

FERNANDA MALULY KEMEID

MAGDALENA MARTORELL SASTRE

THIAGO HEITOR CAMARGO DE FARIA

# TERMINAL PORTUÁRIO EMBRAPORT

Trabalho de Formatura apresentado à Escola  
Politécnica da Universidade de São Paulo para  
a obtenção do título de Engenheiro Civil

Área de Concentração:  
Engenharia Civil

Orientador: Paulo Alberto Neme

São Paulo

Dezembro 2008

## Resumo

Este trabalho foi realizado em três meses, sendo uma dissidência do trabalho de mesmo nome (Terminal Portuário Embraport) realizado neste mesmo ano.

Neste trabalho estudam-se a projeção da retroárea aterrada para recebimento de contêineres e a interação cais-retroárea do terminal portuário EMBRAPORT, que é um terminal multimodal que está sendo executado no porto de Santos. Equipado com instalações que permitirão a movimentação de diversos tipos de carga.

No estudo da retroárea aterrada se calcula os recalques, explicando se as teorias consideradas, obtenção de parâmetros do solo necessários, os tipos de testes assim como comparação com outras regiões. O principal foco de esta parte de estudo é a minimização dos recalques durante a operação do porto.

Também se calcula a sobrecarga de aterro, drenos, e a estabilidade do aterro com auxílio de programas computacionais devido a heterogeneidade do solo.

No estudo do cais se estudam os possíveis tipos de cais para a região e realizar uma discussão sobre vantagens e desvantagens dos tipos de cais mais favoráveis, tanto para a construção como para interação com a retroárea, para a minimização da movimentação horizontal do aterro.

## Agradecimentos

Agradecemos, aos nossos pais, por nos darem amor, suporte e condições para que pudéssemos concluir a faculdade e realizar tal trabalho.

Ao Professor Paulo Neme por toda a sua ajuda, paciência, tempo despendido conosco para a execução deste trabalho e por sua amizade.

Ao Professor Façal Massad pela ajuda, pelos conselhos e pela prontidão em nos ajudar.

Ao Professor Carlos de Souza Pinto pelos conselhos e por seus minutos de almoço gastos conosco.

Ao professor Kalil por sua aula sobre cais, os materiais emprestados, seu tempo e sua paciência.

Ao professor Stucchi, pela ajuda na formação do grupo, na busca por orientador e por sempre acreditar na equipe.

Aos professores Valdemar Hachich e Fernando Marinho por fornecimento de materiais e indicação de bibliografias.

Ao Engenheiro Bernd Fröhlich pela aula sobre estacas-prancha, pelas fotos presentes no projeto e pelo seu bom humor na sexta-feira de manhã.

À Engenheira Cristina Schimidt pelo fornecimento de material e sua boa vontade em nos ajudar.

## Índice

Resumo.....	ii
Agradecimentos .....	iii
Índice de Figuras .....	v
Índice de Tabelas.....	vii
Nomenclatura.....	viii
1.Objetivos .....	1
2.Introdução .....	2
2.1 EMBRAPORT .....	3
2.2 Desafios apresentados pela obra.....	5
2.3 Licenciamento ambiental .....	6
3.Retroárea.....	8
3.1 Caracterização do terreno .....	11
3.1.1 Solos moles.....	11
3.1.2 A origem dos solos moles da Baixada Santista: Formação dos solos Quaternários .....	11
3.1.3 Características geotécnicas .....	12
3.1.4 Ensaios para obtenção dos parâmetros do solo .....	14
3.2 Obtenção dos parâmetros do terreno da Embraport pela Mecasolos .....	17
3.3 Aterros sobre solos moles.....	26
3.3.1 Construção de aterros sobre solos moles .....	29
3.3.2 A importância do estudo dos recalques.....	34
3.4 Impactos ambientais da execução de aterro e sobre aterro .....	66
4.Cais .....	70
4.1 Escolha do tipo de cais e interação cais-retroárea .....	70
4.2 Método construtivo e seqüência executiva do cais.....	76
5.Conclusão .....	81
Bibliografia .....	82

## Índice de Figuras

Figura 1 – Terminal dividido em três áreas. ....	3
Figura 2 – Retroárea. Fonte: <a href="http://www.convicon.com.br/ximagens.asp?codigo=6">http://www.convicon.com.br/ximagens.asp?codigo=6</a> .....	8
Figura 3 - Curva de variação do nível do mar. Fonte: Solos do Litoral de São Paulo (Massad, F; 1994). ....	12
Figura 4 - Secção geológica esquemática- Ponte do casqueiro. Fonte: Solos do litoral de São Paulo (Massad, F; 1994). ....	12
Figura 5 - Perfis de sondagens. Fonte: Solos do litoral de São Paulo (Massad, F; 1994). ....	13
Figura 6 - Ilustração do ensaio SPT. Fonte: Fernando Schanid (2000) .....	15
Figura 7 - Esquema do ensaio de palheta in situ. Fonte: S. de Almeida (1996) .....	16
Figura 8 - Ilustração da geometria típica de um cone. Fonte: Fernando Schanid (2000). ....	17
Figura 9 - Ábaco de Bjerrum. Fonte: Relatório Geotécnico de Mecasolo .....	21
Figura 10 – Abordagem proposta por Duncan e Buchignani (1976) para estimativa de módulo. ....	22
Figura 11 – Ilustração de um piezocone padrão. ....	24
Figura 12 – Região aterrada próxima a Amsterdã. Fonte: Huesker Report. ....	27
Figura 13 – Aterramento de uma região do Rio Elba que será utilizada como pátio de produção do Airbus 380 da Boeing. Fonte: Huesker Report. ....	27
Figura 14 –Ábaco de Newmark. Fonte (Pinto, 2006). ....	32
Figura 15 – Divisão do solo em três camadas segundo a relação $C_c/(1+e_0)$ . ....	33
Figura 16: RTG. Fonte: <a href="http://www.siglobal.org">www.siglobal.org</a> (02 de dezembro de 2008) .....	35
Figura 17: Transtêiner. Fonte: <a href="http://www.kalmarind.com">www.kalmarind.com</a> (02 de dezembro de 2008).....	35
Figura 18: Pavimento de blocos intertravados de concreto sendo executado no TECON IV. ....	36
Figura 19: Pilhas de contêineres com recalques diferenciais na pavimentação. Fonte: <a href="http://www.mongue.org.br">www.mongue.org.br</a> (02 de dezembro de 2008). ....	36
Figura 20: Straddle Carrier. Fonte: flickr.com (02 de dezembro de 2008). ....	37
Figura 21 – Gráfico dos resultados típicos da compressão edométrica. ....	38
Figura 22 - Aterro com drenos verticais. ....	44
Figura 23 – Getotêxteis não-tecido e tecido (vista ampliada). Fonte: Geotextiles Hnadbook (1998). ....	45
Figura 24 – Aterro sobre solo mole com sobrecarga e drenos verticais.....	46
Figura 25 – Efeito da sobrecarga temporária na aceleração dos recalques. Fonte: Façal Massad. ....	47
Figura 26 – Malha retangular e malha triangular. Fonte: Manual Brasileiro de Geossintéticos (2004). ....	49
Figura 27 – Esquema de uma seção transversal de um geodreno.....	50

Figura 28: Gráfico da variação da coesão .....	52
Figura 29: Situação onde a cunha passa apenas na primeira camada de solo mole .....	53
Figura 30: Situação onde a cunha passa apenas nas duas primeiras camadas de solo mole.....	54
Figura 31: Situação onde a cunha passa pelas três camadas de solo mole .....	54
Figura 32: Cunha de ruptura traçada pelo programa Geo-Slope.....	55
Figura 33: Determinação da coesão média.....	56
Figura 34 – Estabilidade de taludes em argilas moles profundas. (Pinto, 1974). .....	56
Figura 35 –Rupturas de aterros reforçados: a)conceito; b)falha de suporte; c) ruptura rotacional; d) deslocamento lateral do aterro.....	58
Figura 36 – Geogrelha com resistência de 400kN x 100kN.....	60
Figura 37: Cais do porto em Porto alegre. Fonte: <a href="http://baixaki.com.br/">http://baixaki.com.br/</a> (23 de novembro de 2008) .....	70
Figura 38 - Corte do cais do porto de Imbituba – SC. Fonte: EGT Engenharia.....	71
Figura 39: Estacas prancha metálicas. Fonte: <a href="http://www.eclengenharia.com.br">www.eclengenharia.com.br</a> (23 de novembro de 2008) .....	72
Figura 40: Cravação de estacas prancha de concreto. Fonte: <a href="http://civilport.com.br/">http://civilport.com.br/</a> (23 de novembro de 2008).....	72
Figura 41: Encaixe "macho-fêmea" nas estacas pré-moldadas de concreto .....	73
Figura 42: Detalhe da ponta da estaca pré-moldada de concreto.....	73
Figura 43: Miniaturas de estacas prancha metálicas nos formatos Z (superior) e U (inferior). Destaque para o detalhe do encaixe. Fonte: LPC-Latina .....	75
Figura 44 – Estacas U cravadas na margem do Rio Tietê. Fonte: Bernd Fröhlich. ....	75
Figura 45 – Vibrador utilizado para cravar estacas-prancha no Rio Tietê. Fonte: Bernd Fröhlich.	77
Figura 46 – Colocação da estrutura do gabarito. Fonte: Bernd Fröhlich. ....	77
Figura 47 – Colocação do gabarito. Bernd Fröhlich. ....	78
Figura 48 – Vibrador atuando sobre a estaca-prancha metálica. Fonte: Bernd Fröhlich. ....	79
Figura 49 – Paredão de estacas-prancha cravadas intercaladamente no Porto de Navegantes. Fonte: Bernd Fröhlich.....	79
Figura 50 – Paredão de estacas-pranchas cravadas de forma intercalada. Fonte: Bernd Fröhlich.	80

## Índice de Tabelas

Tabela 1 – Características geotécnicas de alguns solos moles. Fonte: Solos do Litoral de São Paulo (Massad, F; 1994). .....	14
Tabela 2 – Parâmetros do solo obtidos através dos ensaios descritos anteriormente. ....	17
Tabela 3 – Determinação de $T^*$ segundo o posicionamento da pedra porosa do piezocone. ...	24
Tabela 4 – Métodos de minimização de recalques. (Almeida, 1996). ....	50
Tabela 5: Parâmetros de projeto para o solo mole (Fonte: MecaSolo). ....	51
Tabela 6: Parâmetros do projeto da BTP. ....	52
Tabela 7: Parâmetros do material do aterro.....	53
Tabela 8: Fator de Segurança para diferentes taludes. ....	56

## Nomenclatura

$\phi$  - Ângulo de atrito do solo

$\gamma_{\text{nat}}$  – Peso específico natural do solo

$\gamma_{\text{sat}}$  – Peso específico saturado

$\gamma_w$  – Peso específico da água

$\rho$  – Recalque

$\rho_{s+f}$  – Recalque com sobrecarga

$\sigma$  – Tensão total

$\bar{\sigma}$  - Tensão efetiva

$\bar{\sigma}_i$  - Tensão vertical efetiva inicial

$\bar{\sigma}_f$  - Tensão vertical efetiva final

$\bar{\sigma}_a$  - Tensão vertical de sobre-adensamento

a e b – Dimensões dos drenos pré-fabricados

$S_u$ , c – Coesão (resistência não drenada)

$C_c$  – Coeficiente de compressão

$C_h$ ,  $C_r$  – Coeficiente de adensamento horizontal

$C_v$  – Índice de adensamento vertical

D – Espessura da camada de solo mole

e – Índice de vazios

$e_0$  – Índice de vazios inicial

$H_d$  – Distância vertical de drenagem

$I_r$  – índice de rigidez

$k_h$  – Coeficiente de permeabilidade horizontal

$k'_h$  – Coeficiente de permeabilidade horizontal na região amolgada

n – Razão de espaçamento de drenos



T – Fator tempo segundo Terzaghi

$U_h$  – Razão de adensamento devido ao fluxo radial

$U_v$  – Razão de adensamento devido ao fluxo vertical

U – Razão de adensamento combinado

RSA – Razão de sobre-adensamento

h – Umidade natural

$C_{\alpha\varepsilon}$  – Coeficiente de adensamento secundário

LL – Limite de liquidez

IP – Índice de plasticidade

$\sigma'_{v\text{ pread}}$  – Tensão vertical de sobre-adensamento

$\sigma'_{a0}$  - Maior tensão efetiva vertical que já foi aplicada na superfície da camada de solo que hoje se encontra no topo do terreno natural.

$S_{u\text{ VT}}$  – Resistência não drenada medida pelo “Vane Test”

$\mu$  - Coeficiente de correção fornecido pelo ábaco proposto por Bjerrum

$T^*$  - Fator tempo modificado

R - Raio do piezocone

$\alpha_v$  - Coeficiente de compressibilidade

$t_{rs}$  – tempo de execução

$d_e$  – Diâmetro de influência para uma malha de drenos

$d_d$  – Diâmetro do dreno de areia

$d_w$  – Diâmetro equivalente do dreno geossintético

$d_m$  – Diâmetro do mandril de cravação

$p_s$  – Sobrecarga temporária

$\rho_f$  – Recalques finais

$l$  - Distância entre drenos

FS - Fator de segurança

w e t – onde w é a largura e t a espessura de um mandril retangular

SPT – Standard Penetration Test

$N_{SPT}$  – Numero de golpes no ensaio SPT

AT – Argilas Transicionais

SFL – Sedimentos Flúvio - Lagunares

$q_c$  – Resistência de ponta no ensaio de piezocone

$f_c$  – Atrito lateral de cravação no ensaio de piezocone

## 1. Objetivos

Este Trabalho de Formatura tem como objetivo principal estudar o Terminal Portuário EMBRAPORT, enfatizando a importância do empreendimento para a sociedade e o meio ambiente.

Nesta segunda etapa do trabalho, serão estudadas as possíveis formas de construção da retroárea e será feito o dimensionamento daquela que for mais conveniente.

De uma maneira geral, o trabalho envolverá os tópicos:

- Estudo das características do terreno e como este influencia no projeto e construção da retroárea;
- Dimensionamento da retroárea;
- Estudo dos tipos de cais;
- Interação cais-retroárea.

## 2. Introdução

O Terminal Multimodal Embraport foi idealizado pelo grupo Coimex, um dos 100 maiores conglomerados do Brasil. Sua criação teve como principal motivador o aumento da demanda pelo Porto de Santos que se deve ao crescimento da participação do Brasil no comércio internacional.

Atualmente, o Porto de Santos é responsável por 40% da movimentação de contêineres no país, e ainda responde por 25% das operações portuárias realizadas no Brasil. Outro motivador para a construção do Embraport é a exportação de biocombustíveis, nova tendência mundial, em que o Brasil é considerado um dos líderes na tecnologia, já que detém o conhecimento da produção de álcool anidro e hidratado de álcool.

O terminal foi projetado para ser o maior terminal portuário de uso múltiplo no Brasil. Devido ao seu alto grau de automação, quando estiver operando em sua plena capacidade, ele operará 1,2 milhão de TEU's (contêiner de/ou equivalente a 20 pés) e 2 milhões de metros cúbicos de álcool por ano, estando previstas 1300 atracações anuais. A atuação do terminal portuário de EMBRAPORT será responsável por um aumento da capacidade do Porto de Santos em 10%, no mínimo.

As previsões da Coimex são de que o empreendimento impactará de forma positiva tanto na economia local quanto na nacional. Segundo ela, serão gerados cerca de 1000 empregos diretos e outros 4000 indiretos, o que significará um aumento anual de R\$ 55 milhões na economia regional por meio de salários e encargos. O empreendimento ainda gerará R\$ 19 milhões em impostos para o município de Santos e R\$ 95 milhões por ano para a União.

### 2.1 EMBRAPORT

O terreno onde será construído o Terminal Multimodal Embraport possui  $10^6$  m<sup>2</sup>, sendo metade da área destinada à preservação ambiental. Localizada no Sítio Sandi, na margem esquerda do canal de acesso ao porto de Santo, próximo às ilhas Barnabé e Diana, seu posicionamento é favorável à operação de um terminal, já que concentra acessos marítimos, rodoviários e ferroviários. Da área construída final do Terminal, 300.000 m<sup>2</sup> serão construídos sobre o estuário, utilizando-se aterros e estruturas sobre estacas.

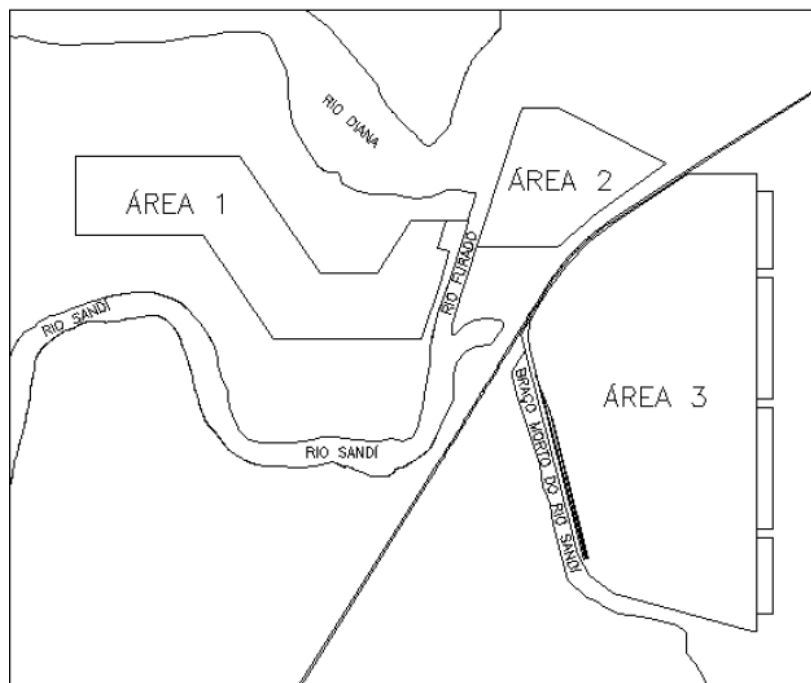


Figura 1 – Terminal dividido em três áreas.

A área 1 terá um quarto da área do terminal e abrigará: prédios administrativos, o estacionamento de carretas, a Receita Federal, a estação de tratamento de esgoto, o gate, o estacionamento dos Gates, estacionamento de veículos, a portaria marítima, entre outras instalações.

A área 2 está destinada à operação de granéis líquidos. Ela abrigará os tanques de armazenamento de álcool, píeres, os dolphins de amarração e atracação, as subestações elétricas, as tubulações, o pipe-rack, o prédio de controle de trancagem etc. Sua área será um oitavo da área total do terminal.

A estrutura necessária para a movimentação de líquidos é diferente da utilizada para a movimentação de contêineres. O píer suportará o equipamento responsável por carregar o navio. Ele ficará afastado da costa e, por isso, haverá a necessidade de se construir uma ponte de acesso que será feita de concreto armado. Também existirão quatro dolphins, dois de amarração e dois de atracação.

Finalmente, a área 3 será destinada para a movimentação de contêineres. Essa é a maior área do terminal, já que a operação de contêineres será a principal atividade do terminal. As principais instalações dessa área serão oficinas, subestações elétricas entre outros.

A área 3 deve ser dividida em duas áreas principais com funções distintas: a primeira deve permitir a transição do contêiner entre o ambiente marítimo e o terrestre; a segunda servirá para armazenar os contêineres. Essas regiões são conhecidas, respectivamente, por cais e retroárea.

O cais é o local onde estão localizados os equipamentos responsáveis por retirar e colocar os contêineres no interior do navio. Além disso, ele é responsável por receber os esforços provenientes da atracação e amarração das embarcações.

A estrutura do cais deve permitir a manobra de caminhões e ainda acomodar os portêineres, equipamentos utilizados para colocar e retirar os contêineres do navio, possuindo, portanto, uma largura mínima igual à bitola desse equipamento. Segundo o projeto atual, o cais terá uma extensão de 1100 m e 54 m de largura, no entanto.

A retroárea é local de armazenamento dos contêineres. Sua disposição nessa área é de extrema importância para se garantir a eficiência do terminal. A disposição dos contêineres depende de diversos fatores, tais como:

- Tamanho: existem contêineres de 20 e 40 pés;
- Destino: importação, exportação e vazios;
- Necessidade de abastecimento energético: os contêineres refrigerados devem ser alocados em locais próximos a subestações elétricas;
- Tipo de carga: os contêineres com cargas perigosas são armazenados separadamente para minimizar o risco de acidentes;
- Tipo de equipamento para transportar contêineres: existem diversos tipos de equipamentos destinados ao transporte de contêineres dentro do porto. O tamanho do espaçamento entre os contêineres e sua forma de armazenamento estão diretamente relacionados com o equipamento a ser utilizado.

## **2.2 Desafios apresentados pela obra**

A construção de um terminal portuário multimodal por si só é um desafio, devido às dimensões da obra. No caso do Terminal de Embraport, existem outros desafios além dos grandes volumes de materiais e pessoas a serem administrados.

A primeira dificuldade do projeto do Terminal de Embraport está na decisão da forma de execução da retroárea, já que o terreno em que esta se localizará não está na cota desejada para projeto. Existem diversas maneiras de execução da retroárea: aterrada, estaqueada e mista. A decisão de qual a melhor estrutura depende da relação entre custos, facilidade de se encontrar material de empréstimo e retorno dos investimentos.

Contornar as dificuldades impostas por solos muito moles a moles de grande espessura, característicos do terreno em questão, também fazem parte do projeto da retroárea, já que, para um terminal portuário, recalques são muito prejudiciais, pois atrapalham seu funcionamento, podendo gerar inclusive prejuízos. Para que isso não ocorra, os recalques deverão ser previstos na fase de projeto e combatidos na fase de execução da retroárea, visando a que, durante a fase de operação do terminal, apenas a menor parte desses recalques ocorra (usualmente, no máximo 5%, podendo variar de acordo com o desejado pelo contratante), e ainda garantindo um tempo mínimo de operação do terminal antes da primeira obra de manutenção.

