
**PROJETO ESTRUTURAL DE AMPLIAÇÃO DE CAIS
VERIFICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DA CORTINA DE ESTACA-PRANCHA**

JEAN CRISPIM FERREIRA

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
maio de 2005**

**PROJETO ESTRUTURAL DE AMPLIAÇÃO DE CAIS
VERIFICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DA CORTINA DE ESTACA-PRANCHA**

JEAN CRISPIM FERREIRA

“Projeto final de curso apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, como parte das exigências para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil”.

Orientador: Prof. Aldo Durand Farfán, D. Sc.

Co-orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia, D. Sc.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ**

maio de 2005

**PROJETO ESTRUTURAL DE AMPLIAÇÃO DE CAIS
VERIFICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DA CORTINA DE ESTACA-PRANCHA**

JEAN CRISPIM FERREIRA

Aprovado em ____ de _____ de 2005.

Comissão examinadora:

Prof. Jean Marie Désir, D. Sc. – UENF

Prof. Paulo César de Almeida Maia, D. Sc. – UENF

Prof. Sergio Luis González Garcia, D. Sc. – UENF
(co-orientador)

Prof. Aldo Durand Farfán, D. Sc. – UENF
(orientador)

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
maio de 2005**

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a meu pai Adão Ferreira e minha mãe Joana Alves Crispim Ferreira, por sempre acreditarem em mim e por terem me passado toda educação que hoje prezo em compartilhar com as pessoas. Dedico também aos meus irmãos Jonatas Crispim Ferreira e Aislan Crispim Ferreira por estarem ao meu lado todo sempre, me apoiando e compartilhando alegrias.

Por fim dedico aos meus amigos William de Mattos Leal, Jorge Luis de Almeida Batista e Marcos Vinícios Anacleto Xavier, por também me apoiarem desde o momento em que nos conhecemos e estarem juntos comigo até os dias de hoje.

AGRADECIMENTOS

À minha família e amigos.

À Universidade, pela minha capacitação e formação acadêmica, além disso, pela alteração bastante significativa em minha maneira de pensar.

Ao professor Aldo Durand Farfán, pelos conselhos, ajuda, suporte e confiança que me foram dados, desde a primeira iniciação científica até este presente trabalho.

Ao professor Frederico Terra de Almeida, por quem tenho grande consideração e prezo por sua forma didática de lidar e compartilhar suas aulas.

Ao professor Sérgio Luis Gonzáles Garcia, pelo apoio e consideração durante o curso e elaboração deste projeto.

Aos amigos que adquiri na Universidade, especialmente Hornis França Gomes Rosa, Edimar Batista Curty e Rennan Feres Valinho, Miriam Torp da Silva, Larissa Azevedo Curty entre outros amigos.

Por fim, a todos os outros professores que conseguiram lidar comigo.

RESUMO

O presente trabalho trata da verificação da cortina de estaca-prancha, que seria utilizada numa obra de contenção marítima em 1992, quando foi realizado um Projeto de Engenharia visando ampliar a área de armazenamento útil do terminal de Contêineres do Porto de Rio Grande – RS. Com base nos estudos realizados para a definição do novo layout do cais, assim como, levantamento dos parâmetros técnicos necessários (geotécnicos e estruturais), pôde-se dar início à análise do comportamento das estacas-pranchas (pré-moldadas e protendidas) que seriam utilizadas para conter o aterro do retroporto. Na época o projeto de execução da obra foi realizado através de métodos convencionais de empuxo de terra e auxílio de um software estrutural. Hoje com a disponibilidade de métodos mais modernos de cálculo e análise para estes tipos de obra é proposto uma verificação e avaliação da estrutura através do método dos elementos finitos (MEF). Tais verificações se mostram viáveis, pois com o surgimento de programas de computadores capazes de realizar estas análises, a possibilidade de obter resultados mais rápidos e possivelmente mais confiáveis é interessante. Além disso, é uma forma de validação do MEF por meio de uma comparação, para verificar se as análises realizadas na época foram arrojadas ou conservadoras.

Palavra-chave: método dos elementos finitos (MEF), protensão, estaca-prancha.

Sumário

1. Introdução.....	1
1.1 Objetivo.....	1
2. Revisão Bibliográfica	2
2.1 Mecânica dos Solos.....	2
2.2 Empuxo de Terra	2
2.2.1 Coeficientes de Empuxo.....	3
2.3 Estaca Prancha (<i>sheet piles</i>)	6
2.4 Estabilidade de Cortinas de Estaca Prancha.....	6
2.4.1 Cortinas Sem Ancoragem	7
2.4.2 Cortinas Ancoradas ou Atirantadas.....	9
2.5 Concreto Protendido	12
2.6 Método dos Elementos Finitos.....	13
3. Verificação ao Dimensionamento da Estaca-Prancha.....	15
3.1 Softwares Utilizados	16
3.2 Análise na Fase Construtiva	18
3.3 Análise na Fase Definitiva	20
3.4 Crítica aos Parâmetros Utilizados.....	21
3.5 Verificação da Estaca-Prancha.....	22
3.5.1 Cálculo das perdas.....	22
3.6 Considerações nos Cálculos do Projeto Anterior.....	37
3.7 Estaca a ser Utilizada	42
3.8 Verificação à Ruptura por Flexão	43
3.9 Verificação do Esforço Cortante	51
4. Conclusão.....	52
5. Bibliografia.....	53
6. Referência Bibliográfica.....	54

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Três situações num solo: (a) estado de repouso, (b) estado ativo e (c) estado passivo.

