DE SALVADOR - RENURB - Linha de materiais pré-moldados. Salvador, RENURB, s.d.
- 56- PROMON - Tabelas para dimensionamento de concreto armado, segundo a NB-1/76. São Paulo, McGraw-Hill, 1976
- 57- SAMUEL, A.G. - Paredes moldadas: problemas de estabilidade em obras vizinhas. In: SEMINÁRIO 219 - PAREDES MOLDADAS. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1979
- 58- SAMUEL, A. G. - Perdas de carga em ancoragens. In: SEMINÁRIO 217 - ANCORAGENS. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1979
- 59- SANTOS, L. M. - Cálculo de concreto armado: segundo a NB-1/76 e o CEB/72. São Paulo, Edgard Blucher, 1977 v.1
- 60- SCHULTE, H. & YAGUI, T. - Estruturas de aço : elementos básicos. São Carlos, EESC-USP, 1981
- 61- SILVA LEME, R. A. - Criatividade reduz custos e prazos na estabilização de talude em conjuntos habitacionais. Engenharia Mackenzie : 8-11, Jan/Mar 1984
- 62- SILVA LEME, R. A. - Contenção de taludes na obra Portal do Brooklin. O Empreiteiro: 26(204) : 26-29, Out/Nov 1984 ed. extra
- 63- STAMATO, M. C. - Cálculo elástico de estaqueamentos. São Carlos, EESC-USP, 1967. publ. 015/86 - reimpr.
- 64- STAMATO, M. C. - Deslocamentos em estruturas lineares.

- São Carlos, EESC-USP, 1980. reimpr.
- 65- SOUZA, J. M. - Cálculo numérico de estruturas. São Paulo, Edições Loyola e PUC-RJ, 1981
- 66- SURYA KUMAR, G. V. & SHARMA, P.C. - An investigation of the ultimate and first crack strengths of ferrocement in flexure. Roorke U.P., Structural Engineering Research Centre, 1976, 2-7. (reprinted from the Indian Concrete Journal)
- 67- TCPO 6: Tabelas de composições de preços para orçamentos. São Paulo, Editora Pini, 1977. 6ª ed.
- 68- TERZAGHI, K. - Theoretical soil mechanics. 7ª ed. New York, John Wiley & Sons, 1954
- 69- TERZAGHI, K. & PECK, R.B. - Soil mechanics in engineering practice. 2ª ed. New York, John Wiley & Sons, 1967
- 70- TSCHBOTARIOFF, G. P. - Retaining structures in foundations engineering. Tokyo, McGraw Hill, 1962
- 71- U.S.S.R. - STATE COMMITTEE FOR CONSTRUCTION OF THE COUNCIL OF MINISTER - Construction norms instructions for the design of reinforced cement constructions - SN 366-67 - Date of introduction: 01/01/68 trad. do russo s.i.
- 72- VARGAS, M. - Introdução à mecânica dos solos. São Paulo, McGraw Hill, 1977
- 73- VIDAL, I. B. - Maciços e obras de terra. Barretos, Faenba, 1983. Notas de aula da disciplina Fundações e obras de terra
- 74- WU, T. H. - Soil mechanics. 2ª ed. Boston, Allyn & Bacon, 1977