Outra dificuldade de se construir sobre solos moles consiste na probabilidade de ruptura destes, principalmente quando se constroem aterros sobre eles. Nestes caso, os aterros devem ser feitos utilizando-se bermas ou com taludes bem atenuados, o que significa maior gasto de material e maior necessidade de área para construção, o que, geralmente, é inviável. Existe, portanto, a necessidade de se utilizarem outras formas de reforço solos moles, que dependerão das cargas atuantes, dos materiais e equipamentos disponíveis.

A experiência mostra que o cais é a estrutura do terminal que mais falhas apresenta no período de utilização. Isso ocorre porque a retroárea o “empurra”, causando fissuração nas estacas que o sustentam e, até mesmo, seu deslocamento horizontal. Portanto, o maior desafio apresentado pelo cais é a definição de uma estrutura que seja pouco afetada pelas ações horizontais que incidem sobre ele.

A produção, transporte e cravação das estacas também são outro desafio apresentados pela construção do cais. Existe grande dificuldade de se encontrarem fornecedores capazes de produzir o número de estacas necessárias para sua construção, havendo, normalmente, necessidade de produção em canteiro, o que exigirá um projeto de canteiro que preveja a construção de uma central de produção de concreto e de estaca pré-moldada.

O transporte das estacas também é delicado, já que elas são muito longas e não estão dimensionadas para suportar os esforços que as solicitam quando não se encontram na posição vertical. Portanto, o modo como elas serão transportadas é fundamental para que não sejam danificadas antes de sua instalação.

A cravação deve ser feita com equipamentos flutuantes, pois a execução do cais deve ocorrer praticamente concomitantemente à execução do aterro.

## **2.3 Licenciamento ambiental**

O projeto de EMBRAPORT, concebido na mesma época da criação da Empresa Brasileira de Terminais Portuários, demorou vários anos para sair do papel em função de uma ampla discussão com o IBAMA (Instituto Brasileiro do Meio Ambiente – órgão federal responsável pelo licenciamento ambiental de obras de infra-estrutura que tenham impactos ambientais) sobre as diversas questões ambientais envolvidas no empreendimento. O IBAMA concedeu a EMBRAPORT a Licença de Instalação (LI), que corresponde à segunda etapa do processo de licenciamento ambiental, somente em agosto de 2006. Foram necessários, inclusive, vários anos para a elaboração do próprio EIA-RIMA (Estudo de Impacto Ambiental - Relatório de Impacto Ambiental). As condicionantes ambientais exigidas pelo IBAMA foram muitas, entre elas o manejo da fauna e da flora da região, o monitoramento das águas, do ar e de ruídos durante as obras, a conservação de algumas áreas, etc.

Durante o licenciamento ambiental foram desenvolvidos pela EMBRAPORT 34 programas ambientais dedicados ao manejo da fauna e da flora da região e aos estudos que ampliarão o conhecimento científico nos campos da botânica, da arqueologia e da sociologia. Trata-se de programas de qualidade ambiental, de conservação de recursos naturais e de controle ambiental relativos à obra. Também fazem parte do conjunto de ações da empresa outros tantos programas socioambientais para garantir o desenvolvimento sustentável das comunidades de pescadores da região.

Atualmente muitos desses programas já estão em andamento, como o caso dos programas de controle de emissão de resíduos, de controle de emissão de efluentes, de apoio à pesca, de proteção da fauna, etc. Alguns desses, inclusive, já foram desenvolvidos e outros tantos ainda virão a ser implantados, sendo que muitos deles deverão ser mantidos mesmo após o término da obra.



Desde antes do início das obras civis, EMBRAPORT está fazendo o monitoramento das águas superficiais para assegurar que a qualidade dessas águas no estuário não seja afetada durante a obra. Este monitoramento permite avaliar quaisquer alterações na qualidade dessas águas nas proximidades da obra. Houve também a construção de dezoito poços para o monitoramento das águas do subsolo daquela região.

Hoje o licenciamento ambiental de EMBRAPORT é modelo perante o IBAMA. O órgão federal elogia publicamente o estudo e o cuidado de EMBRAPORT com o meio ambiente. Na época do licenciamento ambiental, EMBRAPORT contou com uma equipe de trinta profissionais com amplo conhecimento da região, sendo que hoje, alguns desses especialistas se tornaram uma referência nacional.

### 3. Retroárea

A retroárea é o local de armazenamento dos contêineres e, geralmente, nela encontram-se as áreas de apoio do terminal, tais como as áreas administrativa, de manutenção, e o edifício da Receita Federal.



Figura 2 – Retroárea. Fonte: <http://www.convicon.com.br/ximagens.asp?codigo=6>

A disposição dos contêineres nessa área definirá a eficiência do terminal. Ela depende de diversos fatores já citados anteriormente como:

- Tamanho: existem contêineres de 20 e 40 pés;
- Destino: importação, exportação e vazios;
- Necessidade de abastecimento energético: os contêineres refrigerados devem ser alocados em locais próximos a subestações elétricas;
- Tipo de carga: os contêineres com cargas perigosas são armazenados separadamente para minimizar o risco de acidentes;
- Tipo de equipamento para transportar contêineres: existem diversos tipos de equipamentos destinados ao transporte de contêineres dentro do porto. O

tamanho do espaçamento entre os contêineres e sua forma de armazenamento estão diretamente relacionados com o equipamento a ser utilizado.

Outro fator que afeta a eficiência da retroárea é o desempenho do pavimento e de sua fundação no decorrer dos anos de utilização. Isto é, quanto tempo os recalques sofridos pela fundação e as conseqüentes deformações provocadas no pavimento levarão para interferir no bom funcionamento do terminal e obrigarão que se execute manutenção no terminal para deixar, novamente, o pavimento plano.

Outro fator que afeta o bom funcionamento do terminal é o intervalo entre manutenções. Esse intervalo depende do recalque máximo aceitável para o bom funcionamento dos equipamentos de retroárea.

Os equipamentos que operam em um terminal de contêineres são muito sensíveis a recalques. Um transtêiner, guindaste apoiado sobre trilhos, por exemplo, suporta recalques mínimos já que seus eixos são solidários à via. Já o RTG (rubber tired gantry) que é um equipamento que funciona praticamente da mesma forma que o anterior, mas, no entanto, se locomove sobre pneus, o que permite que os recalques no terreno sejam um pouco maiores do que aqueles recomendados ao transtêiner. Por fim, equipamentos como o Straddle Carrier e o Reach Stacker são ainda menos sensíveis a recalques do que os dois anteriores, mas ainda não aceitam grandes defeitos de fundação.

Sendo assim, pode-se afirmar que o comportamento da fundação da retroárea deve ser definido pelo dono da obra, já que é ele quem definirá quando será executada a primeira obra de manutenção da retroárea e quais os equipamentos que nela atuarão, conseqüentemente, quais os recalques máximos que deverão ocorrer no local entre o término da construção e a primeira manutenção.

Como já descrito na introdução, a área em que será construída a retroárea encontra-se parcialmente sob o nível da água. Além disso, o solo da região é constituído por variações de argila mole de grande espessura, que tem como característica principal baixa resistência não drenada, ou seja, SPT inferior a 4. O solo de fundação, portanto, será um dos principais desafios para a construção dessa retroárea.

Outras dificuldades a serem enfrentadas pelo projetista e pelo construtor são qual material de aterro a utilizar e qual os equipamentos que serão necessários. Encontrar material de aterro na baixada santista é um desafio principalmente quando este deve ser granular e inerte, já que a maior parte do material de aterro que se encontrava na região já foi utilizado

pela construção civil décadas atrás, como era o caso das dunas. As principais fontes desse tipo de material são uma pedreira próxima ao terminal e o material dragado, que, no entanto, deve passar por um processo de descontaminação para ser utilizado no aterro;

Os equipamentos a serem utilizados dependerão do tipo de retroárea a ser executada (aterrada ou estaqueada) e da disponibilidade de equipamentos no país. Os equipamentos dependerão da ordem de execução das partes do terminal. A construção de estacas na retroárea dependerá da execução de um aterro que suporte o equipamento ou deverá ser feita com equipamentos marítimos por, exemplo.

Da licitação para concorrer à construção da retroárea do Terminal Multimodal Embraport, diversas empresas participaram, apresentando diferentes formas de construção da retroárea. Houve projetos com retroárea totalmente estaqueada, parcialmente estaqueada e parcialmente aterrada e completamente aterrada. Cada projeto possui suas vantagens e desvantagens. A retroárea completamente estaqueada é de execução muito rápida e garante maior controle dos recalques, no entanto, é muito cara. Já a retroárea aterrada é a solução mais barata, mas, no entanto, o tempo de construção exigido é muito longo.

A solução que ganhou a licitação foi aquela que combinava as vantagens das duas soluções citadas acima: retroárea parcialmente estaqueada e parcialmente aterrada. Nesse projeto, a parte dianteira da retroárea será estaqueada e a de trás aterrada. A parte dianteira será finalizada antes que a traseira, o que permitirá que o terminal entre em funcionamento antes que ele esteja completamente finalizado, fazendo com que o retorno dos investimentos se inicie mais cedo. Enquanto isso, o aterro é finalizado. Essa solução, portanto, foi a vencedora da licitação, não por ser a mais barata quando se trata de custos de implantação, mas por apresentar retorno mais cedo.

Apesar da retroárea de fundação mista ter sido a vencedora, nesse trabalho se projetará uma retroárea completamente aterrada a fim de que se possa discutir as características geotécnicas do terreno e a interação entre aterro e a fundação do cais que possuirá estacas e estacas-prancha como fundação.

### **3.1 Caracterização do terreno**

#### **3.1.1 Solos moles**

O solo do terreno em que será construído o Terminal Multimodal de Embraport é caracterizado como solo muito mole a mole.

Entende-se por solos muito moles a moles os solos sedimentares com baixa resistência a penetração (valores de SPT não superiores a 4 golpes) em que a fração de argila imprime as características de solo coesivo e compressível. São, em geral, argilas moles, ou areias argilosas fofas, de deposição recente, isto é, formadas durante o Quaternário (Massad, F;2003).

#### **3.1.2 A origem dos solos moles da Baixada Santista: Formação dos solos Quaternários**

Para entender o comportamento e propriedades das argilas moles e ter conhecimento sobre os solos da Baixada Santista utiliza-se os conhecimentos sobre a história geológica e origem dos sedimentos marinhos.

Sabe-se que existiram, pelo menos, dois ciclos de sedimentação no Quaternário, um deles no Pleistoceno e, o outro, no Holoceno, entremeados por um processo erosivo muito intenso.

Em trabalho pioneiro Suguo e Martin (1978-a e 1981) colocaram as variações relativas do nível do mar na origem destes sedimentos. Dois ciclos de ingressão do mar em direção ao continente ocorreram: a Transgressão Cananéia, que ocorreu há 120.000 anos (Pleistoceno), de nível marinho mais elevado, e a Transgressão Santos há 7000 anos.

O primeiro tipo de sedimento foi depositado há 100.000-120.000 anos em ambiente misto continental-marinho, e argiloso (Argilas Transicionais) ou arenoso, na sua base, e arenoso, no seu topo (Areias Transgressivas). Por ocasião do máximo da última glaciação, há cerca de 17000 anos, o nível do mar abaixou 110-130m em relação ao atual, o que provocou intenso processo erosivo e um forte sobreadensamento nos sedimentos argilosos da Formação Cananéia.

O segundo tipo é mais recente, formado nos últimos 7000 anos, por sedimentação em lagunas e baías. São os Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías

(SFL), formados que pelo retrabalho das areias e argilas de Formação Cananéia, às vezes por sedimentação em águas paradas ou tranquilas.

Nota-se também a presença de mangues ou aluviões recentes, que se depositam ao longo das lagunas e canais de drenagem, e são constituídos de lodo e muita matéria orgânica.

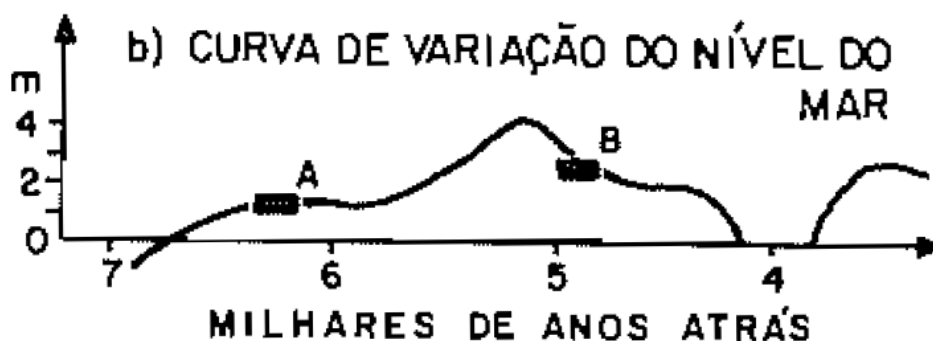


Figura 3 - Curva de variação do nível do mar. Fonte: Solos do Litoral de São Paulo (Massad, F; 1994).

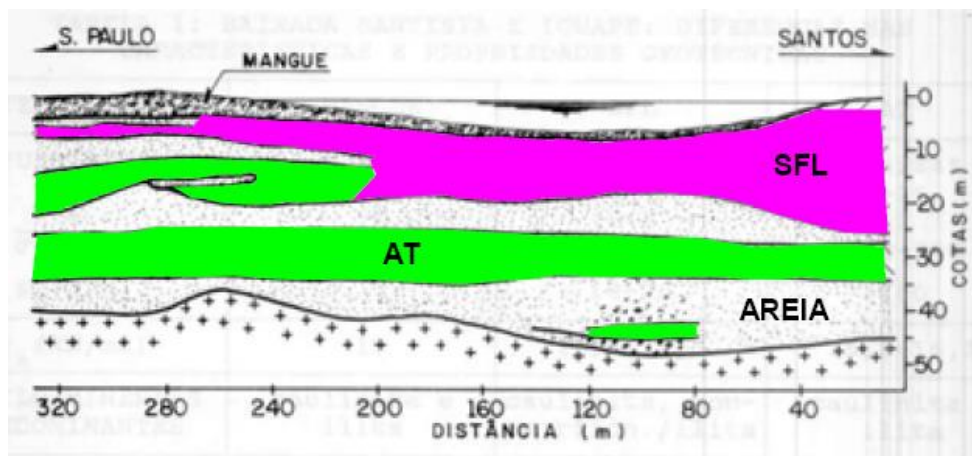


Figura 4 - Seção geológica esquemática- Ponte do casqueiro. Fonte: Solos do litoral de São Paulo (Massad, F; 1994).

### 3.1.3 Características geotécnicas

As milhares de sondagem analisadas por Massad (1985-a e 1986-b) permitiram caracterizar os diversos sedimentos que ocorrem na Baixada Santista e conhecer a sua distribuição em sub-superfície.

Uma característica fundamental destes solos é a heterogeneidade, existindo mais de trinta perfis geotécnicos. Para obtenção de tal informação, extraíram-se centenas de amostras shelby, podendo-se, assim, observar as alternâncias de camadas de argilas e

areias, e entre elas, camadas de areias argilosas ou argilas muito arenosas. Isso comprovou que aumentam com a profundidade, as chances de que os modelos que simulam os parâmetros do solo obtidos através de ensaios possam estar errados.

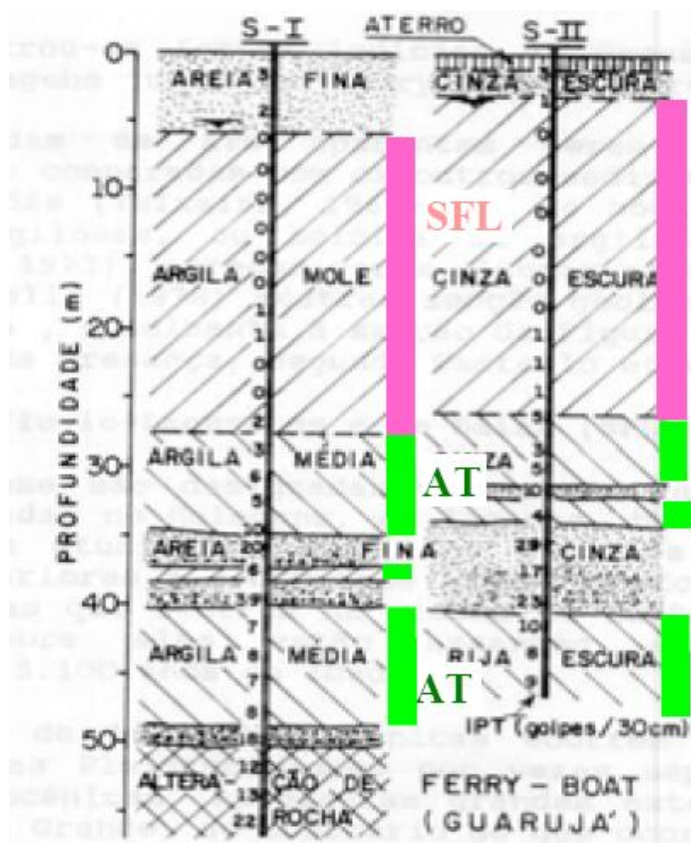


Figura 5 - Perfis de sondagens. Fonte: Solos do litoral de São Paulo (Massad, F; 1994).

O sobre-adensamento é outra característica destas argilas, que segundo Massad (1994) foi causado por três possíveis tipos de sobre-carga: a) do peso total de terra nas Argilas Transicionais, face ao grande rebaixamento do nível do mar há 17.000 anos, que nelas imprimiu um forte sobre-adensamento; b) de flutuações negativas do nível do mar, durante o Holoceno, que deram um caráter levemente sobre-adensado às Argilas de SFL (flúvio lagunar), e c) da ação de dunas holocênicas, resultando em um elevado sobre-adensamento, em alguns depósitos de Argilas de SFL,.

Na Tabela 1, comparam-se algumas características geotécnicas dos solos moles que podem servir para diferenciar os sedimentos.

**Tabela 1 – Características geotécnicas de alguns solos moles. Fonte: Solos do Litoral de São Paulo (Massad, F; 1994).**

Características	Solos das várzeas da cidade de São Paulo	Argilas quaternárias da baixada santista		
		Mangue	SFL	AT
Profundidade	≤5	≤5	≤50	20 ≤ z ≤ 45
Consistência	muito mole a mole	muito mole	mole	média-dura
$\sigma_a$ (KPa)	40-220	< 30	30 - 200	200 - 700
RSA	≥ 1	1	1,1 - 2,5	> 2,5
SPT	0 - 4	0	0 - 4	5 - 25
h(%)	30 - 300	50 - 150	50 - 150	40 - 90
e	1 - 6	≥ 4	2 - 4	≤2
$S_u$	5 - 25	3	10 - 60	> 100
Sensitividade	-	-	4 - 5	-
$\phi'$	20	-	24	19
$C\alpha\varepsilon$ (%)	3	-	3 - 6	-
$C_v^{CAMPO}$ (cm <sup>2</sup> /s)	5·10 <sup>-3</sup>	-	5 - 10·10 <sup>-3</sup>	-
$C_c/(1+e_0)$	0,25	0,35 - 0,39 (0,36)	0,33 - 0,51 (0,43)	0,35 - 0,43 (0,39)
$C_r/C_c$ (%)	10	12	08 - 12	9

### 3.1.4 Ensaios para obtenção dos parâmetros do solo

Para a compreensão de como foram obtidos os parâmetros do solo do terreno do Terminal Multimodal de Embraport, devem-se conhecer os ensaios existentes para a obtenção de tais parâmetros.

#### ENSAIO DE SPT

O ensaio SPT constitui uma medida de resistência dinâmica conjugada a um sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65kg, caindo de uma altura de



750mm. O valor  $N_{SPT}$  é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300mm, após uma cravação inicial de 150mm.

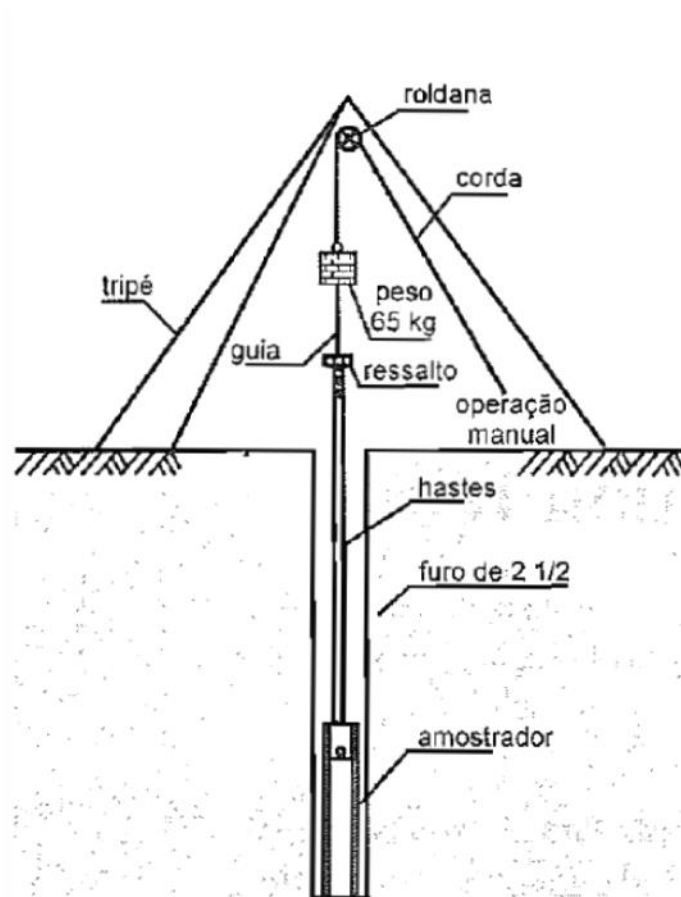


Figura 6 - Ilustração do ensaio SPT. Fonte: Fernando Schanid (2000)

## ENSAIO DE PALHETA IN SITU OU VANE TEST

O ensaio da palheta é o mais utilizado para a determinação da resistência não drenada  $S_u$  do solo mole, consistindo na rotação constante de  $6^\circ$  por minuto de uma palheta cruciforme em profundidades pré-definidas. A medida do torque  $T$  versus rotação permite a determinação dos valores de  $S_u$  do solo natural e amolgado. A equação 1 é utilizada para o cálculo da resistência não drenada e se baseia nas seguintes hipóteses: condição não-drenada, solo isotrópico,  $S_u$  constante no entorno da palheta, e razão de altura  $H$  versus diâmetro  $D$  da palheta igual a 2.

$$S_u = \frac{0,8T}{\pi D^2} \quad \text{Equação 1}$$

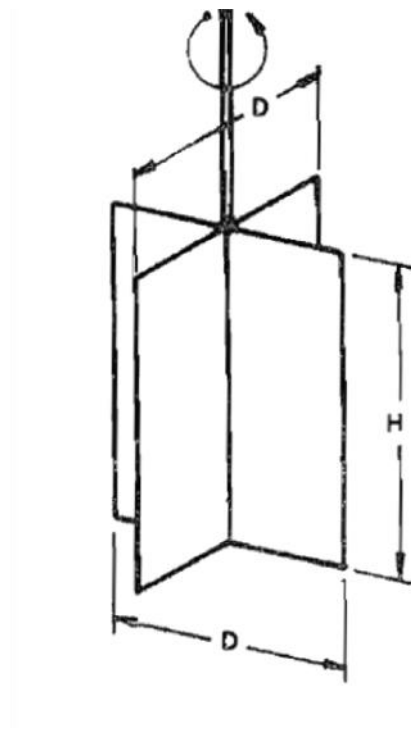


Figura 7 - Esquema do ensaio de palheta in situ. Fonte: S. de Almeida (1996)

### ENSAIO DE PIEZOCONO

Os resultados dos ensaios podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações.