Figura 2.2 – Tensões atuantes: (a) solo em repouso e (b) representação através de círculo de Mohr dos três estados do solo.

Figura 2.3 – Cortina de estaca-prancha sem ancoragem – solo não coesivo (Machado et al, 2003)

Figura 2.4 – Cortina de estaca-prancha sem ancoragem – solo com coesão e ângulo de atrito (Machado et al, 2003).

Figura 2.5 – Cortina de estaca-prancha ancorada – extremidade livre (Machado et al, 2003).

Figura 2.6 – Cortina de estaca-prancha ancorada – extremidade fixa (Machado et al, 2003).

Figura 3.1 – Perfil longitudinal do terreno no plano médio das estacas-prancha

Figura 3.2 – Modelo matemático em fase definitiva: (a) projeto original e (b) PLAXIS.

Figura 3.3 – Modelo matemático (PLAXIS) na fase construtiva

Figura 3.4 – Diagrama de momento fletor (a) e esforço cortante (b) na fase construtiva.

Figura 3.5 – Modelo matemático (PLAXIS) na fase definitiva.

Figura 3.6 – Diagrama de momento fletor (a) e esforço cortante (b) na fase definitiva.

Figura 3.7 – Seção transversal típica da estaca-prancha.

Figura 3.8 – Envoltória de momento fletor (a) e esforço cortante (b) na estaca-prancha em ambas as fases.

Figura 3.9 – Gráfico de momento fletor e esforço cortante na fase construtiva: (a) e (c) projeto anterior e (b) e (d) PLAXIS.

Figura 3.10 – Resultados obtidos em projeto anterior: (a) fase definitiva e (b) fase construtiva.

Figura 3.11 – Modelo matemático utilizado em projeto anterior: (a) fase definitiva e (b) fase construtiva.

Figura 3.13 – Envoltória de momento fletor com a definição das seções do projeto anterior.

Figura 3.14 – Modelo de seção transversal da estaca-prancha a ser utilizada no projeto.

Figura 3.15 – Esquema para verificação à ruptura por flexão na seção 1.

Figura 3.16 – Esquema para cálculo do momento resistente em S1: (a) mesa, (b) abas e (c) cordoalhas.

Figura 3.17 – Esquema para verificação à ruptura por flexão na seção 2.

Figura 3.18 – Esquema para cálculo do momento resistente em S2: (a) mesa e (b) cordoalhas.

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Parâmetros dos maciços utilizados em projeto na fase construtiva (em graus).

Tabela 3.2 – Parâmetros dos maciços utilizados em projeto na fase definitiva (em graus).

Tabela 3.3 – Considerações e parâmetros utilizados em projeto.

Tabela 3.4 – Características das cordoalhas de sete fios com baixa relaxação – RB (Pfeil, 1980)

Tabela 3.5 – Considerações e parâmetros utilizados na Cordoalha de aço CP-190 RB.

Tabela 3.6 – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração

Tabela 3.7 – valores de Ψ_{1000} em porcentagem.

Tabela 3.8 – valores das tensões $\Delta\sigma_{pr}(t,t_0)$ (MPa).

Tabela 3.9 – Esforços atuantes em 48 cm de estaca (PLAXIS).

Tabela 3.10 – valores das tensões $\sigma_{c,g}$ (MPa).

Tabela 3.11 – valores das tensões $\sigma_{c,p0g}$ (MPa).

Tabela 3.12 – valores das tensões $\Delta\sigma_p(t,t_0)$ (MPa).

Tabela 3.13 – Somatório das perdas (MPa).

Tabela 3.14 – Tensões finais nos cabos de cada seção no instante t_∞ .

Tabela 3.15 – Resultado final da força nos cabos de cada seção analisada na estaca.

Tabela 3.16 – Esforço normal e momento na estaca prancha

Tabela 3.17 – Tensões finais de protensão nas fibras externas do concreto.

Tabela 3.18 – Tensões nas fibras externas do concreto devido ao carregamento atuante.

Tabela 3.19 – Resumo das tensões nas fibras externas do concreto (MPa).

Tabela 3.20 – Quadro de tensões máximas, instante t_0 (MPa)

Tabela 3.21 – Resistências no concreto, tração e compressão (MPa).

Tabela 3.22 – Comparação das tensões máximas resistentes e atuantes no concreto.

Tabela 3.23 – Resumo das tensões nas fibras externas do concreto (MPa).

Tabela 3.24 – Tensões Finais e Deformações nas Cordoalhas para instante $t \rightarrow \infty$.

Tabela 3.25 – Esforços atuantes na estaca-prancha devido ao empuxo de terra.

Tabela 3.26 – Parâmetros e dados referente à estaca-prancha, concreto e às cordoalhas.

Tabela 3.27 – Dados referentes ao limite dos domínios 2 e 3.

Tabela 3.28 – Linha neutra e resultante causada pelos empuxos atuantes nas seções.

Tabela 3.29 – Valores finais das resultantes na Seção S1.

Tabela 3.30 – Valores finais das resultantes na Seção S2.