O princípio do ensaio de cone é bastante simples, consistindo na cravação no terreno de uma ponteira cônica ( $60^\circ$  de ápice) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de  $10\text{cm}^2$ . O piezocone realiza as medidas dos esforços necessários para cravar a ponta cônica  $q_c$ , do atrito lateral  $f_c$ , e permite a contínua monitoração das pressões neutras geradas durante o processo de cravação.

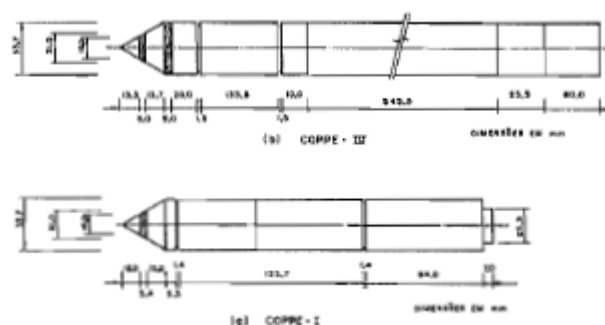


Figura 8 - Ilustração da geometria típica de um cone. Fonte: Fernando Schanid (2000).

### 3.2 Obtenção dos parâmetros do terreno da Embraport pela Mecasolos

Na primeira investigação geotécnica, foram feitos 176 pontos de sondagens à percussão SPT em diferentes áreas do terminal, com o objetivo de se conhecer o solo e de classificação preliminar das camadas a serem atravessadas.

Posteriormente realizaram-se ensaios de laboratório, para a obtenção das propriedades do aluvião mole, estudando-se assim 97 amostras “shelby” na primeira fase das investigações, e 123 amostras na segunda fase.

O “relatório geotécnico preliminar” apresentou os gráficos de distribuição com a profundidade dos parâmetros da argila muito mole a mole chegando a conclusão que os parâmetros permitem dividir-se em três horizontes, nos quais se observa a diferenciação das propriedades do aluvião.

Tabela 2 – Parâmetros do solo obtidos através dos ensaios descritos anteriormente.

	Profundidade	Valores médios dos parâmetros (e faixa)			
		% < 5 $\mu$	$h_{nat}$ (%)	LL (%)	IP (%)
<b>Horizonte 1</b>	<b>0 a 9m</b>	36 (7-74)	73,5 (28,4-132,0)	78,2 (26,3-158,0)	47,1 (11,1-107,0)
<b>Horizonte 2</b>	<b>9 a 18m</b>	63 (30-81)	94,4 (52,9-119,0)	124,1 (76,0-163,0)	79,6 (44,0-112,0)
<b>Horizonte 3</b>	<b>&gt; 18m</b>	49 (19-81)	70 (31,4-125,9)	89 (34,2-158,0)	54,3 (17,7-113,0)

	Profundidade	Valores médios dos parâmetros (e faixa)			
		$\gamma_{\text{sat}} \geq \mu/T$	$e_o$	$C_c/(1+e_o)$	$C_e/C_c$
<b>Horizonte 1</b>	<b>0 a 9m</b>	1,56 (1,32-1,92)	2,08 (0,88-3,65)	0,28 (0,04-0,54)	0,112 (0,033-0,207)
<b>Horizonte 2</b>	<b>9 a 18m</b>	1,44 (1,26-1,59)	2,79 (1,58-3,60)	0,36 (0,25-0,51)	0,126 (0,078-0,171)
<b>Horizonte 3</b>	<b>&gt; 18m</b>	1,57 (1,34-1,85)	2,08 (1,03-3,08)	0,29 (0,12-0,48)	0,146 (0,043-0,254)

Na tabela 2 não se incluiu qualquer referência a  $\sigma'_{v \text{ pread}}$  por causa da grande dispersão dos valores obtidos dos ensaios. A determinação de  $\sigma'_{v \text{ pread}}$  é feita com base nos dados de “vane test”.

Para se determinar a resistência não drenada  $S_u$  do solo, realizaram-se 31 ensaios de palheta em diferentes pontos do terreno.

Segundo Massad, em seu trabalho *“Baixada Santista: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações”* (Solos e Rochas), 22, (1): 3-49, Abril, 1999”, pode-se determinar a resistência não drenada das argilas a partir da tensão de sobre-adensamento, pois a relação entre os a resistência não drenada e a tensão de sobre-adensamento é:

$$\frac{S_u}{\sigma'_a} = 0,43 \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

$$\sigma'_a = \sigma'_{a0} + \sigma'_v$$

-  $\sigma'_{a0}$  é a maior tensão efetiva vertical que já foi aplicada na superfície da camada de solo que hoje se encontra no topo do terreno natural.

-  $\sigma'_v$ , tensão efetiva atual e  $\sigma'_v = \gamma' z$ , quando o nível d'água se encontra na superfície do terreno, onde:

$-\gamma'$  é o peso específico submerso do aluvião, considerando

$$\gamma'_{med} = 0,4 \text{ tf/m}^3$$

-z é a profundidade medida a partir da superfície do terreno natural atual.

tem-se então :

$$\sigma_a = \sigma_o + 0,4z \text{ (tf / m}^2\text{)} \quad \text{Equação 3}$$

Aplicando a equação  $S_{u(VT)} = 0,3\sigma_a$  na Equação 3 tem-se:

$$S_{u(VT)} = S_{u0} + 0,12z \text{ (em T/m}^2\text{ com z em m)} \quad \text{Equação 4}$$

No entanto, para se obterem resultados representativos da realidade, os resultados dos ensaios não podem estar muito dispersos, o que não ocorreu nos ensaios realizados pela Mecasolos, já que os ensaios de “Vane Test” sempre dão resultados dispersos. Inclusive, neste estudo o processo utilizado foi o inverso do descrito, já que se obteve a tensão de pré-adensamento através da utilização dos valores de resistência não drenada obtidos no “Vane Test” pela relação:

$$\sigma_o = \frac{S_{u(VT)}}{0,3} \quad \text{Equação 5}$$

Aplicando-se então, a fórmula  $S_{u(VT)} = 0,3\sigma_a$  aos resultados do “Vane Test”, espera-se, portanto, que na camada de argila muito mole a mole, o gráfico de variação de  $S_{u(VT)}$  com a profundidade seja próximo a uma linha reta cuja inclinação  $\frac{\Delta S_{u(VT)}}{\Delta z}$  seja igual a 0,202 ou muito próxima disso, e que tal reta se ajuste ao gráfico do ensaio sem muitas diferenças para que a interação da reta com o eixo  $z=0$  forneça um valor de  $S_{u0}(VT)$  representativo do solo em questão.

Com base na observação dos gráficos  $S_{u(VT)}$  com a profundidade, optou-se então, por definir um perfil de projeto baseado nos dados do “Vane Test” com 3 camadas com resistência crescentes com a profundidade:

- Camada superficial:  $S_{u(VT)} = 0,08 \text{ T/m}^2 + 0,202 \cdot z$  de 0 a 3 m de profundidade
- Camada intermediária:  $S_{u(VT)} = 0,67 \text{ T/m}^2 + 0,202 \cdot z$  de 3 a 6 m de profundidade
- Camada profunda:  $S_{u(VT)} = 1,50 \text{ T/m}^2 + 0,202 \cdot z$  a partir 6 m de profundidade

A pesar do “Vane Test” ser um ensaio “in-situ” e, portanto, determinar um valor da resistência média “in-situ” os trabalhos de Bjerrum, L, 1973 (*Problems of soil Mechanics and Construction on Soft Clays. In: Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8,v.3, p.111, Moscou, 1973*) mostraram que os valores de resistência não drenada medida no “Vane Test”,  $S_{u(VT)}$ , precisam ser corrigidos por um fator  $\mu$ , já que esses valores normalmente se apresentam maiores do que os reais.

Segundo Massad (1999), para aterros, este fator de correção  $\mu$  é variável de 0,6 a 1 (Equação 6) em função do Índice de Plasticidade do solo e leva em conta efeitos de anisotropia, de velocidade de ensaio e de plastificação progressiva do solo. Para solos da Baixada Santista, com IP médio de 60%, tem-se  $\mu=0,7$ . O valor obtido será um valor de projeto, não necessariamente sendo igual ao valor real.

$$S_u = S_{u(VT)} \cdot \mu \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

$S_u$  = resistência não drenada “in situ”

$S_{u(VT)}$  = resistência não drenada medida pelo “Vane Test” e

$\mu$  = coeficiente de correção fornecido pelo ábaco proposto por Bjerrum.

Os valores do índice de plasticidade (IP) da camada de aluvião mole determinados nos 97 ensaios da primeira fase das investigações variavam de 14 a 113% com valor médio igual a 61%.

Observa-se no ábaco de Bjerrum que, para o maior valor do IP medido, igual a 113%, o valor do fator de redução seria  $\mu=0,6$ .

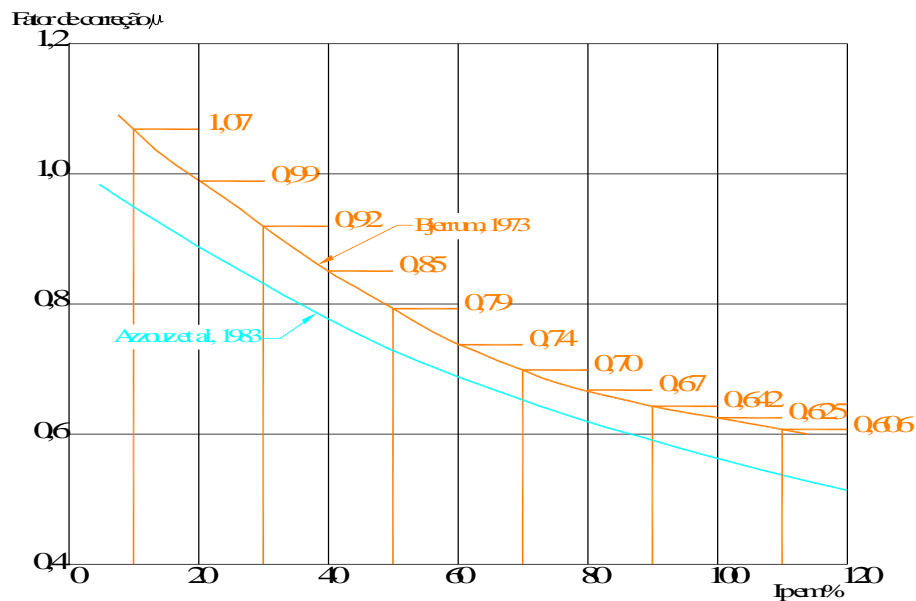


Figura 9 - Ábaco de Bjerrum. Fonte: Relatório Geotécnico de Mecasolo

Aplicando-se este fator de redução sobre a correlação  $S_{u(VT)} = 0,43 \sigma_a$  indicada resulta:  $S_{u(in-situ)} = 0,19 \sigma_a$

Ou seja:  $S_{u(in-situ)} = 0,26 \sigma_a$

Pode se concluir, que aplicando este fator de redução sobre os valores de  $S_{u(VT)}$  do perfil de projeto definido com base nos resultados do "Vane Test" com 3 camadas com resistência crescentes com a profundidade, obtém-se: ( $S_{u(in-situ)} = S_{u(VT)}$ )

$$S_{u("in-situ")} = 0,05 \text{ T/m}^2 + 0,12 \cdot z \text{ (z em m) de 0 a 3 m de profundidade}$$

$$S_{u("in-situ")} = 0,40 \text{ T/m}^2 + 0,12 \cdot z \text{ (z em m) de 3 a 6 m de profundidade}$$

$$S_{u("in-situ")} = 0,90 \text{ T/m}^2 + 0,12 \cdot z \text{ (z em m) a partir de 6 m de profundidade}$$

Outros parâmetros a serem estudados são os de adensamento, obtidos através do estudo dos resultados dos 15 piezocones utilizados no ensaio.

Ao se paralisar a cravação do piezocone e se observar a dissipação do excesso de pressão neutra é possível determinar o coeficiente de adensamento horizontal in situ  $C_h$  do solo.

O método de estimativa de  $C_h$  mais em uso é o de Houlsby e Teh (1988) que leva em conta o índice de rigidez  $I_r$  do solo através da seguinte definição de fator tempo:

$$T^* = \frac{C_h t}{R^2 I_r^{1/2}} \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

$T^*$  = Fator tempo modificado (relacionado à posição do elemento poroso do piezocone)

$C_h$  = coeficiente de adensamento horizontal (para recompressão)

$t$  = tempo de dissipação,

$R$  = raio do piezocone e

$I_r$  = Índice de rigidez  $\frac{G}{S_u}$

onde  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  e  $S_u$  = resistência ao cisalhamento não drenada e, portanto:

$$I_r = \frac{E_u}{S_u} \frac{1}{2(1+\nu)} \quad \text{Equação 8}$$

A seguir, se reproduz o ábaco de Duncan e Buchignani, para a posterior obtenção do índice de rigidez  $I_r$ .

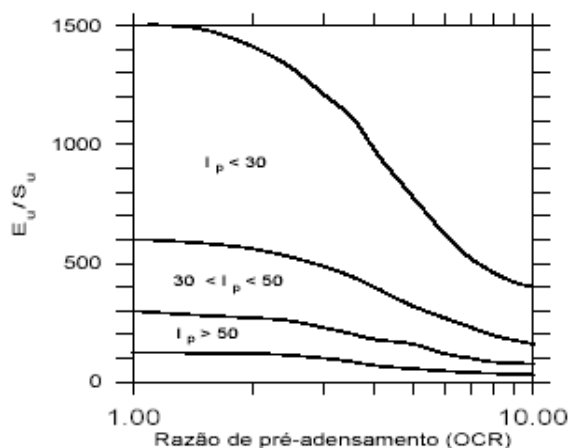


Figura 10 – Abordagem proposta por Duncan e Buchignani (1976) para estimativa de módulo.

Para os valores médios de  $I_p$  da argila local na faixa de 47 a 80 e para razão de sobre-adensamento inferior a 2,0 (Relatório Geotécnico Mecasolo), ter-se-ia  $E_u/S_u$  da ordem de 150 a 300, a assim:



$$I_r = \frac{E_u}{S_u} \frac{1}{2(1+v)}, \text{ calculando com } v = 0,50 \text{ (não drenado):}$$

$$I_r \approx \frac{50}{2(1+0,5)} \text{ a } \frac{300}{2(1+0,5)};$$

$$I_r \approx 50 \text{ a } 100$$

Calculando para  $E_u/S_u = 250$ ,  $\epsilon (150,300)$ , tem-se:  $I_r=83$ .

Este valor é parecido com os citados por Dazinger e Schnaid (2000):

*“Valores típicos de  $I_r$  para solos brasileiros são:*

*Porto Alegre, Ceasa (Soares, 1996) = 100;*

*Rio de Janeiro, Sarapuí (Ortigão, 1980) = 80”*

Adotar-se-á, portanto,  $I_r = 83$ .

Desta forma, e com o raio R do piezocone igual a 1,8cm tem-se:

$$G = 2,5 \frac{T^*}{R}$$

Equação 9

Os valores de  $T^*$  definidos por Houlsby e Teh estão reproduzidos a seguir para as posições do elemento poroso do piezocone:

**Tabela 3 – Determinação de T\* segundo o posicionamento da pedra porosa do piezocone.**

Grau de adensamento (%)	Fator Tempo modificado T*			
	Elemento poroso na ponta do cone (U <sub>A</sub> )	Elemento poroso na face do cone (U <sub>B</sub> )	Elemento poroso logo acima do cone (U <sub>C</sub> )	Elemento poroso 5a acima do cone (U <sub>D</sub> )
20	0,001	0,014	0,038	0,294
30	0,006	0,032	0,078	0,503
40	0,027	0,063	0,142	0,756
50	0,069	0,118	0,245	1,11
60	0,154	0,226	0,439	1,65
70	0,345	0,463	0,804	2,43
80	0,829	1,04	1,60	4,10



Figura 11 – Ilustração de um piezocone padrão.

O piezocone utilizado tem seu elemento poroso logo acima do cone (posição C) e os valores de  $T^*$  que a ele se aplicam são os da coluna “Elementos poroso logo acima do cone ( $U_c$ )”

A duração dos ensaios buscou atender a 60% de dissipação dos excessos de poro-pressão, desta forma, tem-se:

$$C_h = \frac{2,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}}{t_{60}} \quad C_{VB}$$

Equação 10

Para a interpretação dos ensaios, buscou-se ajustar a curva teórica de dissipação do excesso de pressão neutra em função do logaritmo do tempo definida a partir dos valores do fator tempo  $T^*$  para análise dos ensaios de dissipação apud Houlsby e Teh, 1988.

Entre os 71 valores extraídos dos 78 ensaios sendo que os demais 7 ensaios não apresentaram correlação adequada com a curva teórica.

Em função dos resultados acima, considera-se que se posso adotar o seguinte valor de projeto:  $C_h = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  pelo fato de 41% dos valores (29 do total de 71) estarem na faixa de 1,3 a  $2,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

Posteriormente, nos cálculos realizados considera-se a relação  $\frac{C_h}{C_v} = 1,5$ , devido ao caráter de projeto básico do trabalho.

A partir do valor de  $C_h$ , pode se estimar o coeficiente de permeabilidade horizontal  $k_h$ . Faz-se uso da fórmula:

$$C_h = \frac{k_h \cdot (1+e_0)}{a_v \gamma_w}$$

Equação 11

Onde:

$k_h$  é o coeficiente de permeabilidade horizontal (cm/s),

$e_0$  é o índice de vazio inicial (adimensional),

$\gamma_w$  é a massa específica da água (kg/cm<sup>3</sup>) e

$a_v$  é o coeficiente de compressibilidade

Uma vez legitimado e confirmado o perfil de projeto baseado nos “vane tests” com 3 camadas com resistência crescentes com a profundidade, a saber:

- Camada superficial:  $S_{u(VT)} = 0,08 \text{ T/m}^2 + 0,202 \cdot z$  de 0 a 3 m de profundidade
- Camada intermediária:  $S_{u(VT)} = 0,67 \text{ T/m}^2 + 0,202 \cdot z$  de 3 a 6 m de profundidade
- Camada profunda:  $S_{u(VT)} = 1,50 \text{ T/m}^2 + 0,202 \cdot z$  a partir 6 m de profundidade

Aplica-se a correlação:  $\frac{S_{u(VT)}}{\sigma'_a} = 0,43$  que foi devidamente validada pelo fato dos gráficos dos resultados do “Vane Test” se ajustarem às retas com inclinações  $\frac{S_{u(VT)}}{\sigma'_a} = 0,43$  uma vez que o valor 0,202 foi obtido da combinação de  $\frac{S_{u(VT)}}{\sigma'_a} = 0,43$  com  $\sigma'_{a0} = \frac{S_{u(VT)}}{0,43}$ , e calcula-se, então as pressões de sobre-adensamento  $\sigma'_{a0}$  pela fórmula  $\sigma'_{a0} = \frac{S_{u(VT)}}{0,43}$  o que leva, na superfície de cada camada, a:

$\sigma'_{a0}$  da camada superficial ( $z = 0$  a 3m):  $0,16 \text{ tf/m}^2$

$\sigma'_{a0}$  da camada intermediária ( $z = 3$  a 6m):  $1,40 \text{ tf/m}^2$

$\sigma'_{a0}$  da camada profunda ( $z \geq 6\text{m}$ ):  $3,00 \text{ tf/m}^2$

Que são os valores que serão adotados como valores de projeto.

O Anexo 1, retirado do relatório geotécnico da Mecasolo, apresenta as características e os parâmetros de projeto adotados nas camadas/horizontes do pacote de aluvião muito mole a mole de subsolo.

### 3.3 Aterros sobre solos moles

Aterros sobre solos moles são maciços que têm como principal função servirem de apoio para outras estruturas. Os aterros mais comuns são os de ocupação urbana (loteamentos), os rodoviários, os ferroviários e as barragens de terra, podendo também ocorrer, como neste trabalho, aterro portuário, que permite aumentar a área destinada à retroárea de um terminal portuário. Esse tipo de aterro é muito comum na baixada Santista devido à história geológica da região, explicada no item 3.1.2.

A execução de aterros sobre solos moles ocorre também em outros países do mundo. Na Holanda, por exemplo, em 1996, o município de Amsterdã decidiu criar um novo bairro sobre oito ilhas recentes da região. O objetivo do governo era de que, entre 2001 e 2012, mais de 18000 casas fossem construídas na região. Para tal criação, houve a necessidade de se aterrar grande parte do arquipélago. Os aterros foram feitos com areia, chegando a espessuras de 4 a 6 m. O solo de fundação era formado por uma camada de “lama” que variava de 0,5 a 2m e uma camada de solo mole que chegava a 8m de espessura. O aterro em execução pode ser visto na Figura 12.



Figura 12 – Região aterrada próxima a Amsterdã. Fonte: Huesker Report.

Outro caso recente de grande obra de aterro sobre solo mole foi construção do novo “site” da Boeing para a fabricação do Airbus 380, em Hamburgo, no Rio Elba. Neste caso, o maior problema enfrentado foi a camada de solo muito mole ( $0,4 < c < 10 \text{ kN/m}^2$ ) e espessura oscilando entre 8 e 14 metros. A construção do aterro pode ser vista na Figura 13.



Figura 13 – Aterramento de uma região do Rio Elba que será utilizada como pátio de produção do Airbus 380 da Boeing. Fonte: Huesker Report.

Obras sobre solos moles, como já visto anteriormente, são muito comuns, no entanto, elas ainda provocam imensa preocupação nos engenheiros geotécnicos por dois aspectos: o solo pode não suportar o peso do aterro e romper, ou, mesmo não rompendo, apresentar recalques que prejudicam a boa utilização do aterro (Pinto, 1994) e a previsão de tais fenômenos é difícil já que, normalmente, esses solos são bastante heterogêneos, apresentando camadas com diferentes características e os ensaios não garantem resultados seguros. Almeida (1996) também afirma que estes tipos de obras, apesar de extensivamente estudadas, ainda causam algumas surpresas aos projetistas, tanto no que diz respeito a rupturas quanto a deslocamentos inesperados.

Normalmente, aterros sobre solos moles são executados por grandes extensões e, portanto, a obra é feita por etapas. Obras geotécnicas geralmente apresentam resultados inesperados, portanto, a instrumentação do aterro já executado é de fundamental importância para a melhoria das previsões nos demais trechos.

Os instrumentos necessários para a instrumentação desses aterros são: Piezômetros Pneumáticos, Extensômetros Magnéticos, Medidor de nível d'água, placas de recalque e Bench Mark.

Os piezômetros tem como função medir as poro-pressões e podem ser instalados em quaisquer profundidades. O piezômetro pneumático tem seu funcionamento baseado no equilíbrio de pressões atuantes em um diafragma flexível. De um lado atua a pressão da água que se deseja medir e do outro atua a pressão do gás.

Extensômetros magnéticos são instrumento que além de realizarem o acompanhamento dos deslocamentos verticais, também monitora os deslocamentos horizontais. Estes instrumentos são compostos por um tubo de PVC e anéis magnéticos (aranhas ou pratos). O monitoramento das movimentações do terreno é feito através da passagem de uma sonda magnética pelo tubo de PVC.

As placas de recalque medem o deslocamento vertical do aterro. Elas são instaladas antes do lançamento do aterro. Uma haste conectada à placa atravessa o solo, tornando-se visível à superfície. Ela deve ser protegida por um tubo de modo que se evite seu contato com o solo.

Bench Mark é uma forma de monitoramento de recalques em profundidade de maciços potencialmente afetados pela construção de uma determinada obra.

A execução de aterro experimental em obras de grande porte, tal qual esta obra portuária, permite que se obtenham parâmetros do solo bem próximos dos verdadeiros e proporcionam um projeto com menos erros, minimizando desperdícios e surpresas em obra.

### 3.3.1 Construção de aterros sobre solos moles

A construção de aterros sobre solos moles depende das características do solo de fundação, da acessibilidade do aterro, dos equipamentos disponíveis, dos materiais de aterro e da velocidade com que a obra deve ser feita. Segundo Massad (2003) existem basicamente três tipos de aterro processos construtivos desse tipo de aterro:

- **Aterro lançado em ponta**

A maior dificuldade de se utilizar esse processo é aquela relativa ao tráfego de equipamentos de terraplenagem. Normalmente, recomenda-se deixar a vegetação natural.

O processo de construção é bastante simples, sendo o primeiro passo o lançamento de um lastro inicial com maior espessura (0,5 a 1,0m) sem muita preocupação com a compactação. Essa camada pode ser feita através do processo de aterro hidráulico, ou seja, de areia em suspensão em água, conduzida por meio de tubulações. O aterro hidráulico além de ser de fácil execução por não exigir que equipamentos trafeguem sobre o solo mole, ainda tem como consequência uma camada de areia drenante, que será necessária para escoar a água que sairá do terreno original. A colocação de geomantas também é de fundamental importância para o bom funcionamento do aterro, pois evita que o solo do terreno se misture com o solo do



aterro e ainda aumenta o fator de segurança da obra. Quando não é possível a execução de aterro hidráulico, por falta de equipamento, por exemplo, pode-se lançar mão de equipamentos leves tais como esteiras largas.

- **Remoção do solo mole**

Esse processo só é possível para solos moles com espessuras máximas variando entre 4 e 7m, já que maiores espessuras tornam a obra economicamente inviável. A retirada do material pode ser feita de forma mecânica, com drag-lines ou por meio de explosivos para liquefazer o solo mole. Os drag-lines foram utilizados pátio da COSIPA com sucesso. Expulsou-se a argila através do peso de terra colocado, que proporcionou sucessivas rupturas no solo original, e sua remoção da argila foi feita com dragas. (FOTO COSIPA E DRAG-LINE)

Uma variante desse processo é o “colchão flutuante de areia” que foi desenvolvida pelo professor Milton Vargas. A técnica foi uma adaptação do método de execução do aterro da Cosipa. Esse método consiste na retirada de 3 a 5m da camada de solo mole, reenchimento com aterro hidráulico (o material de aterro é colocado por via hidráulica, devido à dificuldade de aproximação do local) e construção do aterro convencional com solo compactado. Segundo Pinto (1994), com o assentamento do aterro em cota inferior, a camada de argila mole solicitada já apresenta maior resistência que a superficial. O colchão de areia passa a proteger o solo, já que uma superfície de ruptura parcial do aterro teria que provocar uma ruptura do colchão de areia, que é muito resistente. Pinto (1994) também salienta que uma ruptura geral, envolvendo todo o colchão de areia, teria que ser profundo, solicitando a argila em cotas onde sua resistência já é suficientemente alta de tal forma que já garanta a estabilidade.

Ao se compararem os resultados da Rodovia dos Imigrantes, que foi executada em colchão de areia, com os resultados da Rodovia Piaçagüera-Guarujá, executada em aterro lançado de ponta, percebe-se que a primeira técnica é bem mais eficiente do que a última, pois proporciona menores recalques.

- Lançamento do aterro em ponta após melhora das propriedades do solo mole

Existem diversas maneiras de se melhorarem as propriedades geotécnicas do solo mole, dentre elas estão: a construção por etapas, a instalação de drenos verticais, a aplicação de sobrecargas temporárias, a execução de colunas de pedras, e a

construção de estacas de distribuição.

#### *3.3.1.1 As etapas da construção do aterro de Embraport*

No aterro considerado para o desenvolvimento deste trabalho será utilizado o processo de lançamento do aterro em ponta e aterro hidráulico (primeira camada). No entanto, diferentemente da primeira camada citada acima que possui de 0,5 a 1,0m, a primeira camada no aterro deste terminal será finalizada quando for possível de se trafegar com os equipamentos necessários para o lançamento do aterro e para a colocação dos drenos verticais.

O solo do terreno original será melhorado pelo seu adensamento, com a execução de drenos fibro-químicos e utilização sobrecarga temporária para a aceleração dos recalques.

Primeiramente, a área 3 será dividida em quatro partes. A construção será feita no sentido leste-oeste, ou seja, a última faixa do terreno a ser aterrada será aquela próxima ao estuário. A construção se dará nesse sentido por facilidade construtiva, já que o acesso ao terreno a ser trabalhado poderá ser feito por via terrestre e as máquinas para a execução do aterro também poderão ser terrestres.

A divisão em quatro partes da área a ser aterrada tem como objetivos aumentar a velocidade da obra e minimizar a quantidade de material de sobrecarga necessário, mitigando os impactos ambientais causados pela construção do aterro.

O segundo lote deve ser iniciado antes do término do primeiro lote, para garantir que as solicitações provocadas pela sobrecarga na maior parte do terreno original sejam semelhantes. Esse processo construtivo se baseia na “Solução de Newmark” para carregamento em áreas retangulares.

Essa solução é aplicada para o cálculo das tensões provocadas por um carregamento uniformemente distribuído no interior de um espaço semi-infinito de superfície horizontal. Newmark desenvolveu um ábaco que permite encontrar o coeficiente de influência  $I$ , que ao multiplicar a tensão aplicada ao terreno, fornece o valor da solicitação que esse carregamento provoca em uma determinada profundidade abaixo da área de aplicação da carga (no vértice do retângulo). Isso é possível graças aos parâmetros  $m$  e  $n$  que relacionam os comprimentos das arestas do retângulo com a profundidade em que se quer conhecer a solicitação. O valor de  $I$  é obtido no ábaco da Figura 14.

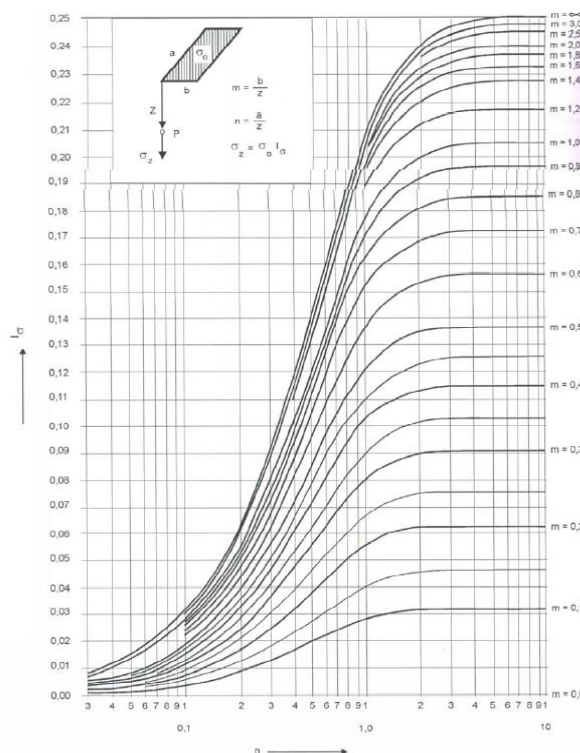


Figura 14 –Ábaco de Newmark. Fonte (Pinto, 2006).

O maior valor de  $I$  que se pode obter é 0,25, o que ocorre somente com valores de  $m$  e  $n$  muito altos, quando o comprimento das arestas é muito maior do que a profundidade. Isso se justifica quando pensamos que o retângulo pensado por Newmark é apenas a quarta parte de um retângulo muito maior. Então, o acréscimo de tensão provocado pelo carregamento nesse retângulo menor deve ser de, no máximo, um quarto do acréscimo de tensão provocado pelo retângulo maior. Assim sendo, ao se carregar toda a superfície desse retângulo maior, o acréscimo de tensão em qualquer ponto seria igual ao da superfície.

Baseando-se na teoria de Newmark, as arestas do lote estariam submetidas a apenas 50% do carregamento. Portanto, para que elas sintam 100% do carregamento é necessário que certo tempo antes da retirada da sobrecarga de um lote, se aplique a sobrecarga no lote subsequente. Portanto, o volume de sobrecarga necessário para a aceleração dos recalques será o equivalente ao volume de sobrecarga utilizado em metade da área do terminal.

A colocação dos drenos fibroquímicos deverá ocorrer quando houver uma camada de cerca de um metro de solo acima do nível da água, pois essa camada garantirá o tráfego do equipamento de instalação de drenos verticais de forma segura sobre o terreno.

Após a finalização dos drenos verticais, deverá ser executada uma camada drenante horizontal. Essa camada tem como função garantir que a água que está passando pelos drenos verticais saia da área do aterro.

Sobre a camada drenante completa-se a execução do aterro e aplica-se a sobrecarga, conforme já explicado anteriormente.

### ***3.3.1.2 Dimensionamento de aterros sobre solos moles***

A primeira etapa do dimensionamento de aterros sobre solos moles é a investigação geotécnica. A visita ao local da obra, seu mapeamento e sua descrição geológica são de fundamental importância para a familiarização com a área. O principal ensaio utilizado nessa fase de investigação é a sondagem à percussão SPT. A partir dos dados do SPT, partem-se para ensaios tais como ensaios de palheta “in situ” (Vane test), para os casos de o solo ser argiloso, ensaios de piezocone ou dilatômetro e à retirada de amostras indeformadas para execução de ensaios de laboratórios.

Os dados de laboratório e os dados de campo devem ser analisados de forma que se chegue a um resultado coerente sobre os parâmetros do solo daquela região, como já demonstrado anteriormente.

O solo da região do Embraport pode ser dividido em três camadas com características bem distintas. A figura Figura 15 esquematiza a divisão do solo segundo a relação  $C_c/(1+e_0)$ . No entanto, essa mesma divisão do solo ocorre no estudo do limite de liquidez de cada camada, na tensão vertical de sobre-adensamento, na massa específica natural, na percentagem de partículas com diâmetro inferior a  $5\mu\text{m}$ , no limite de plasticidade, na umidade natural do solo e no índice de vazios natural. Os parâmetros do solo estão apresentados no Anexo 1.

Figura 15 – Divisão do solo em três camadas segundo a relação  $Cc/(1+e_0)$ .

Apesar de serem camadas bem distintas, todas apresentam características de solos moles ou muito moles, ou seja, todas, no ensaio SPT, fornecerem  $N < 4$ . Por se formado majoritariamente por argila e por ser um solo com as características citadas anteriormente, pode-se afirmar que ocorrerão grandes recalques durante a fase de construção, com a execução do aterro e das outras obras do Embraport, e durante a utilização do porto, já que os recalques nunca param de ocorrer.

Os recalques acontecem devido ao adensamento da argila mole, ou seja, ela se torna cada vez mais rija devido à aproximação de suas partículas, causando um aumento no coeficiente de segurança dos taludes do aterro, lembrando que o adensamento das argilas é o fenômeno em que ocorre a expulsão da água do interior dos vazios do solo.

É por isso que a estabilidade é um problema da fase de execução, enquanto os recalques causam preocupação na fase operacional (Massad, 2003). Em obras portuárias, os recalques são fatores que causam grande preocupação, pois a retroárea servirá de base para a operação de equipamentos que devem estar nivelados para o seu bom funcionamento, além do que os contêineres devem estar apoiados sobre uma área plana, para não prejudicar sua estrutura.

Como a obra será feita sobre solo mole, para o cálculo do volume de material de aterro necessário devem-se considerar os recalques. Porém, os recalques não ocorrem de forma instantânea. Eles se desenvolvem de forma não linear ao longo do tempo. Portanto, outra preocupação é o tempo de ocorrência dos recalques e forma de se minimizar esse tempo, fazendo com que a maior parte deles ocorra durante o período de construção, minimizando os efeitos negativos desse fenômeno durante a operação do porto.

### 3.3.2 A importância do estudo dos recalques

Em um projeto de aterro sobre solo mole, em especial no caso de uma obra de um terminal portuário, um dos principais pontos a serem estudados são os recalques. Estes devem ser limitados em fase de projeto e acompanhados, através de medições, durante a execução da obra e também na fase de operação.

Esta limitação dos recalques depende, principalmente, dos tipos de equipamentos utilizados durante a operação, e do tipo de pavimento a ser utilizado. Como exemplo, um equipamento do tipo Transtêiner ou RTG, utilizados na movimentação de contêineres na retroárea, aceita um limite de inclinação de 1,5%. É comum utilizar, apenas nas faixas de operação destes equipamentos, linhas de estacas como forma de reforço e diminuição dos recalques nestas áreas. As Figuras a seguir exemplificam estes equipamentos em operação:

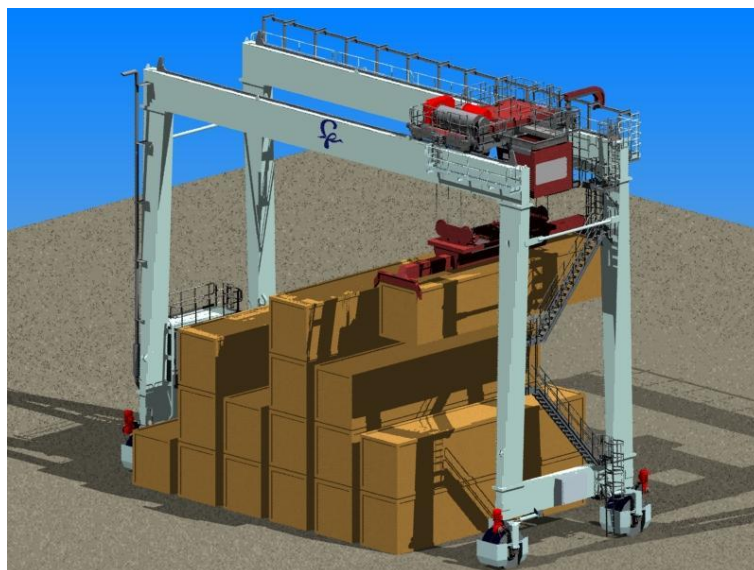


Figura 16: RTG. Fonte: [www.siglobal.org](http://www.siglobal.org) (02 de dezembro de 2008)



Figura 17: Transtêiner. Fonte: [www.kalmarind.com](http://www.kalmarind.com) (02 de dezembro de 2008)

Em relação ao pavimento, quanto mais flexível for o mesmo, maiores são os recalques aceitáveis por ele. Por este motivo pavimentos de blocos intertravados de concreto são amplamente utilizados, em comparação com pavimentos menos flexíveis, como o de concreto, por exemplo. Outro motivo para a utilização mais freqüente de pavimentos de blocos intertravados se diz respeito à facilidade de manutenção. Em geral, a definição da limitação dos recalques leva em conta também o número manutenções necessárias no pavimento, bem como o intervalo e o custo referente às mesmas.



Figura 18: Pavimento de blocos intertravados de concreto sendo executado no TECON IV.



No caso da operação de contêineres, os recalques diferenciais podem aproximar o topo das pilhas, conforme figuras abaixo, chegando até a impossibilitar a operação, dependendo do tipo de equipamento que irá retirar e colocar os contêineres nestas pilhas. Um exemplo de equipamento que pode ser afetado desta forma é o Straddle Carrier, que é ilustrado na Figura 5.



Figura 19: Pilhas de contêineres com recalques diferenciais na pavimentação. Fonte: [www.mongue.org.br](http://www.mongue.org.br) (02 de dezembro de 2008).



Figura 20: Straddle Carrier. Fonte: flickr.com (02 de dezembro de 2008).

#### *3.3.1.2.1 Cálculo da estimativa dos recalques finais*

A estimativa dos recalques depende das condições em que o solo se encontra. Quando o solo nunca foi submetido a tensões maiores do que as que nele estão atuando, ou seja, sua tensão de sobre-adensamento for igual à pressão efetiva existente, considera-se o solo



normalmente adensado. Neste caso em que o solo se encontra numa situação correspondente à sua reta virgem (Figura 21), utiliza-se a Equação 12 para a determinação dos recalques:

$$\rho = \frac{Cc \times H_1}{1 + e_1} \log \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad \text{Equação 12}$$

Sendo  $C_c$  o índice de compressão do solo,  $H_1$  a distância a ser percorrida pela água na camada de argila até encontrar uma região mais permeável,  $e_1$ , o índice de vazios antes do carregamento e  $\sigma_i$  e  $\sigma_f$  as pressões efetivas no solo inicial e final, respectivamente.

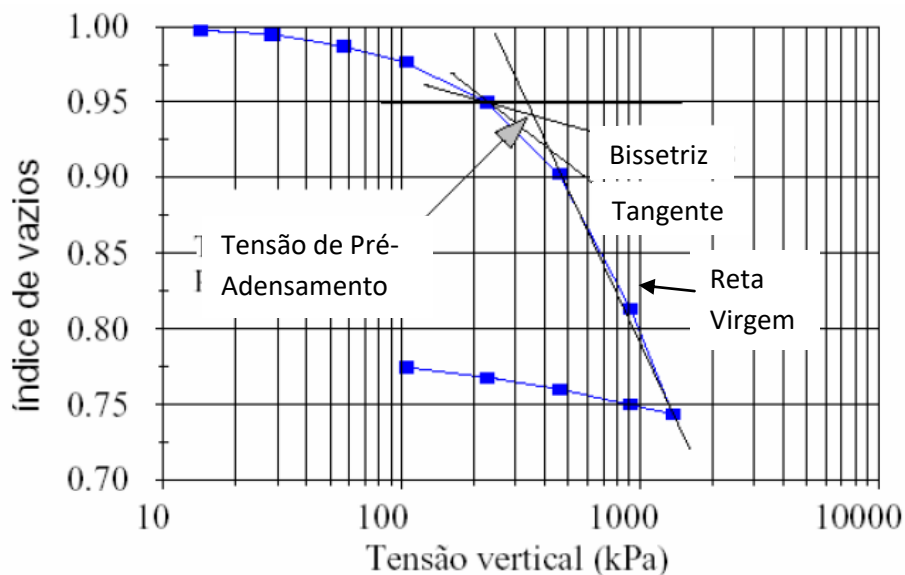


Figura 21 – Gráfico dos resultados típicos da compressão edométrica.

Já, quando o solo estiver sobre-adensado, a equação para a estimativa de recalques finais levam em conta a tensão de sobre-adensamento e o recalque em recompressão (Equação 13).

$$\rho = \frac{D}{1 + e_0} \left( C_r \log \frac{\sigma_a}{\sigma_i} + C_c \log \frac{\sigma_f}{\sigma_a} \right) + C_{\alpha s} D \log \frac{t}{t_p} \quad \text{Equação 13}$$

Sendo  $C_r$  o coeficiente de recompressão,  $C_c$ , o coeficiente de compressão,  $\sigma_a$ , a tensão de sobre-adensamento,  $C_{\alpha s}$  o coeficiente de adensamento secundário,  $t_p$ , o tempo correspondente ao final do adensamento primário e  $t$ , um tempo maior do que  $t_p$ .