1. Introdução

O primeiro registro de construção de uma obra de contenção marítima, uma barreira marítima, pode-se dizer que data do final do século XVIII e início do século XIX, onde foi construída uma simples estrutura de pedra na base do penhasco, para conter o avanço do mar sobre este, na Inglaterra. Com o tempo o mar começou a subir por sobre o penhasco e os comissários da cidade construíram uma barreira similar ao longo do mesmo penhasco em 1809, aumentando a construção anterior.

Nos dias de hoje, com o aumento da concentração da população em grandes centros urbanos, se torna necessário a utilização de obras de contenção, visto que algumas cidades contêm terrenos montanhosos que estão sendo utilizados para moradia, com construções muitas vezes precárias, como aquelas encontradas em favelas. Com o passar do tempo e o advenho de chuvas fortes, as encostas escavadas para construção ou sujeita a esforços, começam a ceder.

Outras construções que podem ser relacionadas são estacionamentos ou outras galerias subterrâneas, para aproveitamento de espaço, precisando assim de uma obra de contenção. Em obras marítimas, como um cais por exemplo, também é necessário construção de estruturas de contenção.

O uso freqüente de programas de computador vem facilitando os cálculos e dimensionamento de estruturas de contenção e seus instrumentos a serem utilizados nas obras, trazendo como vantagem a grande aproximação a um modelo real.

1.1 Objetivo

O projeto anterior, realizado em 1992, empregou as formas convencionais de cálculo de pressões de solo com o auxílio de um software estrutural, assim sendo, os cálculos dos empuxos atuante na estaca se deu de forma convencional e os diagramas de momento fletor e esforço cortante foram conseguidos por meio do software estrutural.

O objetivo deste trabalho é mostrar a viabilidade da análise numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF) em projetos de engenharia, buscando analisar o problema geotécnico tensão-deformação. Foi utilizado o software PLAXIS para as análises.

Além disso, as normas técnicas utilizadas no projeto anterior têm hoje novas versões, com mudanças significativas, o que torna relevante a aplicação e verificação destas mudanças neste trabalho, pois serão alcançados resultados diferentes, possibilitando que seja realizada uma comparação.

2. Revisão Bibliográfica

Os assuntos discutidos na revisão bibliográfica são aqueles que dão embasamento ao projeto, procurando explicitar de maneira clara, porém resumida. Ou seja, disserta sobre assuntos contidos neste projeto, em virtude de sua importância no entendimento e solução dos problemas presentes.

2.1 Mecânica dos Solos

Mecânica é a ciência que estuda os movimentos e as forças que o causam. Na Engenharia Civil o conhecimento do comportamento do solo é de vital importância, visto que todas as obras são assentadas sobre algum tipo de solo. A Mecânica dos Solos é a ciência que estuda o comportamento dos solos quando há tensões aplicadas ou aliviadas, ou ainda quando há escoamento de água pelos vazios do solo (Pinto, 2000).

Foram realizados trabalhos durante anos que se tornaram marcantes sobre o comportamento dos solos, como Coulomb, 1773, Rankine, 1856, Darcy, 1856 e Terzaghi, 1936. Este último percebeu que não bastava utilizar teorias aplicadas em laboratório, sobre certos tipos de amostra de solo, de forma homogênea, se o solo está disposto na natureza de forma heterogênea, tomando assim comportamento complicado para ser explicado por certas teorias, que eram simplificadas a um material homogêneo. Sendo assim Terzagui realizou alguns trabalhos e conseguiu trazer conhecimento do comportamento deste tipo de material, de forma heterogênea. Por este fator, Karl Terzagui é considerado o fundador da Mecânica dos Solos.

Aplicações da mecânica dos solos podem ser variadas, como: fundações, obras subterrâneas, estruturas de contenção, projeto de pavimentos, escavações, aterros e barragens. De uma forma mais geral, a mecânica dos solos faz parte de um ramo da engenharia que liga todos os outros campos relacionados, a geotecnia.

A geotecnia pode ser considerada como a junção da mecânica dos solos, da engenharia de fundações, da mecânica das rochas, da geologia de engenharia e mais recentemente da geotecnia ambiental (Machado et al, 2003). Este ramo vem se desenvolvendo muito nos últimos anos, dentro da engenharia, graças à aplicação de métodos numéricos, capazes de simular com precisão, o comportamento de um material, seja ele solo ou rocha, para isto se utiliza modelos matemáticos.

2.2 Empuxo de Terra

Quando se realiza uma obra de contenção é necessário determinar o valor do empuxo que o maciço de solo irá causar na estrutura utilizada para assim conseguir dimensioná-la. As teorias utilizadas para determinação do empuxo são todas baseadas em

simplificações, ou seja, as hipóteses adotadas simplificam a estrutura real visando buscar formas de aplicação das formulações desenvolvidas.

As teorias clássicas sobre empuxo de terra foram formuladas por Coulomb (1773) e Rankine (1856), tendo sido desenvolvidas por Poncelet, Culmann, Rebhann, Krey e, mais modernamente, estudadas e criticadas por Caquot, Ohde, Terzaghi, Brinch Hansen e outros autores (Caputo, 1975).

O valor do empuxo, tanto de terra quanto de água, assim como a distribuição das tensões ao longo da altura da estrutura de contenção, depende da interação solo-estrutura durante todas as fases da obra. O empuxo atuante sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais que, por sua vez, alteram o valor e a distribuição do empuxo, ao longo das fases construtivas da obra e até mesmo durante sua vida útil (Magalhães, 2003). Assim, quando se realiza um corte em um solo existe uma tendência deste se deslocar horizontalmente para o lado onde houve alívio de tensões. Isto ocorre, pois o solo busca, por natureza, uma maneira de retornar ao estado de repouso, estável, sem empuxo ativo ou passivo, ou seja, sem mais deslocamentos. Desta forma, para conter tais deslocamentos, são realizadas obras de contenções. As pressões que o solo exerce sobre outras estruturas e materiais com ele em contato é chamado de empuxo de terra. Desta forma podem ser definidas três situações: estado repouso, estado ativo e estado passivo. A Figura 2.1a mostra uma estaca cravada num solo qualquer, representando o estado de repouso. Na Figura 2b foi realizado um corte no lado esquerdo da estaca, gerando assim um estado ativo e a Figura 2c mostra um escoramento de uma vala, representando o estado passivo.

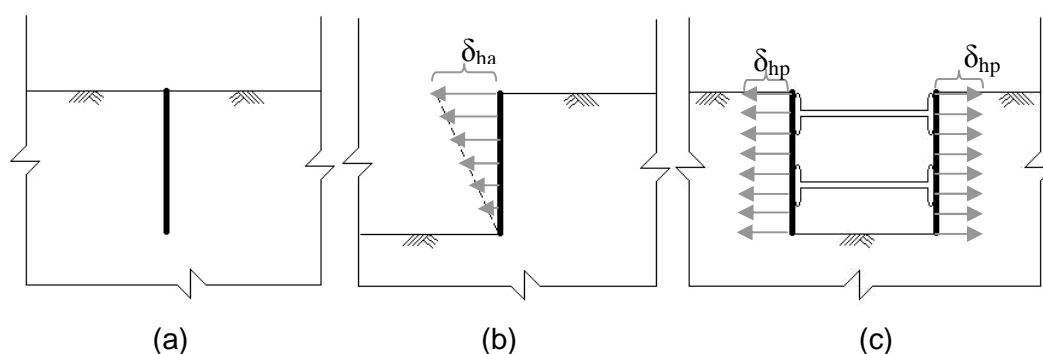


Figura 2.1 – Três situações num solo: (a) estado de repouso, (b) estado ativo e (c) estado passivo.

2.2.1 Coeficientes de Empuxo

Os empuxos laterais de solo sobre uma estrutura de contenção são calculados por intermédio de um coeficiente, o qual é multiplicado pelo valor da tensão vertical efetiva naquele ponto. O valor deste coeficiente irá depender do solo e ou do processo de interação

solo/estrutura, ou seja, dos movimentos relativos entre a estrutura de contenção e o solo. Estes coeficientes são denominados de coeficientes de empuxo do solo e a depender da direção do movimento lateral imposto pela estrutura de contenção, estes são denominados de coeficiente de empuxo ativo (K_a) ou passivo (K_p). No caso do solo não apresentar deslocamentos laterais, o coeficiente de empuxo é denominado de coeficiente de empuxo em repouso do solo (K_0). As tensões efetivas verticais e horizontais do solo (neste caso) são calculadas utilizando as eq. 2.1 e 2.2 abaixo:

$$\sigma'_v = \gamma \cdot h \quad (2.1)$$

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (2.2)$$

Onde,

σ'_h – tensão efetiva horizontal do solo;

K_0 – coeficiente de empuxo em repouso do solo;

σ'_v – tensão efetiva vertical do solo;

h – altura de solo até onde se quer calcular a tensão vertical.

Considerando o solo como um material elástico, linear e isotrópico, em uma condição de compressão confinada, o coeficiente de empuxo em repouso do solo é dado pela equação (Eq. 2.3).

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.3)$$

Onde,

K_0 – coeficiente de empuxo em repouso do solo;

ν – coeficiente de Poisson;

Por meios experimentais também é possível determinar o valor de K_0 , no campo ou em laboratório através de aparelhos como pressiômetro ou ensaios. Algumas outras formas de determinação do K_0 são por relações empíricas, formuladas por Jaky (1948)(Eq. 2.4) e estudadas e desenvolvidas por Brooker e Ireland (1965), Alpan (1967) e Wroth (1975), sendo feitas considerações como argilas normalmente adensadas e pré-adensadas.

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi' \quad (2.4)$$

Onde,

K_0 – coeficiente de empuxo em repouso;

ϕ' – ângulo de atrito efetivo do solo;

O valor de K_0 depende do solo e pode variar bastante. A tabela 2.1 mostra alguns valores típicos de K_0 de alguns tipos de solos.

Tabela 2.1 – Valores de K_0 (composta a partir de Bernatzik, 1947; Bishop, 1957, 1958; Simons, 1958; Terzaghi e Peck, 1967).					
TIPO DE SOLO	LL	LP	IP	ATIVIDADE	K_0
Areia Compacta (e=0,60)	-	-	-	-	0,49
Areia Média (e=0,70)	-	-	-	-	0,52
Areia Fofa (e=0,88)	-	-	-	-	0,64
Areia Fofa Saturada	-	-	-	-	0,46
Areia Compacta Saturada	-	-	-	-	0,36
Argila Residual de média plasticidade	-	-	9,3	0,44	0,42
Argila Residual de alta plasticidade	-	-	31	1,55	0,66
Argila Mole, Orgância, Inderfomada	74	28	45	1,2	0,57
Argila Marinha, Indeformada	37	21	16	0,21	0,48
Argila Sensível	34	24	10	0,18	0,52
Argilas	-	-	-	-	0,60 a 0,80
Areias não Compactadas (Fofas ou Compactas)	-	-	-	-	0,40 a 0,50
Areias Compactadas por Camadas	-	-	-	-	0,8