O cálculo para a estimativa da espessura da camada de aterro é iterativo, pois, ao se colocar uma camada de solo sobre o terreno, este sofre recalque. Portanto, deve-se encontrar uma espessura ideal de aterro tal que, a cota final de aterro, considerando os recalques corresponda à cota final de projeto.

Os recalques variaram muito de área para área, de 1,5m a 2,35m, pois o terreno onde será executado o aterro apresenta trechos tanto acima quanto abaixo do nível do mar, além de possuir diferentes espessuras de solos moles. As planilhas com os cálculos dos recalques em cada ponto de sondagem da área da retroárea se encontram no Anexo 2, o volume de aterro total encontra-se no Anexo 3, e a planta de isoesspessura no Anexo 4, que mostra quais áreas receberão a mesma espessura de material de aterro.

Como este é um projeto básico da retroárea, para o cálculo do volume total de material de aterro necessário para a retroárea, fez-se uma aproximação das cotas do terreno original. Considerou-se que cada ponto de sondagem tivesse uma área de influência e que, dentro de cada área de influência, todos os pontos se encontravam no mesmo plano horizontal, ou seja, na mesma cota.

Sendo assim, concluiu-se que o volume necessário de material de aterro será de 433.360 m<sup>3</sup>. No entanto, como se está lidando com dados provenientes de aproximações, deve-se procurar uma região fornecedora de material de aterro capaz de fornecer à obra pelo menos 50% a mais do volume de material de aterro necessário, para que se garanta que haverá material suficiente para toda a obra. O mesmo deverá ser considerado para a estimativa do volume de material de sobrecarga.

#### ***3.3.2.1 Estimativa da velocidade de desenvolvimento dos recalques***

Para se obter o tempo de desenvolvimento dos recalques, é necessário se recorrer à Teoria do Adensamento Unidimensional de Terzaghi. Essa teoria se baseia nos seguintes princípios:

- a) O solo é totalmente saturado;
- b) A compressão é unidimensional;
- c) O fluxo d'água é unidimensional;
- d) O solo é homogêneo;
- e) As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- f) O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído por partículas e vazios;
- g) O fluxo é governado pela Lei de Darcy;

- h) As propriedades do solo não variam no processo de adensamento; e
- i) O índice e vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

As hipóteses de (a) a (c) indicam que a teoria se restringe aos casos em que a compressão é edométrica, ou seja, compressão em que não ocorre deformação lateral do solo. As hipóteses de (e) a (g) são perfeitamente aceitáveis para esse tipo de solo. No entanto, (d), (h) e (i) merecerem uma análise mais detalhada.

Com relação à hipótese (d), ela não é perfeitamente aplicável ao solo em questão, já que, como citado anteriormente, ele é formado por três camadas com características distintas e, além disso, existe a ocorrência de lentes de areia nessas camadas. Sendo assim, o resultado obtido será uma aproximação do resultado real, e deverá ser feito utilizando-se os parâmetros do solo menos favorável para se obter um resultado a favor da segurança.

A hipótese (h) considera que as propriedades do solo não variam durante o processo de adensamento, o que não é verdade, pois com o adensamento do solo, o índice de vazios diminui, ocorrendo a redução de sua permeabilidade. No entanto, essas variações são pequenas não afetando gravemente o resultado final.

Já a hipótese (i) também é apenas uma aproximação da realidade, pois o índice de vazios não varia linearmente com o aumento da tensão efetiva.

Para o cálculo do tempo de ocorrência recalque, devem-se conhecer o coeficiente de adensamento vertical do solo em questão ( $C_v$ ), a distância mínima a ser percorrida pela água para sair da camada de argila ( $H_d$ ) e o Grau de Adensamento desejado.

Primeiramente, deve-se estipular o Grau de Adensamento desejado, pois o Fator Tempo é resultado de uma das seguintes expressões de Taylor:

$$T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2 \Rightarrow U_v < 60\% \quad \text{Equação 14}$$

$$T_v = -0,933 \log(1 - U_v) - 0,085 \Rightarrow U_v > 60\% \quad \text{Equação 15}$$

Com a obtenção do  $T_v$ , estima-se o tempo de ocorrência de uma parcela do recalque total (t) através da equação:

$$T_v = \frac{C_v}{H_d^2} t \quad \text{Equação 16}$$

Como os recalques nunca param de ocorrer, deve-se estipular, para a estimativa do tempo de recalque, um grau de adensamento que permita o bom funcionamento do porto. Como já citado anteriormente, os equipamentos que funcionarão no local não aceitam grandes recalques, portanto, neste trabalho, adotou-se o  $U_v=98\%$ .

Para esse grau de adensamento, considerando-se uma espessura média de solo mole de 30m, o tempo estimado para a ocorrência dos recalques foi de 93750 dias. Esse tempo é muito superior ao tempo de projeto destinado à execução do aterro, que foi estipulado, neste projeto, como sendo de um ano e meio. Portanto medidas de aceleração dos recalques deverão ser tomadas para que o cronograma seja cumprido.

### *3.3.2.2 Minimização do tempo de recalques*

Sempre que o solo compressível não for removido e haja a necessidade de se reduzir o tempo de ocorrência de recalques, devem ser adotados processos construtivos que permitam reduzir esse o tempo.

O tempo dependerá da consideração ou não dos recalques secundários. Nesse trabalho optou-se por desconsiderar os recalques secundários frente à sua insignificância quando comparados aos recalques primários.

Existem basicamente três métodos de aceleração de recalques: a aplicação de sobrecarga no aterro, a execução de um conjunto de drenos verticais junto à fundação do aterro para aumentar a velocidade de saída da água e o último deles que consiste na combinação desses dois métodos.

#### *3.3.1.4.1 Sobrecarga temporária*

Segundo Massad (2003), pelo processo de sobrecarga temporária ou pré-compressão, o solo mole é submetido a um carregamento maior do que aquele que atuará durante a vida útil da obra. Com isso, tanto recalques primários quanto secundários podem ser antecipados.

A determinação da sobrecarga a ser utilizada depende das determinações do dono da obra (recalque residual admissível e do prazo de projeto). Para o dimensionamento da sobrecarga temporária, fixa-se um tempo  $t_{rs}$  em que os recalques desejados devem ocorrer. Também é necessário que se estime a porcentagem do recalque final que se deseja que ocorra com o auxílio da sobrecarga.

Através da Teoria do Adensamento Unidimensional de Terzaghi já explicada obtém-se a espessura de sobrecarga necessária.

Esse processo é indicado para solos que possuam um coeficiente de adensamento alto ou que a camada de solo mole seja delgada.

A execução da sobrecarga deve obedecer à mesmas regras da execução da camada de aterro. A retirada do material de sobrecarga deve ser feita somente após a liberação da fiscalização, a qual deve orientar-se pelas estimativas de projeto e pela instrumentação de campo.

O terreno em que será instalado o porto de Embraport possui um coeficiente de adensamento horizontal igual a  $C_h = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Sabe-se que:

$$\frac{C_h}{1,5} \leq C_v \leq C_h$$

Por este ser apenas o projeto básico do aterro, adotou-se nesse trabalho  $C_v = \frac{C_h}{1,5}$ , pois esse valor proporciona um menor coeficiente de adensamento vertical o que indica maior tempo de ocorrência do recalque, estando o projeto, novamente, a favor da segurança.

Pelo fato de o coeficiente de adensamento ser pequeno e a espessura da camada de solo mole ser muito grande, sempre maior do que 20 metros, a utilização apenas de sobrecarga temporária para aceleração dos recalques é impossível.

Apenas para esclarecimento, calculou-se altura de aterro necessária para a aceleração do recalque no ponto de sondagem SP125.

Nesse ponto, a espessura de solo mole é de 29,4m e o valor do coeficiente de adensamento vertical é de  $C_v = 1,66 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Para um período de seis meses, a porcentagem de adensamento que terá ocorrido será de  $U_v = 6,7\%$ . Provando que este valor é muito inferior ao estipulado em projeto, podendo-se afirmar que a espessura de sobrecarga necessária para se acelerarem os recalques não é viável.

#### 3.3.1.4.2 Drenos verticais

Os drenos são estruturas executadas no terreno original para facilitarem a drenagem e permitirem que os recalques ocorram de maneira mais rápida, garantindo o tempo de execução da obra.

A justificativa para a utilização de drenos verticais em solos moles é simples. Solos são materiais compostos por sólidos, água e ar. No caso das argilas saturadas, quase todos os

espaço que não é ocupado por solo é ocupado por água, e, como a argila possui baixa permeabilidade, a água tem dificuldade de percolar por entre os poros.

Quanto menor a permeabilidade das argilas, mais lenta é a percolação da água e, conseqüentemente, mais lento é o processo de adensamento da argila. Sendo assim, quanto menor a permeabilidade, maior será a quantidade de drenos necessária para que se minimize o tempo de recalque do terreno.

A utilização de drenos verticais acelera o processo de adensamento primário da camada de solos moles e, conseqüentemente, dos recalques associados a este fenômeno. Assim, as deformações que ocorreriam durante o período de operação da obra, ocorrem ainda no período construtivo, e os recalques remanescentes para o período de operação são muito inferiores, sendo principalmente associados aos fenômenos de adensamento secundário.

A primeira etapa para a instalação dos drenos verticais é a execução do aterro de conquista, que consiste na execução de um aterro que permita a entrada na obra de equipamentos pesados. O aterro de conquista pode também ser chamado de plataforma de trabalho. Dependendo das características do local, essa fase pode não ser necessária. No entanto, no caso do Embraport esta é uma fase essencial, pois além de boa parte do terreno se encontrar submersa, a parte emersa é constituída por solo de mole a muito mole.

Com o aterro de conquista pronto, é possível começar a execução dos drenos verticais. Os drenos devem atravessar toda a camada a ser drenada, ou seja, toda a espessura do solo mole.

Finalizados os drenos, deve-se executar um colchão drenante, feito, preferencialmente, de material granular, ou material granular e geotêxtil. Dependendo da distância que a água drenada deverá percorrer para sair do colchão e da vazão a ser drenada é necessária a execução de drenos horizontais mais eficientes.

No Embraport, pelo fato de o terreno final ser plano e a área muito extensa, a camada drenante horizontal deve ser muito permeável, para compensar o baixo gradiente hidráulico. Deve-se lembrar que a espessura de solo acima do nível d'água é de 3 metros e que o colchão drenante deve ficar a uma cota acima do nível zero.

Existem basicamente dois tipos de drenos verticais: aqueles feitos de materiais granulares e aqueles de geossintéticos.

Os drenos de areia são estruturas cilíndricas que percorrem, verticalmente, toda a camada do terreno a ser drenada. Existem diversas formas de construção de drenos de areia, elas dependem basicamente do tipo do terreno e de sua estabilidade.

Quando o solo é estável, é possível e se utilizar um mandril provido inferiormente de uma cabeça de perfuração acionada por jato d'água a alta pressão segurado por um guindaste ou grua. Outra forma de instalação consiste na colocação de tubos metálicos abertos nas extremidades até a cota de areia desejada, subjacente à camada de solo mole. Depois, retira-se o solo de dentro deste anel e coloca-se, em seu local, areia. Preenchido o tubo com areia, retira-se a capa metálica.

O principal desafio da construção de drenos de areia é o de evitar o amolgamento do solo mole em volta dos drenos, já que esse fenômeno é indesejável, pois leva a uma redução da resistência do solo e de sua permeabilidade.

Os drenos fibro-químicos ou geossintéticos também são utilizados para o mesmo fim que a areia.

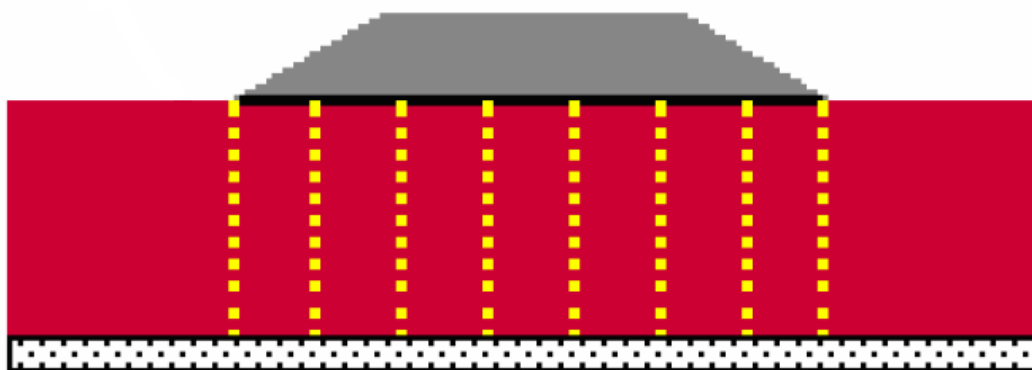


Figura 22 - Aterro com drenos verticais.

Os drenos de geossintéticos são instalados no solo com o auxílio de um mandril. Na extremidade do dreno que ficará na parte inferior da camada de solo mole, existe uma estrutura metálica triangular que garantirá que o geotêxtil fique preso ao solo, enquanto o mandril é retirado.

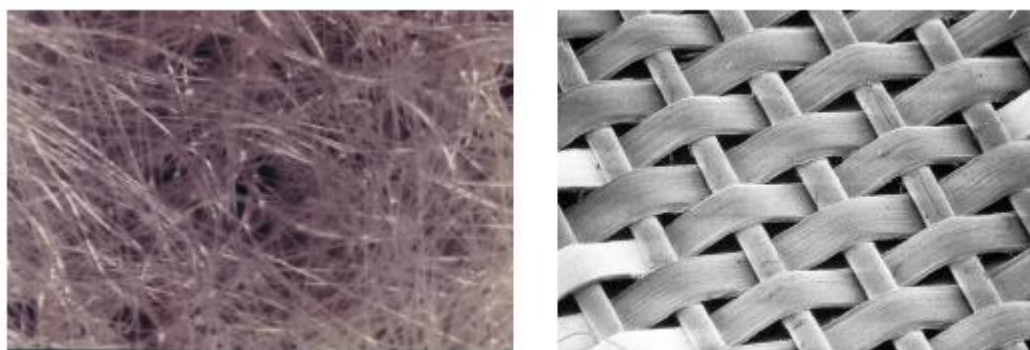


Figura 23 – Getotêxteis não-tecido e tecido (vista ampliada). Fonte: Geotextiles Hnadbook (1998).

Os geossintéticos utilizados para aterros devem ter alta resistência à tração e não ser suscetíveis à fluência.

Os principais polímeros utilizados na produção desse material são poliéster (PET), poliálcool vinílico (PVA), poliamida aromática (ARAMIDA), polipropileno (PP), polietileno de alta densidade (PEAD), sendo os dois últimos somente utilizados quando a fluência não é um fator muito relevante (Huesker).

Na execução dos drenos geossintéticos, deve-se evitar que o distanciamento entre eles seja menor do que 1,3m. Um mandril de 15cm X 5cm possui um raio equivalente a 10cm. O amolgamento causado pela inserção do geotêxtil no solo ocorre, ao redor do dreno, num raio de 6 a 8 vezes o raio do mandril. Sendo assim, ao se aproximarem muito os drenos, o resultado será um solo amolgado e com permeabilidade muito baixa, tendo menor eficiência do que o solo tratado com geossintéticos a um espaçamento maior.

Somente os drenos para a aceleração dos recalques na obra de Embraport não é suficiente, já que a permeabilidade do terreno é muito baixa em função do solo ser argiloso, e o funcionamento dos drenos depende do fluxo de água que chega a eles.

#### 3.3.1.4.3 Drenos verticais e sobrecarga temporária

A combinação dos dois métodos citados anteriormente é a forma mais eficiente para se acelerarem os recalques de aterros com baixo coeficiente de adensamento e grande espessura de solo mole, que é o caso do solo do terreno onde será construído o Embraport.

O método é simples. Primeiramente executam-se os drenos, da mesma forma como seriam executados caso não houvesse sobrecarga. Depois do aterro pronto, coloca-se a sobrecarga no terreno. A diferença nesse caso, é que esta sobrecarga será bem menor do que aquela calculada sem os drenos, pois com os drenos ocorre o aumento do coeficiente de



adensamento vertical do solo, já que houve aumento da permeabilidade média deste terreno devido à presença dos drenos.

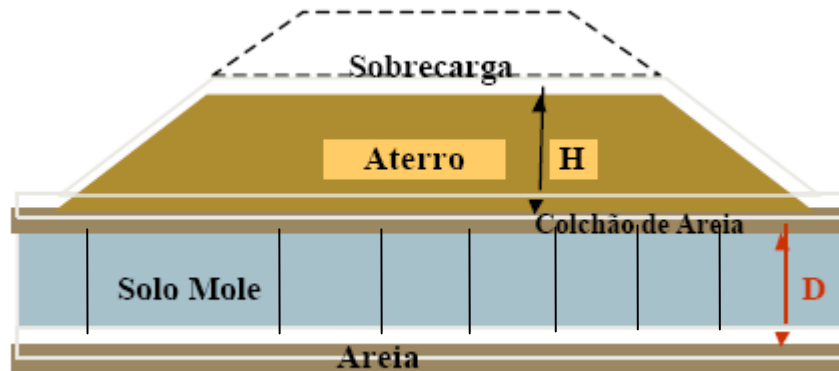


Figura 24 – Aterro sobre solo mole com sobrecarga e drenos verticais.

A teorização dos drenos verticais é traduzida pela equação em coordenadas cilíndricas.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{C_v}{H^2} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad \text{Equação 17}$$

Que resolvida separadamente fornece:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{C_v}{H^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \quad \text{com } T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{C_r}{d_e^2} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \quad \text{com } T_r = \frac{C_r t}{d_e^2}$$

$$n = \frac{d_e}{d_d}$$

Sendo  $d_d$  o diâmetro do dreno,  $d_e$  o diâmetro de influência do dreno e  $U$  o grau de adensamento global, fornecem pela fórmula de Carrilo :

$$U = U_r + U_v \quad \text{Equação 18}$$

Com  $U_r$  e  $U_v$  (em %) os graus de adensamento devidos às drenagens radial e vertical, respectivamente.

Hoje é muito comum empregarem-se os drenos fibro-químicos (geodrenos) que possuem sua forma diferenciada em tiras, com seção transversal retangular. No interior das tiras existem canais para dar escoamento às águas que correspondem a mais de um 70% da área de sua seção transversal. A instalação das tiras requer o emprego de equipamentos especiais, de grande produção, pois o espaçamento entre drenos costuma ser pequeno.

O procedimento de cálculo dos drenos verticais aplica-se para drenos de areia com diâmetros bem definidos, portanto para a utilização dos drenos fibroquímicos (geodrenos) deve-se calcular um diâmetro equivalente.

De acordo com o Manual Brasileiro de Geossintéticos o perímetro do dreno equivalente seria o mesmo do dreno real. Desta forma o diâmetro equivalente é representado pela equação:

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad \text{Equação 19}$$

Onde a e b são as dimensões do dreno vertical pré-fabricado, que usualmente se encontra no mercado com as seguintes dimensões: largura de 100mm e espessura de 3mm.

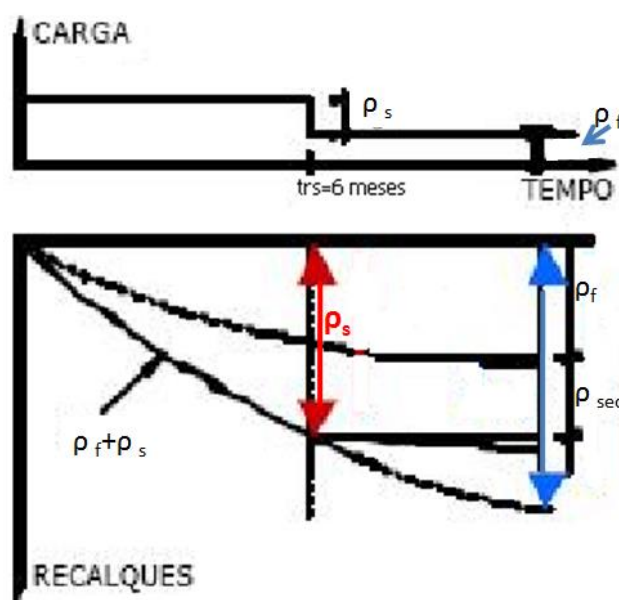


Figura 25 – Efeito da sobrecarga temporária na aceleração dos recalques. Fonte: Faiçal Massad.

Baseando-se nessa teoria, calcularam-se os drenos para a retroárea aterrada do Terminal Multimodal de Embraport. Primeiramente, para a determinação dos drenos verticais, impoe-se uma sobrecarga temporária,  $p_s$  e calcula-se o recalque que aconteceria com esta carga.

$$\rho_{s+f} = \rho_f + \rho_s$$

Equação 20

Para o cálculo dos recalques com a sobrecarga temporária considera-se também o solo dividido em camadas e realiza-se da mesma forma que no item Estimativa de Recalques.

A seguir, calcula-se o grau de adensamento combinado ( $U$ ) aceitando 95% do recalques durante o tempo da execução da obra ( $t_{rs}=6$  meses).

$$\rho_{s+f} = \frac{0,95 \rho_f}{U} \quad \text{Equação 21}$$

( $\rho_f$  são os recalques finais sem sobrecarga temporária, calculados no item anterior)

**DEFECTION**

U e  $U_v = \frac{C_v t_{rs}}{H_d^2}$  obteve-se  $U_r$ .

Toma-se  $H_d$  como a metade da espessura da camada de solo mole, devido à consideração de pegar  $C_v$  médio ao homogeneizar a mostra já que o nosso solo trata-se de argila com lentes de areia.

Conhecendo-se  $U_r$  e substituindo-se os parâmetros na seguinte fórmula se pode determinar  $l$  que é a distancia entre drenos.