Considerando um elemento infinitesimal P (Figura 2.2a) em repouso (K_0) com σ'_v constante, suas tensões iniciais são tomadas de maneira a conseguir plotar o gráfico, o círculo de Mohr (Figura 2.2b). Pelo círculo pode-se notar as afirmações seguintes:

- Se σ'_{ho} decresce, passa a estar no estado ativo;
- Se σ'_{ho} cresce e ultrapassa o valor de σ'_v , entra no estado passivo;

Pode-se perceber que existe uma faixa de deslocamento que o solo ainda se mantém em repouso e, se o deslocamento continuar, chega a um valor máximo ativo e passivo, acontecendo a ruptura, ou seja, tem-se a seguinte inequação:

$$K_a < K_0 < K_p \quad (2.5)$$

De posse dos valores das tensões efetivas de cada estado, podem ser tirado o valor dos coeficientes de empuxo ativo e passivo.

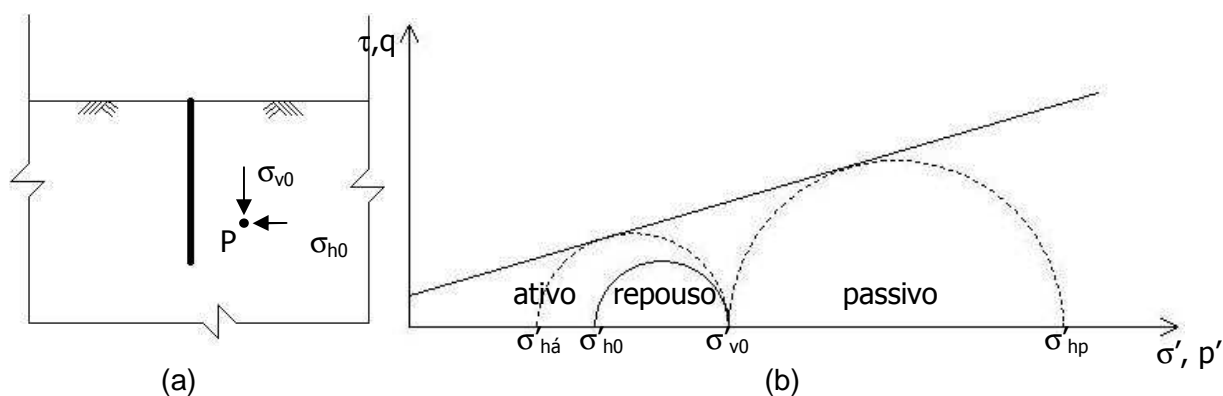


Figura 2.2 – Tensões atuantes: (a) solo em repouso e (b) representação através de círculo de Mohr dos três estados do solo.

2.3 Estaca Prancha (*sheet piles*)

As estacas-prancha são perfis de madeira, concreto armado, protendido ou metálicas, que se cravam no terreno, formando por justaposição as cortinas, planas ou curvas, destinadas a servir como obras de contenção de água, de terra ou ambos.

As estacas-prancha de concreto armado ou protendido são estacas pré-moldadas, bastante resistentes, mas de difícil cravação. Os perfis são dotados de encaixes na sua extremidade, de modo que a parede de contenção é obtida pela cravação sucessiva de perfis encaixados uns aos outros, formando uma parede contínua.

As cortinas se diferem estruturalmente dos muros de peso por serem mais flexíveis e terem peso próprio desprezível em face das demais forças atuantes. Baseadas em seu tipo estrutural e esquema de carregamento, as cortinas classificam-se em dois grupos principais: cortinas em balanço e cortinas ancoradas/apoiadas (Machado et al, 2003). As cortinas ancoradas podem ser subdividas em cortinas de extremidade livre ou de extremidade fixa, de acordo com a profundidade cravada da estaca prancha no solo, resultando esta diversidade, em diferentes métodos de cálculo.

2.4 Estabilidade de Cortinas de Estaca Prancha

Para o cálculo analítico das cortinas admitem-se geralmente as seguintes hipóteses simplificadoras:

- distribuição das pressões ativas e passivas, similar às teorias clássicas de distribuição de empuxo do solo sobre estruturas de contenção;
- ângulo de atrito entre o solo-cortina é considerado nulo;
- flexibilidade da cortina rígida.

2.4.1 Cortinas Sem Ancoragem

As estacas são cravadas até uma profundidade no terreno, abaixo do nível da escavação, de modo que sejam capazes de suportar em balanço, os esforços provenientes do empuxo de terra, sem qualquer tipo de apoio acima do nível da escavação. Tal método só é válido para alturas moderadas de escoramento.

É necessário existir uma ficha (f) mínima, que é a profundidade de estaca cravada, para se obter o equilíbrio da cortina, e esta é definida como sendo o comprimento mínimo de embutimento da cortina no solo abaixo do fundo da escavação que garante o equilíbrio com uma margem de segurança adequada.

A estabilidade de uma cortina de estaca prancha sem ancoragem ou em balanço é somente devido à resistência passiva desenvolvida abaixo da superfície do terreno e do mesmo lado da escavação. O modo de ruptura é por rotação no entorno do ponto O , conforme mostra a Figura 2.3a. Por causa desta rotação no ponto O , a parte abaixo deste mobiliza um empuxo passivo (E_{p2}) do lado não escavado e a parte acima do ponto O , mobiliza um empuxo passivo do lado escavado, como pode ser visto na Figura 2.3b. Para projetos é adotada uma simplificação (Figura 2.3c), assumindo que a resistência passiva (E_{p2}) abaixo do ponto O é representada por uma força concentrada agindo sobre este mesmo ponto, ou seja, na profundidade f abaixo da superfície do terreno, do lado da escavação. O comprimento da ficha é determinado fazendo somatório dos momentos no ponto O igual a zero (Eq. 2.6). Desta forma terem-se, para um solo não coesivo:

$$\sum M_0 = 0 \quad E_{p1} \frac{f}{3} = E_a \left(\frac{h+f}{3} \right) \quad (2.6)$$

Substituindo os valores de E_a e E_{p1} na Eq. 2.6, tem-se:

$$\frac{1}{2} k_p \gamma^2 \frac{f}{3} = \frac{1}{2} k_a \gamma (h+f)^2 \quad \rightarrow \quad k_p f^3 - k_a (h+f)^3 = 0 \quad (2.7)$$

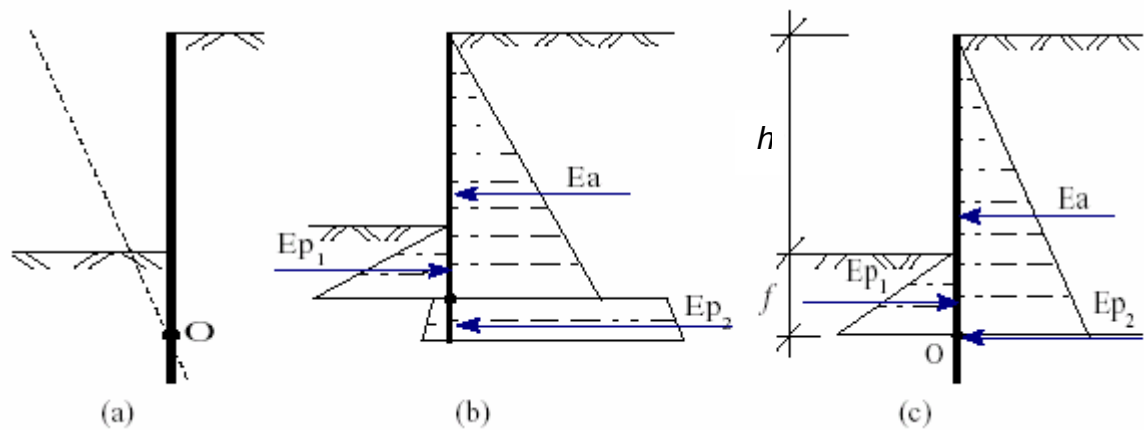


Figura 2.3 – Cortina de estaca-prancha sem ancoragem – solo não coesivo (Machado et al, 2003)

O comprimento teórico da ficha (f) é obtido resolvendo a Eq. 2.7, que é uma equação do 3º grau. A favor da segurança, aconselha-se adotar o valor final da ficha acrescido de 20%.

Caso o solo a ser contido apresente coesão e ângulo de atrito, isto conduz a um diagrama de pressões como o apresentado na Figura 2.4.

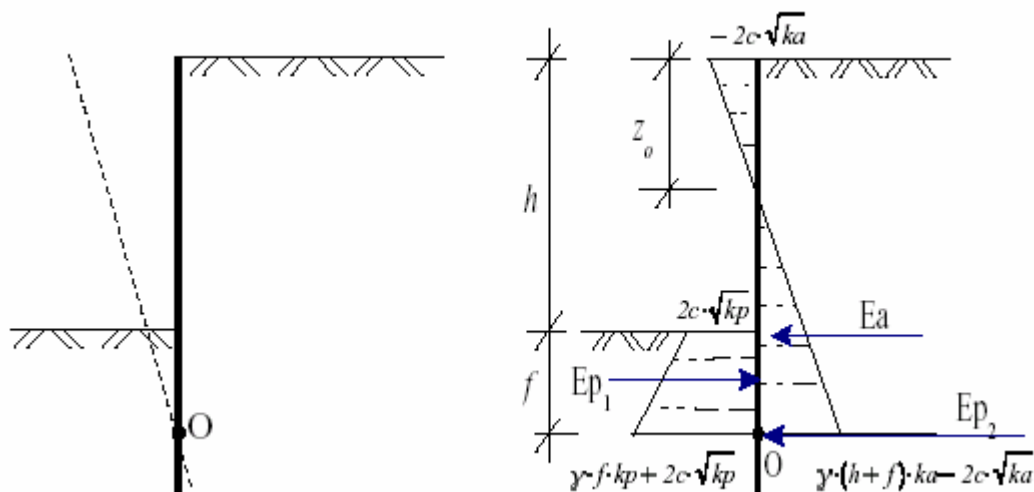


Figura 2.4 – Cortina de estaca-prancha sem ancoragem – solo com coesão e ângulo de atrito (Machado et al, 2003).

Os empuxos atuantes são calculados baseado nas teorias clássicas de empuxo. No caso de existir nível d'água, é importante ressaltar que o empuxo proveniente desta pressão neutra é desconsiderado no caso em que o nível freático estiver no mesmo nível nos dois lados da cortina. Caso contrário, deve ser considerado.