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8T_h}{R(n)}} \quad \text{Equação 22}$$

Onde :

$$T_h = \frac{C_h t_{rs}}{d_e^2} ;$$

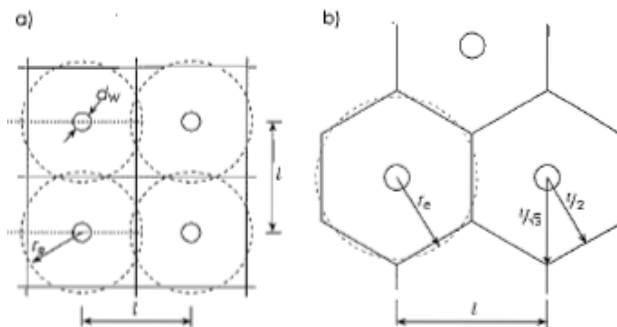
$$n = \frac{d_e}{d_w};$$

$$K = \frac{n}{n-1} \cdot \frac{B-1}{A}$$

$d_w$  é o diâmetro equivalente dos drenos prefabricados

$d_e$  é o diâmetro de influencia para uma malha de drenos

- $d_e = 1,1\mathfrak{I}$  para uma malha quadrada
- $d_e = 1,0\mathfrak{I}$  para uma malha triangular
- $l$  é a distancia entre drenos.



**Figura 26 – Malha retangular e malha triangular. Fonte: Manual Brasileiro de Geossintéticos (2004).**

Considera-se o efeito do amolgamento do solo ao colocar os drenos, devendo-se utilizar a Equação 23.

$$F_s = \left( \frac{K_h}{K_h'} - 1 \right) \left( \frac{d}{d_s} \right) \quad \text{Equação 23}$$

Onde:

$K_h$  é o coeficiente de permeabilidade horizontal

$K_h'$  é o coeficiente de permeabilidade horizontal da região amolgada

$$d_s = 2d_m$$

$d_m$  é o diâmetro do mandril de cravação

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} wt} \quad \text{onde } w \text{ é a largura e } t \text{ a espessura de um mandril retangular}$$

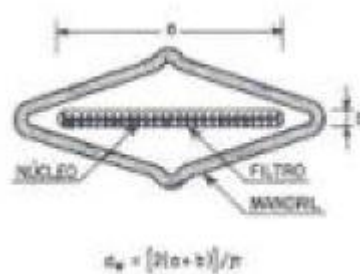


Figura 27 – Esquema de uma seção transversal de um geodreno.

Os cálculos dos drenos encontram-se no Anexo 5, onde foram obtidos os espaçamentos entre drenos para dois tipos destes (3 e 8mm de espessura) para três diferentes espessuras de sobrecarga temporária (0,5; 1,0 e 1,5m).

Analisando os resultados, escolheu-se a malha triangular, por sua melhor eficiência, já que para uma mesma drenagem, o espaçamento entre drenos é maior quando comparado com a malha quadrada, e uma sobrecarga de 1m. O geodreno escolhido foi aquele com dimensões 100 X 3 mm, pois ao se arredondarem as distancias entre drenos para a execução em obra, estas seriam as mesmas do que aquelas para os drenos maiores, sendo, portanto, a adoção dos drenos com espessura de 3mm mais econômica.

#### 3.3.1.4.4 Controle dos recalques

Existem ainda métodos executivos que permitem que se controle a ocorrência dos recalques. Esses métodos serão brevemente descritos na Tabela 4 por não serem aplicáveis na obra de Embraport, principalmente, por razões de custo e baixa confiabilidade.

**Tabela 4 – Métodos de minimização de recalques. (Almeida, 1996).**

Método	Dados necessários	Desvantagens	Confiabilidade	Comentários
Substituição da argila	Espessura da camada	Local para disposição do solo extraído	Boa em casos de total substituição	Rápido e caro
Colunas granulares	Resistência do solo e módulos	Equipamento e testes de campo preliminares	Boa após a análise dos testes de campo	Rápido e caro
Lajes estaqueadas	Resistência do solo	_____	Boa	Muito caro
Eletro-osmose	Propriedades físico-químicas, compressibilidade, permeabilidade	Destruição de eletrodos, eletricidade necessária	Incerta	Muito caro
Aterros com materiais leves	Compressibilidade, permeabilidade	Proteção do material leve	Baixa se recalques desejados forem pequenos	Caro
Aterros estaqueados	Resistência do solo e módulos	_____	Boa	Rápido e caro
Colunas de argamassa injetada	Resistência do solo e módulos	_____	Boa	Rápido e caro

#### 3.3.2.3 Cálculo da estabilidade do aterro

Para esta etapa deste trabalho foi utilizada a versão estudantil do software chamado Geo-Slope, que proporcionou uma modelagem computacional simplificada da situação real do aterro em questão. Esta simplificação se diz respeito, principalmente, à limitação no número

de diferentes solos que podiam ser colocados no modelo, no caso da versão estudantil, dois solos.

Para que a limitação do software fosse suprimida e para que fosse possível chegar o mais próximo possível da realidade, o solo de projeto foi dividido em dois tipos: um com as características do material de aterro e outro com as características do solo mole.

No entanto, como já descrito anteriormente, o solo do terreno do Terminal de Embraport é formado genericamente por três camadas de solos com características bastante distintas, cujos parâmetros estão expostos na Tabela 5, sendo, então, necessária, uma análise teórica do comportamento do solo para que se obtivessem os parâmetros médios que mais pudessem representar o terreno em questão.

**Tabela 5: Parâmetros de projeto para o solo mole (Fonte: MecaSolo).**

Camadas	Profundidade	Valores de projeto		
		coesão (kN/m <sup>2</sup> )*	$\phi$ (graus)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Camada superficial	0 a 3m	0,5+1,2z	0	15,6
Camada intermediária	3 a 6m	4,0+1,2z	0	15,6
Camada profunda	6 a 9m	9,0+1,2z	0	15,6
	9 a 18m			
	> 18m			

(\*) z = profundidade a partir do nível do terreno natural em metros

Os valores da coesão foram plotados na Figura 28, que permite observar como varia o comportamento deste parâmetro com a profundidade.

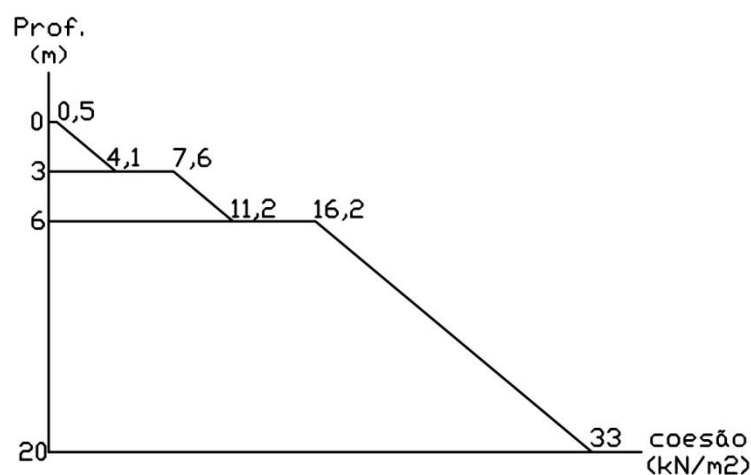


Figura 28: Gráfico da variação da coesão

Os parâmetros contidos na tabela 6 referem-se aos valores de projeto utilizados na obra da BTP, também localizada no porto de Santos, sendo apenas uma base de comparação.

Tabela 6: Parâmetros do projeto da BTP.

Camadas	coesão (kN/m²)*
Mangue	$7,0+2,3z$
SFL	$20,0+2,8z$

(\*)  $z$  = profundidade a partir do nível do terreno natural em metros

As características do material de aterro foram obtidas através de uma pesquisa bibliográfica, principalmente nos artigos do Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, de março de 2001, que tratam de estudos de obras semelhantes à do Terminal de Embraport. Baseando-se nos resultados do cálculo de recalques e na literatura, chegaram-se aos dados de entrada do programa mostrados na Tabela 7.

Tabela 7: Parâmetros do material do aterro

Camada	Altura	Valores de projeto		
		c (kN/m²)	$\phi$ (graus)	$\gamma$ (kN/m³)
Aterro	6m	25	25	18

### 3.3.3.1 Utilização do programa GeoSlope para cálculo de estabilidade de Talude

Novamente, devido à limitação fornecida pelo programa, algumas aproximações em relação à coesão do solo mole tiveram que ser feitas e serão explicitadas a seguir, juntamente com a seqüência de raciocínio utilizada.

Primeiramente, o programa foi rodado com um valor médio de coesão para o solo mole referente apenas aos primeiros três metros de profundidade do terreno ( $c=2,3\text{kN/m}^2$ ).

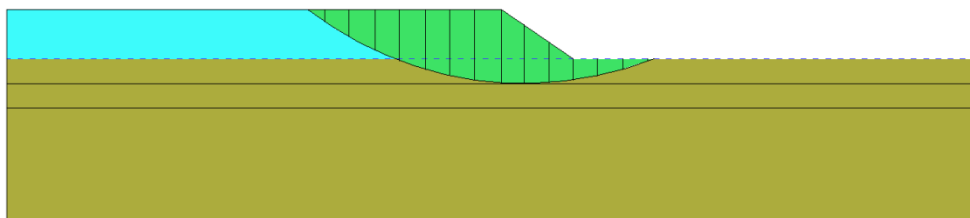


Figura 29: Situação onde a cunha passa apenas na primeira camada de solo mole

Conforme pode ser verificado na Figura 29, esta situação não se aproxima da realidade, uma vez que a cunha de ruptura passou abaixo do limite dessa faixa, indicando que a ruptura não ocorre nos primeiros 3 metros, mas sim, abaixo deles

Determinou-se o valor médio de coesão correspondente aos seis primeiros metros de solo do terreno ( $c= 7,3 \text{ kN/m}^2$ ), sendo este valor uma média ponderada referente ao comprimento da cunha de ruptura em cada trecho de solo, representado esquematicamente na figura 30.

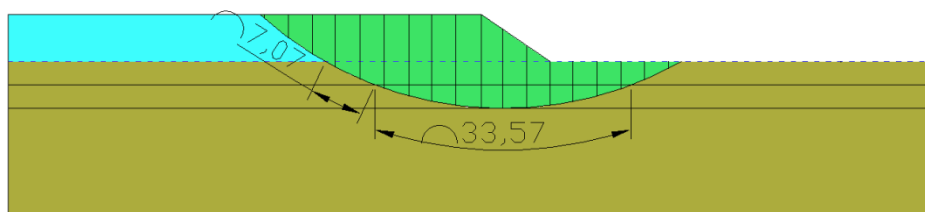


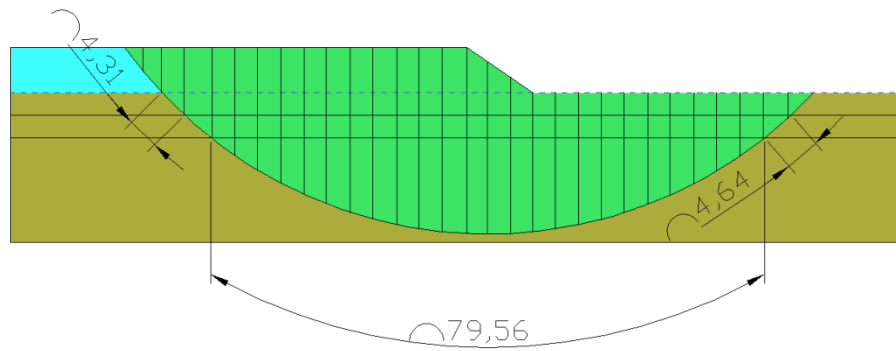
Figura 30: Situação onde a cunha passa apenas nas duas primeiras camadas de solo mole

Concluiu-se novamente que esta situação ainda não era a que mais se aproximava da realidade, já que a cunha de ruptura corta o terreno a uma profundidade maior do que seis metros.

Por fim, utilizou-se um valor médio de coesão referente aos 20 primeiros metros ( $c=21,0\text{kN/m}^2$ ) de solo mole, sendo este novamente uma média ponderada entre os



comprimentos da cunha em cada trecho de solo (Figura 31). Os resultados encontrados estão expostos na Figura 31.



**Figura 31: Situação onde a cunha passa pelas três camadas de solo mole**

|||||

|||||

|||||

|||||

|||||

|||||

|||||

|||||

Figura 32: Cunha de ruptura traçada pelo programa Geo-Slope

É possível observar que a cunha de ruptura passa à aproximadamente 19 metros de profundidade, validando, assim, o modelo adotado.

Os fatores de segurança (FS) adotados para uma obra provisória são, geralmente, inferiores aos valores adotados para obras permanentes. Para este projeto, adotou-se  $FS=1,2$ . O talude do aterro que garante esse fator de segurança é 1:1,5, muito íngreme, ao se considerar o material de aterro e o tipo de solo no qual este será depositado. É provável que o programa tenha fornecido tal valor devido às aproximações que tiveram que ser feitas para a obtenção da curva de ruptura. Portanto, para o cálculo do Talude do aterro, utilizaram-se os ábacos de Carlos Pinto.

#### 3.3.3.2 Cálculo do talude pelo ábaco de Carlos Pinto

O método de Carlos Pinto para a determinação da inclinação do taludes é adequado para solos homogêneos. Portanto, os resultados que serão obtidos com o uso desse método, são apenas uma aproximação válida para um projeto básico de engenharia. Para a execução de um projeto executivo, o ideal seria a utilização, por exemplo, da versão completa do GeoSlope, que permitiria que se colocassem mais camadas de solo, garantindo um modelo mais próximo da realidade.

Para se utilizar o ábaco de Carlos Pinto, é necessário que se conheça o comportamento da resistência do solo conforme a profundidade. Para A obtenção de tal equação, criou-se um gráfico onde se plotaram as equações representativas das três diferentes camadas de solo que constituem o terreno. Neste, traçou-se a reta média que forneceu a resistência média não drenada do terreno, apresentada na Equação 24.

$$c=0,6975+0,12z \text{ (t/m}^2\text{)} \quad \text{Equação 24}$$

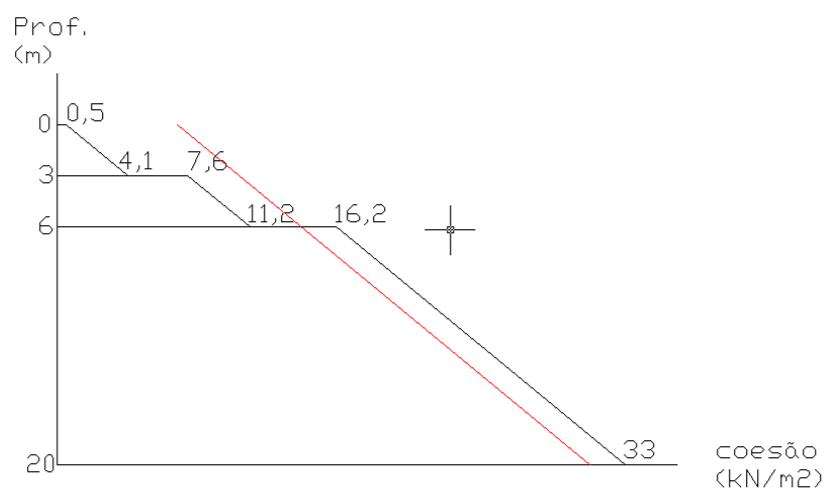


Figura 33: Determinação da coesão média

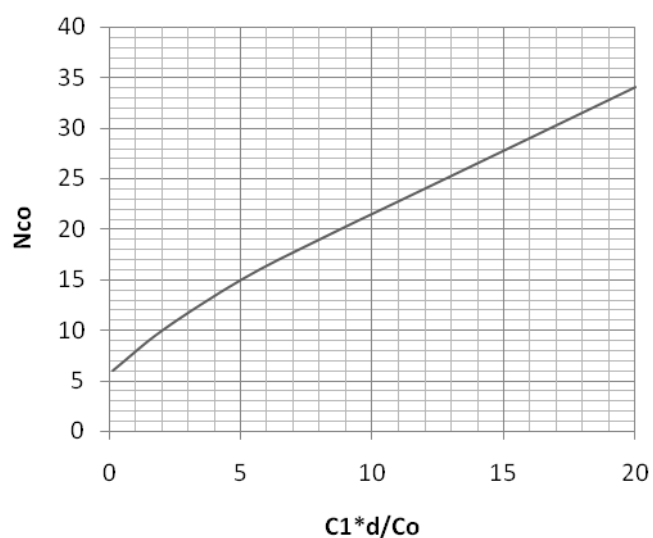


Figura 34 – Estabilidade de taludes em argilas moles profundas. (Pinto, 1974).

Utilizando o a Figura 34, variaram-se as inclinações do talude até que se obtivesse uma inclinação tal que fornecesse um Fator de Segurança adequado. Os resultados obtidos e as inclinações dos taludes estudadas estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 8: Fator de Segurança para diferentes taludes.

Talude	$C_1 \cdot d / C_0$	$N_c$	$q_r$ (t/m²)	$q$ (t/m²)	FS
01:01,5	1,5484	9	6,2775	10,8	0,5813
01:02	2,0645	10	6,975	10,8	0,6458
01:04	4,129	13,5	9,4163	10,8	0,8719
01:06	6,1935	16,5	11,5088	10,8	1,0656
<b>01:08</b>	<b>8,2581</b>	<b>19</b>	<b>13,2525</b>	<b>10,8</b>	<b>1,2271</b>

O talude obtido para  $FS=1,2$  é 1V:8H, o que significaria uma projeção horizontal do talude de 48m, muito extenso e, conseqüentemente, inviável física- e economicamente. Portanto, será necessária a utilização de um geossintético para se reforçar o aterro, permitindo, assim, que o talude do aterro seja mais íngreme.

### 3.3.3.3 Geossintéticos

Segundo Christopher et. al (2000), diversos materiais encontrados na natureza podem ser utilizados para facilitar a construção de aterros. Materiais como bambu, pequenas árvores e pedaços de madeira foram utilizados por milhares de anos sobre esse tipo de solo auxiliando na distribuição das cargas.

Há algumas décadas descobriram-se os geossintéticos e passou-se a usar esse material no lugar dos materiais naturais para o reforço de aterros. A vantagem dos geossintéticos sobre os materiais naturais é que sua resistência é previsível. Pouco tempo depois da criação desse material, descobriu-se que essa resistência podia ser incorporada à resistência do aterro que permitia a estabilidade rotacional através de processos analíticos baseando-se em estudos de caso. Essas experiências bem ou mal sucedidas levaram o uso de geossintéticos a ser uma prática comum em aterros sobre solos moles.

Aterros construídos sobre fundações moles têm a tendência de se espalhar lateralmente devido às pressões horizontais provocadas por ele no solo de fundação. Essas pressões geram tensões no pé do aterro ou em regiões próximas a ele que devem ser resistidas pelo solo mole. Se o solo não tiver resistência suficiente, a estrutura rompe. Os materiais geossintéticos trabalham no sentido de aumentar essa resistência do solo mole evitando o rompimento do aterro.

As vantagens da utilização de geossintéticos em aterros sobre solos moles são muitas. Ele pode ajudar a:

- Aumentar o fator de segurança do aterro;
- Aumentar a altura do aterro;
- Reduzir os recalques, minimizando a quantidade de material requerida;

- Melhor o desempenho do aterro após sua finalização, pois garante uma estrutura final mais uniforme.

Existem basicamente dois tipos de geossintéticos que podem ser utilizados na estabilização de aterros: os geotêxteis e as geogrelhas.

Os geotêxteis resistem a menores solicitações, normalmente de 10 a 20 kN/m. Dentro do grupo desses materiais aquele que são tecidos possuem um módulo de elasticidade bem maior do que aqueles dos não tecidos para uma mesma resistência. Já as geogrelhas trabalham numa faixa de resistência bem maior, de 10 a 400 kN/m, podendo ser aplicadas nos mais diferentes tipos de obras.

Os geossintéticos são dispostos sobre o solo de maneira tal que sua direção de maior força é colocada perpendicularmente à linha central do aterro. Pode ser que seja necessário fazer um reforço adicional com a direção mais resistente do geossintético paralela à linha central do aterro.

Ao se projetar um aterro utilizando geossintéticos, deve-se atentar para os três possíveis tipos de ruptura do aterro que podem ocorrer. A Figura 35 mostra esses comportamentos insatisfatórios de aterros.

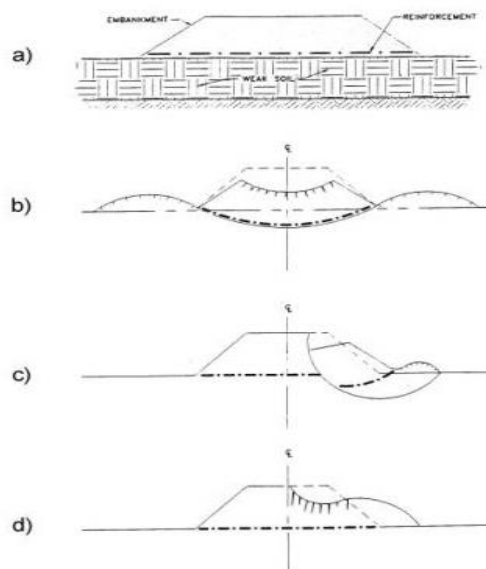


Figura 35 –Rupturas de aterros reforçados: a)conceito; b)falha de suporte; c) ruptura rotacional; d) deslocamento lateral do aterro.

#### 3.3.2.3.1 Determinação da resistência do geossintético

O primeiro passo para encontrar a resistência de projeto de um geossintético é definir as dimensões do aterro e as condições de carga. No caso de se utilizar sobrecarga para minimização do tempo de recalque, esta carga também deve ser considerada, porém, o fator de segurança pode ser mais baixo.

O segundo passo é o estudo do solo de fundação, execução de ensaios SPT e determinação dos parâmetros do solo já citados no item 3.1.3. Também se devem determinar os parâmetros de engenharia do solo que será utilizado como material de aterro.

A escolha do fator de segurança mínimo é de grande importância na determinação do geossintético. Para a resistência do aterro geral, Christopher et al. (2000), recomenda de 1,5 a 2. O fator de segurança para a estabilidade rotacional do aterro deve ser de 1,3. Já para o deslocamento lateral, 1,5 e para carregamento dinâmico, 1,1. Como o aterro é uma obra preliminar, o fator de segurança ideal é  $FS=1,2$ .