2.4.2 Cortinas Ancoradas ou Atirantadas

As cortinas atirantadas se destacam como obras de grande eficácia, versatilidade e segurança. As estacas são ancoradas no substrato resistente do maciço através de tirantes ou apoiados com estroncas.

A utilização de ancoragens permite uma redução das deformações laterais, dos momentos solicitantes e da profundidade de cravação da estaca. Pode ser utilizado uma ou mais linhas de tirantes. De uma maneira geral, as estacas prancha são cravadas no solo até a profundidade fixada em projeto e em seguida procede-se a escavação em estágios, quando vão sendo colocados os elementos de suporte adicionais (estroncas, tirantes, etc) (MACHADO et al, 2003).

Neste caso, o esforço decorrente do empuxo de terra é suportado tanto pelo embutimento da estaca abaixo do nível da escavação (ficha), como no caso anterior, quanto através de níveis de ancoragem acima da escavação.

Existem dois métodos clássicos de cálculo de cortinas ancoradas: cortinas de extremidade livre ou de extremidade fixa (engastada).

a) Cortinas de Extremidade Livre

A simplificação adotada para o cálculo destas estacas corresponde a tratar a estaca como vigas com dois apoios, sendo um na ancoragem (T) e o outro a reação causada pelo solo abaixo da ficha. Nesse método de análise é assumido que a profundidade de embutimento da estaca, abaixo do nível da escavação, é insuficiente para produzir a fixação da mesma. Dessa forma, a estaca é livre para girar na parte inferior e o diagrama de momento obtido tem a forma apresentada na Figura 2.5b.

O modo de ruptura é por rotação em torno do ponto de aplicação da ancoragem (T) e em projetos é essencial assegurar um fator de segurança.

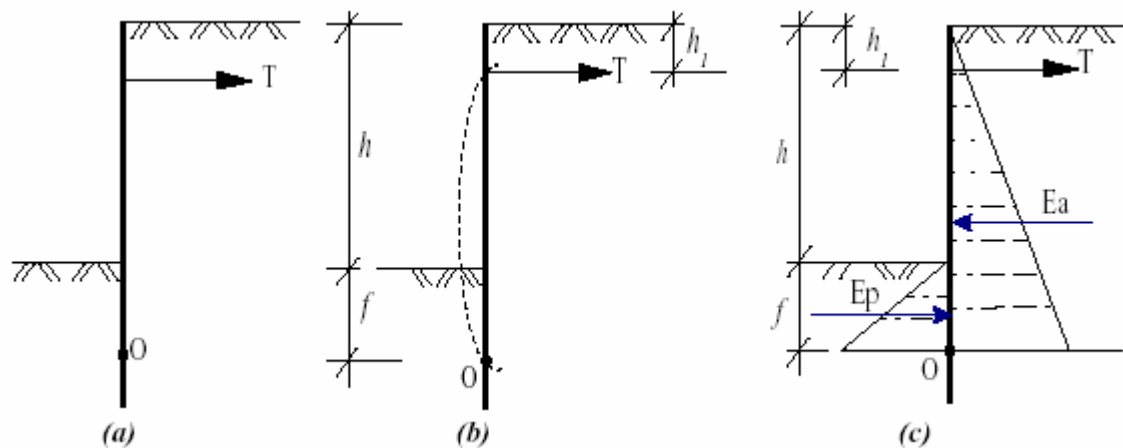


Figura 2.5 – Cortina de estaca-prancha ancorada – extremidade livre (Machado et al, 2003).

A profundidade de embutimento da estaca, ou seja, a ficha, é determinada fazendo o somatório dos momentos, em relação ao ponto de aplicação da ancoragem igual a zero. Assim, para um solo não coesivo, tem-se:

$$\sum M_T = 0 \quad E_p \left[\frac{2}{3} f + (h - h_1) \right] = E_a \left[\frac{2}{3} (h + f) - h_1 \right] \quad (2.8)$$

Após encontrar o valor da ficha, a força no tirante pode ser calculada pelo somatório algébrico das forças horizontais, que deve ser igual a zero, como mostra a Eq. 2.9:

$$\sum F_h = 0 \quad T + E_p + E_a = 0 \quad (2.9)$$

Onde,

T é o esforço resultante no tirante/ancoragem;

E_p é o valor do empuxo passivo;

E_a é o valor do empuxo ativo;

É recomendado também neste caso acrescer o valor da ficha calculado de 20%.

b) Cortinas de Extremidade Fixa

Segundo Machado (2003), este método de análise é utilizado quando a parte cravada da cortina é suficiente para considerá-la engastada no terreno. Para efeito de cálculo, considera-se a estaca apoiada no tirante (ponto T) e engastada na extremidade inferior, mais especificamente no ponto a (Figura 2.6a). A reação (R) no ponto a é considerada pela parte abaixo deste mesmo ponto. Para tanto, é preciso que os pontos a e T sejam o mais rígidos possíveis. Na prática, isto é conseguido por meio de uma ancoragem

adequada, fazendo com que as pressões ativas sejam iguais às pressões passivas no ponto a ($P_p = P_a$). Desta forma, obtém-se o valor de x :

$$x = \frac{pb}{\gamma(k_p - k_a)} \quad (2.10)$$

Onde,

x é a profundidade cravada no solo acima do ponto a ;

pb é o esforço resultante no ponto onde começa a cravação no solo;

γ é o peso específico do solo;

k_p é o coeficiente de empuxo passivo;

k_a é o coeficiente de empuxo ativo.