O cálculo da resistência do geossintético é feito baseando-se no ábaco de Carlos Pinto para dimensionamento de reforço de aterro (gráfico X). Para se utilizar esse instrumento deve-se ter conhecimento dos seguintes parâmetros:

- Altura do aterro incluindo a sobrecarga;

- Espessura da camada de solo;
- Fator de Segurança sem o geossintético;
- Fator de Segurança desejado com o geossintético;
- Peso específico do aterro;
- Inclinação do talude do aterro desejada.

No ábaco, entra-se com os valores da relação D/H e  $\cot\beta$  e obtém-se o valor de  $I_r$ , que será utilizado na Equação 25, que fornecerá a resistência necessária do geossintético.

$$P_{ref} = \gamma_{aterro} H_{aterro}^2 \left[ \frac{(1 - F_o/F_R)}{I_R} \right] \quad \text{Equação 25}$$

Como já mostrado no item 3.3.1.4.3, a espessura da sobrecarga utilizada é de 1m; já a espessura do aterro varia de 4,5 a 6,4m. Como não é possível dividir-se o terreno em diversas áreas, calculou-se o geossintético que deveria ser utilizado caso todo o aterro tivesse 6,4 m de espessura.

Para um talude 1V:6H, a resistência necessária do geossintético seria de 767 kN/m; para um talude 1V:5H, a resistência do geossintético seria de 1260kN/m; já para um talude de 1V:4H, a resistência do geossintético deveria ser de 1862 kN/m. Os valores de resistência necessária para o reforço estão muito altos. Isso se justifica pelo fato de o método desconsiderar a existência de vários tipos de solo e de os parâmetros utilizados terem sido obtidos de uma aproximação dos parâmetros de projeto.

Como as resistências exigidas para o geossintético são muito altas, deverão ser utilizadas geogrelhas. No entanto, não existe uma geogrelha capaz de resistir àquela solicitação, Portanto, deverão se executar diversas camadas de geogrelhas, com espaçamento entre elas de cerca de 30 cm preenchidos com o material de aterro. No caso da ACEgrid 400kN x 100kN (Figura 36) construindo-se um talude 1V:6H, serão necessária duas camadas de geogrelha.



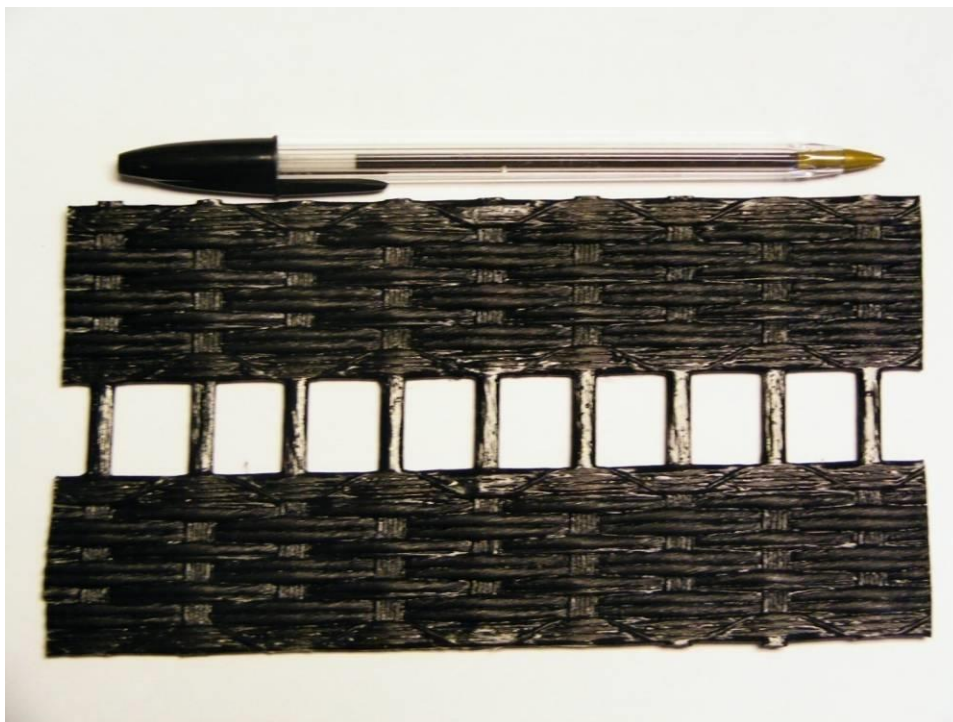


Figura 36 – Geogrelha com resistência de 400kN x 100kN.

Uma vez determinada a resistência necessária, o geossintético adequado deve ser selecionado no catálogo do fabricante. Agora também devem ser consideradas as condições de drenagem, de construção, o material de aterro apropriado e os fatores ambientais.

#### *3.3.2.3.1 Resistências requeridas das geogrelhas e dos geotêxteis*

Ao se escolher uma geogrelha ou um geotêxtil, deve-se atentar para as seguintes propriedades mecânicas:

- Módulo de elasticidade;
- Resistência da costura;
- Atrito entre solo e geossintético;
- E a resistência do sistema ao creep.

Dependendo das solicitações, mais de uma camada de geossintético será necessária para a estabilização do aterro. Nestes casos, camadas granulares de 200 a 300 mm devem ser colocadas entre os geossintéticos ou, então, estes devem estar mecanicamente ligados entre eles. Também é importante que se utilize o mesmo geossintético ou geossintéticos com mesmas resistências em todas as camadas.

Geogrelhas e geotêxteis devem permitir a drenagem vertical do aterro, para que haja a redução da pressão neutra no solo de fundação. Sendo assim, a resistência ao piping e boa permeabilidade são duas características fundamentais para esses materiais nessas circunstâncias. Segundo Christopher et al. (2000), a permeabilidade do geossintético deve ser, pelo menos, dez vezes maior do que aquela do solo de fundação. A abertura dos poros desse material deve ser tal que permita essa permeabilidade, que não ocorra colmatção e, ao mesmo tempo, evite que as partículas de solo sejam carregadas com a água que está sendo drenada.

Ainda sobre o aspecto da drenagem, quando possível, as primeiras camadas de material de aterro sobre o geossintético devem ser de material granular drenante. Além de ser muito favorável à drenagem, esse material ainda possui maior desempenho no que se refere ao atrito entre solo e geossintético.

Outro fator que deve ser considerado é a compatibilidade química entre geossintético e o ambiente em que ele será inserido. Esse material é resistente a ataques químicos e biológicos, porém, em situações extremas de pH muito baixo ou muito alto, testes devem ser realizados para se prever seu comportamento.

No caso de solos extremamente moles, como no caso do solo onde será feito o aterro do Terminal de Embraport, a trabalhabilidade, capacidade do material de resistir a pessoas e máquinas trabalhando enquanto o aterro ainda não tiver sido colocado, do geossintético deve ser considerada.

### ***3.3.2.2 Material de Aterro***

Os aterros são constituídos de materiais devidamente selecionados, provenientes de áreas de empréstimo, ou, no caso de rodovias, também de escavações de cortes. O DNIT especifica os materiais que devem ser utilizados para a execução de aterros para rodovias. No entanto, essas especificações podem ser transportadas para a construção do aterro emerso da retroárea já que esta área nada mais é do que um pavimento sujeito a grandes cargas pontuais e que não pode sofrer recalques expressivos. Para esta camada do aterro as especificações são:

- Ser isento de matéria orgânica;
- Permitir que o corpo de aterro possua CBR > 2% e expansão < 4%, ou o especificado em projeto;

- A camada final do aterro deve ser constituída do melhor solo, o qual não deve sofrer expansão >2%.

Para a camada de aterro que ficará submersa e para a faixa de cerca de um metro sobre o nível d'água, o ideal é que o material seja bastante permeável, para auxiliar na drenagem do terreno. Esse material também deve ser inerte, principalmente para se evitar a contaminação da água e do solo da região.

Para a construção do aterro, os materiais recomendados são: solos não expansivos, areias não contaminadas, pedriscos, britas, pedregulhos, solos contendo fragmentos de rocha etc. É importante que esses materiais sejam lançados ou compactados de maneira a atender às condições de compacidade e consistência exigidas em projeto. No entanto, essas condições somente podem ser acompanhadas na parte emersa do aterro.

Segundo o DNIT, os materiais que devem ser utilizados na fundação dos aterros sobre solos moles devem ser indicados em projeto, em função das condições de suporte e de drenagem da área. Os materiais que podem ser utilizados são:

- Areia isenta de matéria orgânica, torrões de argila ou outros materiais prejudiciais;
- Pedra britada (nº 3 e nº 4);
- Pedra de rachão;
- Geossintético.

A principal função dos materiais acima citados é garantir a drenagem horizontal da água proveniente tanto do solo de fundação quanto do aterro. No caso do aterro que está sendo realizado no Terminal Multimodal Embraport, o material desta camada é o mesmo material que será utilizado em todo o aterro: o pó de pedra. A retirada de água desses locais é fundamental para a estabilidade do aterro, já que a presença de água, por elevar a pressão neutra, diminuindo a tensão efetiva, e reduzindo, por conseguinte, a resistência do aterro. A execução de aterro com material drenante também auxilia na aceleração dos recalques do terreno.

Deve-se lembrar que, no caso de Embraport, o aterro somente poderá começar a ser compactado quando houver uma camada de material inerte espessa o suficiente para garantir

o tráfego de máquinas sobre ela. A recomendação do DNIT é de que essa camada tenha, pelo menos, um metro de espessura.

Os equipamentos utilizados para a execução de aterros em terrenos não afogados são:

- Grades de discos;
- Pá carregadeira;
- Rolos compactadores lisos, pé de carneiros, estáticos ou vibratórios;
- Caminhão tanque irrigador;
- Trator de esteira com lâmina;
- Trator agrícola.

Os equipamentos devem ser selecionados conforme o método de execução de aterro escolhido e conforme o material de aterro a ser utilizado e sua disponibilidade na região.

Os equipamentos para execução de aterros sobre solos moles são:

- Trator esteira leve, com peso máximo < 8tf;
- Retroescavadeira com comando hidráulico;
- Caminhões basculantes.

Os materiais a serem utilizados no aterro devem passar por um criterioso controle de modo que se garantam as propriedades de projeto dos materiais e o resultado desejado do comportamento do aterro.

Segundo a ET-DE-Q00-04\_A, do DNIT, a cada 1000 m<sup>3</sup> do mesmo material arenoso a ser utilizado no aterro emerso deve-se executar, no mínimo:

- Um ensaio de impurezas orgânicas em areias, conforme a NBR NM 43;
- Um ensaio de granulometria, conforme a NBR 7181.

O ensaio de granulometria também deve ser feito para a camada drenante e para os outros possíveis materiais de aterro.

O controle de execução deve ser feito “in situ”. Esse controle deve ser feito para as camadas que se localizam sobre a camada de aterro que está 1 metro acima do nível do mar. Os controles a serem executados são:

- Determinação do teor de umidade com o umidímetro “speedy”, conforme a DER M145 ou similar, imediatamente antes da compactação do material a cada 150 m<sup>2</sup>. A umidade encontrada deve estar compreendida num intervalo de + ou - 3% e 2% da umidade ótima para o corpo de aterro e para a camada final, respectivamente;
- Determinação da densidade aparente seca máxima e umidade ótima, conforme a NBR 7182, a cada 1500 m<sup>2</sup> de um mesmo material do corpo de aterro e a cada 750 m<sup>2</sup> de um mesmo material das camadas finais de aterro;
- Determinação da massa específica aparente conforme a NBR 7185 e da umidade “in situ”, conforme a DER M145 ou similar, na profundidade mínima de 75% da espessura da camada, imediatamente após a compactação, e determinação do grau de compactação em relação aos valores obtidos no item anterior, uma determinação a cada 350 m<sup>2</sup> de camada compactada do corpo de aterro e a cada 250 m<sup>2</sup> de camada final de terraplenagem;
- Verificação da espessura do material solto lançado no aterro, e acompanhamento do número de passadas do equipamento, ida e volta. A espessura solta e compactada deve ser igual à estabelecida pela fiscalização. O número de passadas do equipamento é definido em função do tipo de equipamento utilizado, das características geotécnicas do material e do grau de compactação exigido para a respectiva camada, O número de passadas deve ser constante para camadas similares.

O controle da espessura deve ser feito pelo nivelamento da seção transversal a cada 20m.

Ainda para a camada de aterro emersa, devem-se aceitar o grau de compactação e a umidade do material são aceitos quando:

- não são obtidos, para camadas do corpo de aterro, valores individuais de grau de compactação inferiores a 95% e a umidade esteja compreendida no intervalo de +-3% do valor de projeto;

- não são obtidos, para a camada final, valores a 100% para camadas individuais do grau de compactação e a umidade esteja compreendida entre  $\pm 2\%$  do valor de projeto.

#### 3.3.3.1 Material de aterro utilizado em Embraport

Como já vistas anteriormente, diversas são as possibilidades de materiais de aterro. No entanto, os materiais devem ser escolhidos em função da disponibilidade, do preço por metro cúbico, da distância ao local da obra (gasto com transporte e problemas logísticos), e de outras exigências da obra tais como resistência do material e permeabilidade.

São muitas as dificuldades para se conseguirem agregados no litoral santista. Isso se deve ao fato de essa ser uma região basicamente plana, onde as dunas, que seriam as principais fontes dessa matéria-prima, já foram completamente consumidas pela construção civil.

O local mais próximo que poderia fornecer material para aterro seria a própria baía onde o porto se encontra. No entanto, o material retirado dessa região está contaminado, não obedecendo ao primeiro requisito de um material de aterro: ser inerte. Portanto, para se utilizar o material dragado no porto, seria necessário o tratamento desse material, o que poderia ser caro e demorado. No entanto, essa afirmação só pode ser confirmada quando se tiverem estudado todas as outras possibilidades de materiais de aterro.

A existência de pedreiras próximas a Santos é uma segunda opção no fornecimento de material de aterro. O pó-de-pedra, sub-produto da produção de britas e areias, pode ser negociado a um preço razoável, tornando-se um concorrente mais forte do que o material dragado, por não precisar ser tratado (já é inerte) e por apresentar pequeno custo de transporte, já que as distâncias são pequenas.

Trazer agregado do planalto poderia ser mais uma alternativa. No entanto, devido aos grandes volumes de material necessário, isso seria quase inviável. Seriam necessários 31.177 caminhões de cinco eixos com uma capacidade de carga de 25 toneladas para transportar todo o material de aterro necessário. Outra opção de transporte seria utilizar a linha férrea. Porém, esta linha já é utilizada para transportar principalmente os granéis que chegam e saem do porto. Além disso, dificilmente, o local de fornecimento de agregado se situaria próximo à linha férrea, o que ainda faria necessário o uso de caminhões para transportar o material até o trem.

O material originalmente adotado para a execução do aterro em Embraport foi o pó de pedra, fornecido por uma pedreira próxima ao porto. E é esse material que está sendo adotado neste projeto para o cálculo dos aterros.

### **3.4 Impactos ambientais da execução de aterro e sobre aterro**

Diversas são as medidas de controle ambiental que envolvem o processo de execução do aterro. Dentre elas está a execução de dispositivos que evitem o material de aterro seja carreado para a água.

A deposição final do material de sobrecarga também pode ser maléfica ao meio ambiente. Portanto, para se evitarem maiores danos ao meio ambiente, ela deve seguir as seguintes especificações:

- ser feita em local previamente definido e aprovado pela fiscalização;
- ser feita de forma ordenada;
- quando necessária, deve ser complementada por pequenas obras de estabilização, drenagem de águas contra erosões e outras obras que se provarem necessárias.

Os locais mais apropriados para a execução do depósito são: cratera de exploração industrial desativada, áreas abertas improdutivas ou destinadas a loteamentos, voçorocas em fase de formação e aterros sanitários. A reutilização desse material como sobrecarga em outras obras seria o ideal, já que evitaria que outras áreas fossem devastadas tanto para a obtenção do material quanto para a deposição final do mesmo.

A disposição do material de sobrecarga deve ser feita de modo a garantir não haja a possibilidade de assoreamento de cursos de água ou lagos próximos pelo carreamento do material particulado; que não haja erosão dos taludes; e que não haja escorregamento dos taludes.

O preenchimento das voçorocas deve ser feito espalhando-se o material, nivelando-o e compactando-o com máquinas de terraplenagem. Deve ser prevista a drenagem de águas superficiais da cratera e protegê-la dos agentes erosivos.

A área de depósito de materiais excedentes deve ser licenciada junto a um órgão ambiental responsável pela região, antes da deposição.

Não é permitida a execução de depósitos em áreas localizadas em:

- reservas florestais;
- áreas de preservação cultural;
- áreas de mananciais e nascentes de água;
- faixas de domínio de estradas de ferro e rodagem;
- áreas particulares próximas à região do aterro, mesmo que improdutivas;
- áreas com restrições ambientais;
- áreas com boa aptidão agrícola;
- sob pontes e viadutos.

A recuperação vegetal da área após a conformação final do depósito deve ser feita, de acordo com o projeto licenciado pelo órgão ambiental, a fim de incorporá-lo à paisagem local, considerando, no mínimo:

a) evitar o quanto possível o trânsito dos equipamentos e veículos de serviço fora das

áreas de trabalho; evitar o excesso de carregamentos dos veículos e controlar a velocidade

usada;

b) aspergir água permanentemente nos trechos poeirentos, principalmente nas passagens por áreas habitadas;

c) o revestimento vegetal dos taludes, quando previsto, deve ser executado imediatamente após a execução dos corte;

d) implantar, caso necessário sistema de drenagem provisório e de controle de processos erosivos, como carreamento;



e) o desmatamento, destocamento e limpeza da área devem ser executados de acordo com ET-DE-Q00/001, dentro do limite da área licenciada, e o material retirado deve ser estocado de forma que o solo orgânico possa ser reutilizado na recuperação da área;

f) não é permitida a queima da vegetação removida;

g) as áreas devem ser mantidas, convenientemente drenadas de modo a evitar o acúmulo das águas, bem como os efeitos da erosão;

h) a implantação do depósito de materiais excedentes deve se dar de acordo com o projeto aprovado pela fiscalização e licenciado ambientalmente; qualquer alteração deve ser objeto de complementação do licenciamento ambiental.

Os impactos Ambientais que podem ser gerados pela instalação e operação do Embraport no local escolhido são vários. Segundo o Instituto Brasileiro de Proteção ambiental, as áreas que mais sofrerão impacto serão os manguezais (11,6 hectares), de vegetação de restinga (9,6 hectares) e campos de apicum – área de transição entre as vegetações (7,6 hectares). Segundo o Instituto, essas regiões são essenciais para a sobrevivência de crustáceos e peixes, devido às condições ideais de procriação que possui.

A destruição dessas áreas prejudicaria a comunidade pesqueira da região, em especial da Ilha de Diana, levando a um problema econômico na região. O aterro de 850 m de extensão ocuparia parte do estuário prejudicando a biodiversidade. Para mitigar tal efeito, o a Embraport se propôs a construir um costão rochoso artificial de 2500 m de comprimento e 12 m de profundidade para recuperar a biodiversidade local.

Além disso, a Embraport é obrigada a atender à regulamentação do Conselho Nacional do Meio Ambiente (Conama) que preconiza que todo empreendimento capaz de causar impactos ambientais negativos deve destinar 0,5% do total investido à criação de uma Unidade de Conservação (UC) para resguardar os ecossistemas vizinhos. No caso, a área escolhida tem 7000 km<sup>2</sup> e estende-se do Morro do Caeté até o rio Trindade, regiões adjacentes à área que seria ocupada pelo terminal. A Embraport sugere que gestão da unidade poderia ficar a cargo de universidades, ONGs e institutos de pesquisa, em parceria com a prefeitura de Santos.

## 4. Cais

O cais é a estrutura responsável por receber os esforços de atracação e amarração dos navios em um terminal portuário, e dos equipamentos de carga e descarga. Para tal, suas fundações são constituídas por estacas verticais e inclinadas, sendo estas últimas as grandes responsáveis por absorver os esforços horizontais.

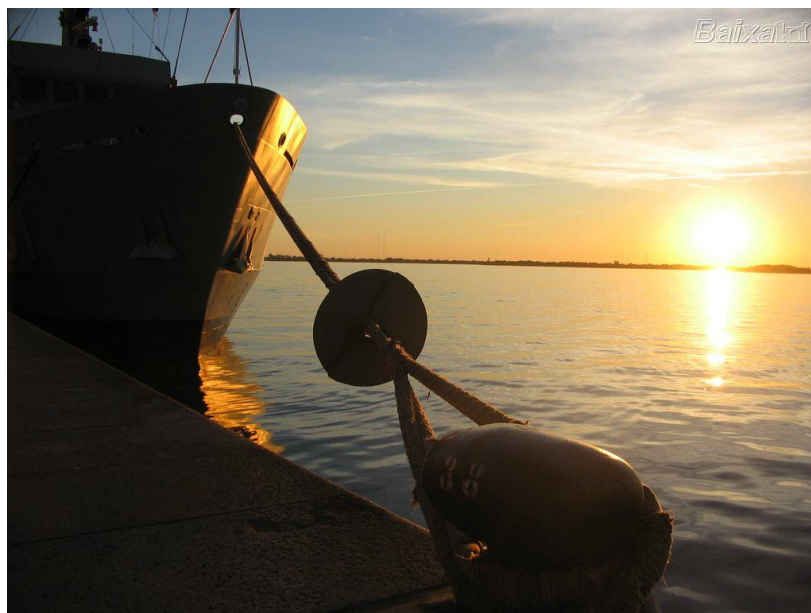


Figura 37: Cais do porto em Porto alegre. Fonte: <http://baixaki.com.br/> (23 de novembro de 2008)

Além dos esforços causados pela atracação e pela amarração, existem também esforços exercidos pelo aterro da retroárea no cais. Portanto, a forma de interação cais-retroárea é de extrema importância para o dimensionamento da estrutura do cais, principalmente em relação às estacas inclinadas, que, devido ao empuxo gerado pelo encontro da estrutura com o aterro, sofrem grandes solicitações.

A maneira como ocorrerá a interação entre cais e retroárea depende diretamente do tipo de cais. Essas diferentes interações serão explicadas no item 4.1.

### 4.1 Escolha do tipo de cais e interação cais-retroárea

Uma das principais decisões a serem tomadas na fase de projeto do cais é a forma de estabilização do talude do aterro, necessária devido ao desnível entre o aterro e o trecho dragado. O ideal seria que a largura do cais fosse tal que abrigasse todo o comprimento do

talude. Assim, portanto, não haveria necessidade de se finalizar o talude na estrutura do cais, não exigindo que este tivesse que suportar parte do empuxo do aterro. Isso, porém, não é possível, já que, normalmente, as inclinações do talude são muito suaves resultando em comprimentos muito longos, inviáveis física- e economicamente.

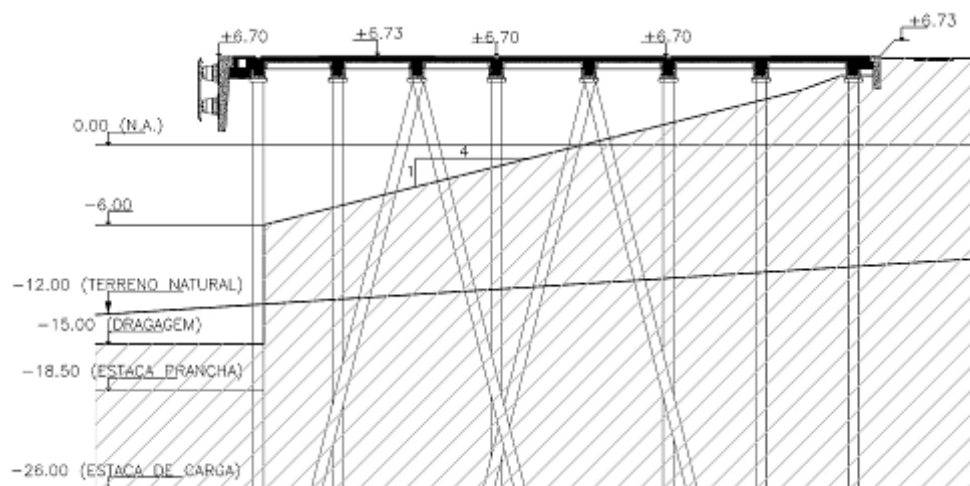


Figura 38 - Corte do cais do porto de Imbituba – SC. Fonte: EGT Engenharia.

Na Figura 38, por exemplo, caso não fosse utilizada alguma forma de contenção, o terreno com talude 1:4 necessitaria de uma extensão muito maior, mais de 80 metros, para atingir a cota de dragagem de -15 metros.

Uma das formas de estabilização do talude é a utilização de uma contenção de estacas-prancha, que podem ser locadas na extremidade do cais que possui interface com a água ou na sua outra extremidade, em que possui interface com o aterro. A principal diferença entre essas duas formas de se posicionarem as contenções aparece na magnitude dos esforços de empuxo que o aterro aplica na estrutura do cais (Efeito Tschebotarioff).

Quando o pranchamento é locado entre o cais e a retroárea, os esforços são maiores em comparação com os resultantes da outra opção. Portanto, essa estrutura deverá ser reforçada de tal modo que resista a esforços horizontais. Para isso, deve-se aumentar o número de estacas inclinadas que comporão a estrutura. Em média dobra-se o número de estacas em comparação com a situação onde as estacas-prancha se localizam na frente do cais.



Figura 39: Estacas prancha metálicas. Fonte: [www.eclengenharia.com.br](http://www.eclengenharia.com.br) (23 de novembro de 2008)

Além da estabilidade do talude, deve-se analisar a estabilidade global da estrutura que é influenciada diretamente pela largura do cais. Neste caso, estacas-prancha locadas entre o cais e a retroárea proporcionam uma melhor estabilidade à estrutura como um todo, uma vez que o prancheamento movimenta a cunha de ruptura para baixo, aumentando o comprimento da superfície de cisalhamento e o fator de segurança.



Figura 40: Cravação de estacas prancha de concreto. Fonte: <http://civilport.com.br/> (23 de novembro de 2008)

A escolha do posicionamento das estacas prancha advém, primeiramente, da análise da estabilidade global da estrutura do cais. Essa escolha deve garantir que não haja deslocamentos horizontais excessivos. Caso o problema da estabilidade esteja resolvido, a solução melhor e mais barata é o prancheamento locado na extremidade onde ocorre a interação cais-água (Figura 38), pois provoca menores solicitações no cais. Porém, ao se adotar essa solução, deve-se prever um prancheamento de pequena profundidade no início do talude

do aterro (entre o cais e o aterro), para evitar a fuga de material do aterro e, conseqüentemente, futuros recalques excessivos nesta área.

As estacas-prancha podem ser metálicas ou pré-moldadas de concreto, ambas com encaixe “macho-fêmea”. As estacas-prancha de concreto, devido ao formato da sua base, inclinada em direção à estaca subsequente, que empurra uma estaca contra a outra durante a cravação, tendem a não ficar verticais. Elas, ainda, necessitam de grande esforço de cravação, o que, em alguns casos, pode levar à ruptura das mesmas.

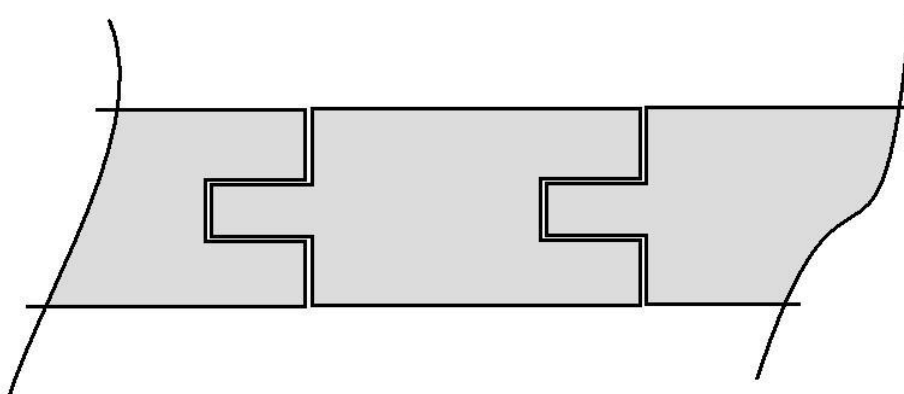


Figura 41: Encaixe "macho-fêmea" nas estacas pré-moldadas de concreto

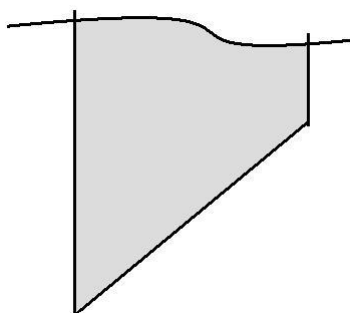


Figura 42: Detalhe da ponta da estaca pré-moldada de concreto

Já as estacas-prancha metálicas, por serem fabricadas em perfis laminados e possuindo encaixes como os detalhados na Figura 43, são de cravação mais fácil, não rompem durante a cravação e são mais eficientes em relação à estanqueidade. Seu único inconveniente é que, por serem importadas, são mais caras que as pré-moldadas de concreto.

As estacas-prancha podem ser de três tipos: Z, U e de alma reta. As com formato Z são mais econômicas, porém de mais difícil cravação. As estacas de formato U são de cravação mais fácil, porém seu interlock fica na altura da linha neutra, tornando a estrutura menos resistente. Já as estacas de alma reta são recomendáveis apenas para estruturas circulares.

Quando se deseja aumentar a resistência à flexão das estacas, utiliza-se um perfil I nas partes mais solicitadas.



**Figura 43: Miniaturas de estacas prancha metálicas nos formatos Z (superior) e U (inferior). Destaque para o detalhe do encaixe. Fonte: LPC-Latina**



**Figura 44 – Estacas U cravadas na margem do Rio Tietê. Fonte: Bernd Fröhlich.**

Outra solução para a estabilidade global do cais é a utilização de uma laje de alívio. Esta solução se resume na extensão do trecho estruturado na direção da retroárea, de modo a abrigar todo o comprimento de talude natural formado pelo desnível. O problema se encontra no fato de que este trecho de estrutura deve ser dimensionado para também resistir aos esforços de operação e armazenagem de contêineres, podendo inviabilizar economicamente

este tipo de solução. Mesmo neste caso, também deve ser prevista uma pestana entre o aterro e a estrutura, para evitar a fuga de material do aterro e, como consequência, futuros recalques excessivos nesta área.

#### **4.2 Método construtivo e seqüência executiva do cais**

O método construtivo, e principalmente os equipamentos utilizados, estão diretamente ligados à seqüência executiva escolhida. A definição do comprimento da haste de cravação, bem como o comprimento dos segmentos cravados pode definir se a dragagem deve ser feita antes ou após a cravação. É comum ser necessário executar a dragagem antes da cravação para garantir o calado mínimo executivo, ou seja, o calado natural pode não ser suficiente para que o flutuante levante a estaca. Deve-se também evitar a execução de aterro sob a estrutura após a construção do cais, devido à dificuldade executiva.

Existem três métodos de se cravarem as estacas:

- por impacto: um peso em queda livre incide sobre a estaca, fazendo com que ela penetre no solo. É o método mais antigo, mais lento, gera alto ruído e prejudica estruturas que estão próximas;
- por vibração: é o método mais eficaz e mais rápido, produz menos ruído, pode ser adaptado a vários equipamentos (gruas, guindastes, escavadeiras), não sendo recomendado para solos muito resistentes;
- por penetração por pressão: não produz ruído, choques ou vibrações, método mais moderno, menos utilizado por razões de custo.





Figura 45 – Vibrador utilizado para cravar estacas-prancha no Rio Tietê. Fonte: Bernd Fröhlich.

A execução de estacas-prancha metálicas é bastante simples. Primeiramente fixa-se o gabarito no local pré-determinado. Depois cravam-se as estacas apenas superficialmente de modo a criar um paredão de estacas.

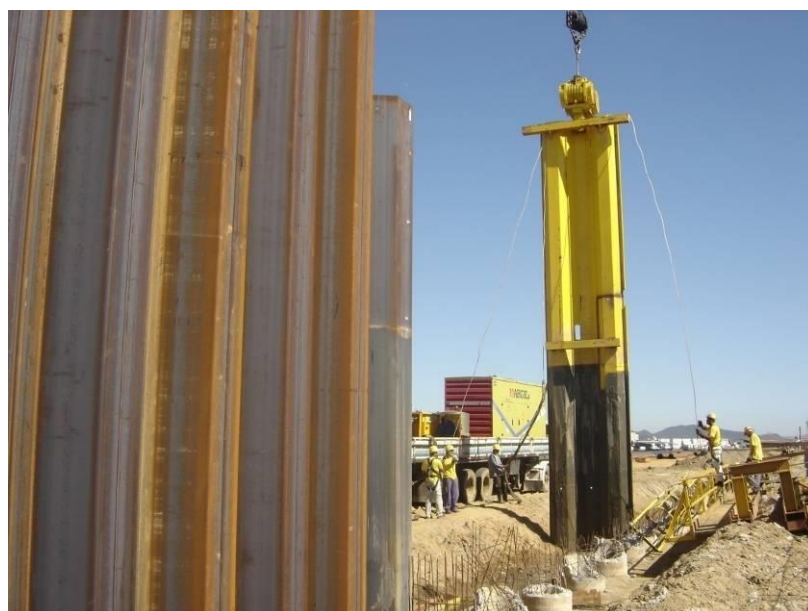


Figura 46 – Colocação da estrutura do gabarito. Fonte: Bernd Fröhlich.



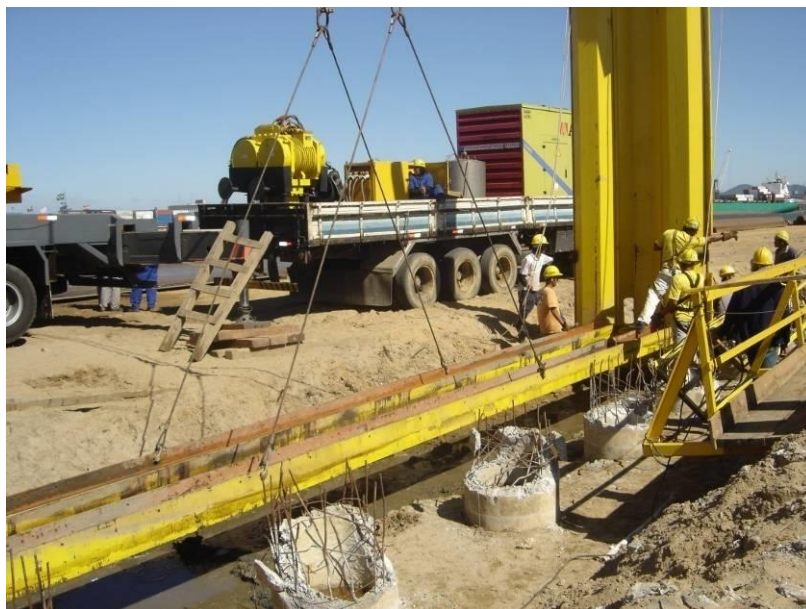


Figura 47 – Colocação do gabarito. Bernd Fröhlich.

Por ser uma argila mole, o método mais eficiente para a cravação das estacas-prancha metálicas é o de vibração. O vibrador pode ser elétrico ou hidráulico. A vantagem do uso de vibradores é que eles podem ser acoplados a equipamentos comuns de obras tais como guias, guindastes ou escavadeiras.

O guindaste permite maior velocidade de execução, pois possui maior alcance sem necessidade de ser mudado de lugar a cada nova estaca a ser cravada. No caso de argila mole, utiliza-se o vibrador, por ser mais rápido e de transporte mais fácil. As estacas-prancha deverão ser executadas antes da finalização do aterro, já que elas servirão como contenção do material de aterro. Quando o acesso do equipamento de cravação não pode ser feito por terra, ele pode ser colocado sobre um flutuante ou pode-se fazer uma ponte branca.



Figura 48 – Vibrador atuando sobre a estaca-prancha metálica. Fonte: Bernd Fröhlich.

Não é recomendável a cravação completa das estacas antes da formação do paredão, pois, como o solo é mole, a tendência das estacas é de perderem o alinhamento. Depois do paredão formado, termina-se a cravação das estacas de forma intercalada.

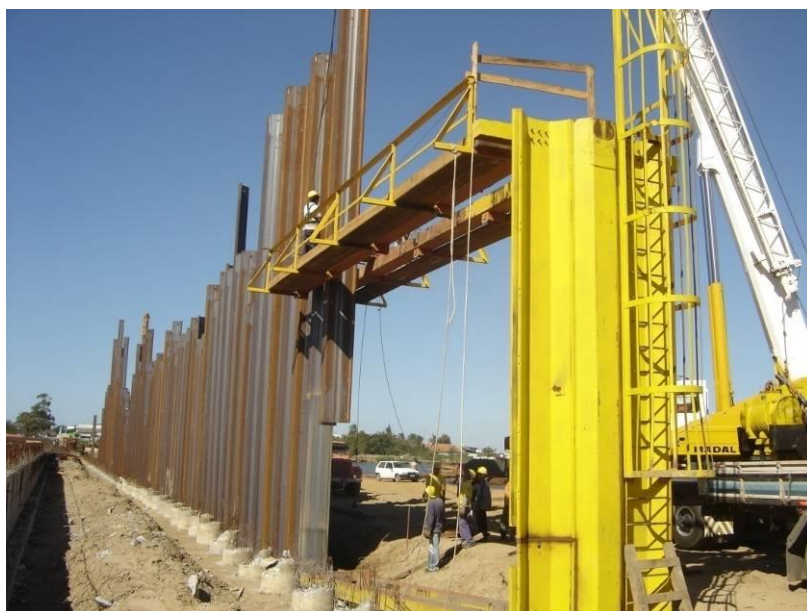


Figura 49 – Paredão de estacas-prancha cravadas intercaladamente no Porto de Navegantes. Fonte: Bernd Fröhlich.



Figura 50 – Paredão de estacas-pranchas cravadas de forma intercalada. Fonte: Bernd Fröhlich.

As outras estacas de sustentação da plataforma do cais podem ser tanto metálicas quanto pré-moldadas de concreto. Para a construção do cais da Embraport, optou-se por estacas pré-moldadas de concreto. Elas serão cravadas somente na vertical, ficando a cargo das estacas-prancha de segurarem o aterro e protegerem as estacas de concreto destas solicitações horizontais.

A vantagem das estacas pré-moldadas de concreto está no fato de se poder exercer elevado controle de qualidade tanto na sua confecção quanto na sua cravação.

Da mesma forma que as estacas-prancha, essas estacas podem ser cravadas por impacto, vibração ou pressão. Na Embraport o processo será feito por cravação a percussão. As estacas só deverão ser cravadas após a execução das estacas pranchas e do aterro, de modo que elas sejam protegidas dos esforços horizontais.

Sobre as estacas serão colocadas as placas-cabeça ou bolacha para que possam servir de apoio às pré-vigas. Sobre as pré-vigas serão apoiadas as pré-lajes, também pré-moldadas de concreto, que servirão de apoio a uma futura laje de concreto que consolidará toda as partes estruturais do cais.

## 5. Conclusão

Uma obra portuária envolve desafios das mais diversas áreas da construção civil. No entanto, são os parâmetros que dependem da natureza que mais condicionam a obra. Saber lidar com incertezas e conseguir chegar a um equilíbrio é fundamental nesse tipo de obra.

Nem sempre as ferramentas que se têm disponíveis conseguem representar aquilo que a natureza fornece. Portanto, a capacidade de simplificar a natureza e interpretar os resultados é a base para um projeto básico coerente, já que, para um projeto executivo, muitas aproximações e arredondamentos não são recomendados, pois deve-se chegar a números bem próximos da realidade.

Em posse desses conhecimentos e dos resultados obtidos neste trabalho, pode-se concluir que estes resultados são apenas uma aproximação da realidade e devem ser tratados com cautela, pois, muitas vezes, aproximações levam a erros, como no caso do dimensionamento do talude utilizando o software GeoSlope, em que se obteve um talude 1V:1,5H, que é um talude muito íngreme para o solo de fundação em que ele será executado.

Em outros casos, aproximações podem levar a resultados muito coerentes, como por exemplo no cálculo dos recalques, que variaram de 1 a 3 metros, e na estimativa da densidade de drenos, com espaçamento entre drenos variando de 1,6 a 2,0 m.

Assim conclui-se que, no caso de aterros sobre solos moles, a execução de um aterro piloto é fundamental para que se refinem os parâmetros de cálculo, já que os ensaios fornecem resultados médios, englobando os próprios erros dos ensaios e os das aproximações. No caso de Embraport, foi executado um aterro piloto e todos os parâmetros obtidos através dos ensaios estão sendo monitorados no aterro.

## Bibliografia

MONGUE. **Proteção ao sistema costeiro**. Disponível em: <[www.mongue.org.br](http://www.mongue.org.br)>. Acesso em: 02 de dezembro 2008.

S.I.GLOBAL. **Gruas portuárias**. Disponível em: <[www.siglobal.org](http://www.siglobal.org)>. Acesso em: 02 de dezembro 2008.

KALMAR INDUSTRIES. **Products**. Disponível em: <[www.kalmarind.com](http://www.kalmarind.com)>. Acesso em: 02 de dezembro 2008.

FLICKR. **Photos**. Disponível em: <[flickr.com](http://flickr.com)>. Acesso em: 02 de dezembro 2008.

BAIXAKI. **Download**. Disponível em: <<http://baixaki.com.br/>>. Acesso em: 23 de novembro 2008.

ECL ENGENHARIA. **Tecnologia e Equipamentos**. Disponível em: <[www.eclengenharia.com.br](http://www.eclengenharia.com.br)>. Acesso em: 23 de novembro 2008.

CIVILPORT ENGENHARIA. **Apresentação**. Disponível em: <<http://civilport.com.br/>>. Acesso em: 23 de novembro 2008.

Schnaid, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

Pilot, G. **Methods of improving the engineering properties of soft clay**. **Soft Clay Engineering**. Brand, E. W. and Brenner, R. P. ELSEIVER SCIENTIFIC PUBLISHED COMPANY, 1981. 637 – 691p

Bergado, D. T; Anderson, L. R; Miura, N e Balasubramanian, A. S. **Soft ground improvement in low land and other enviroments**. ASCEPRESS, 1996. 427p

Almeida, M. S. S. **Aterros sobre solos moles**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1996

Massad F. **Propriedades dos sedimentos marinhos. Solos do litoral de São Paulo**. Falconi, F.F. e Negro, A. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS, 1994. 98-128 p.

Pinto, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

Chirapuntu, S. e Duncan, J. M. **Cracking and progressive failure of embankments on soft clay foundations. Geotechnical aspects of soft clays**. Brand, E. W. and Brenner, R. P. 1977. 453 – 504p

Massad. F. **Obras de terra. Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

Kay, J. N. **Probabilistic design of foundations and earth structures. Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering**. Rotterdam: Li K. S. e Lo S-C. R. 1993. 49-89p

Vertematti, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher, 2004.

Barry, R.; Holtz, R. e Berg, R. **Geosynthetic Reinforced Embankments on Soft Foundations. Soft Ground Technology**. Netherlands: Hanson, J. M. e Termaat, R. J. 2000. 206-236 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNER ES 282. Terraplenagem – aterros**. Rio de Janeiro, 1997

DERSA - DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S.A. **ET-Q00/015. Depósito de Materiais Excedentes**. São Paulo, 1997.

DERSA - DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S.A. **ET-Q00/018. Aterros sobre Solos Compressíveis**. São Paulo, 1997.

DERSA - DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S.A. **ET-Q00/011. Fundação de Aterros**. São Paulo, 1997.

MEBRA-DRAIN. **Bulletin 82/1. Applications for Mebra-Drain**. Geotechnics Holland BV. Amsterdam. 1982.

Tünkers Brasil. **Martelos Vibratórios Hidráulicos e Elétricos**. São Paulo. 2007.

UFRJ. **Encontro propriedades de argilas moles brasileiras**. 2001. 257 p. Texto de Congresso – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.