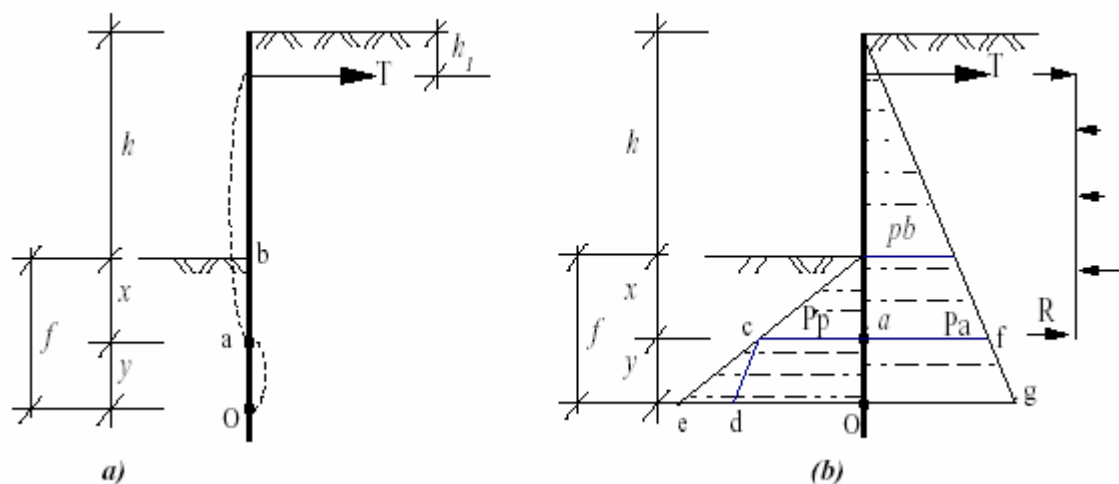


Figura 2.6 – Cortina de estaca-prancha ancorada – extremidade fixa (Machado et al, 2003).

Ainda segundo Machado (2003), os empuxos abaixo do ponto a , referente ao trecho y , não podem ser obtidos, uma vez que y é uma incógnita (Figura 2.6). Assim adota-se uma simplificação, a qual consiste em admitir a existência de uma força resultante R , na linha do apoio a , que equilibre o sistema, (empuxos passivos e ativos no trecho oa). A força R atua no centro de rotação a , não influenciando, portanto, no equilíbrio de momentos. Dessa forma, tomando-se somatório dos momentos em relação ao ponto de aplicação de R igual a zero, obtém-se o esforço no tirante (T). Em seguida, fazendo-se equilíbrio das forças horizontais, encontra-se o valor de R , conforme mostra a Eq. 2.11.

$$T + R + \sum E_p = \sum E_a \quad (2.11)$$

T é o esforço resultante no tirante/ancoragem;

R é o esforço resultante no ponto a ;

E_p é o valor do empuxo passivo;

E_a é o valor do empuxo ativo;

A estabilidade do ponto *a* se dá pelo valor da profundidade de cravação *y*, o qual pode ser determinado pela Eq. 2.12, que obtida tomando-se somatório dos momentos devido à força *R* e aos empuxos passivos e ativos no trecho *oa*.

$$y = \sqrt{\frac{6R}{\gamma(k_p - k_a)}} \quad (2.12)$$

Onde,

y é a profundidade cravada no solo abaixo do ponto *a*;

R é o esforço resultante no ponto *a*;

γ é o peso específico do solo;

k_p é o coeficiente de empuxo passivo;

k_a é o coeficiente de empuxo ativo.

O comprimento da ficha é dado pela Eq. 2.13. É conveniente aumentar este valor de 20 a 40%. Como pode ser visto na Figura 2.6, o valor da ficha (*f*) é:

$$f = x + y \quad (2.13)$$

Onde,

f é a altura de estaca embutida no solo.

2.5 Concreto Protendido

A protensão é um artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob diversas condições de carga (Pfeil, 1988).

O concreto resiste bem à compressão, mas pouco à tração. Sendo sua resistência à tração cerca de 10% da resistência a compressão, esta é desprezada nos cálculos de dimensionamento. Daí surge o princípio do concreto armado, no qual são inseridas barras de aço ao concreto, e como o aço tem alta resistência à compressão e tração, este se encarrega de suportar os esforços de tração, trabalhando em conjunto com o concreto. A combinação concreto-aço é possível fisicamente, pois:

- o concreto adere bem à superfície do aço e esta aderência mútua obriga os dois materiais a trabalharem simultaneamente sob ação de uma carga;
- o concreto e o aço têm aproximadamente o mesmo coeficiente de dilatação térmica;
- o concreto protege o aço contra corrosão.

No caso da protensão, consiste em introduzir esforços que anulem ou diminuam drasticamente as tensões de tração do concreto, de modo a eliminar a abertura das fissuras como condição determinante do dimensionamento da viga, desta forma, desloca a faixa de

trabalho do concreto para o âmbito das compressões, onde o concreto é mais resistente. Pode-se utilizar também aços de alta resistência, proporcionando assim o trabalho com tensões elevadas, deixando compatível no mesmo nível o trabalho a compressão, pelo concreto, e a tração, pelo aço.

Segundo Pfeil (1998), a resistência à ruptura das vigas de concreto armado e protendido obedece aos mesmos princípios físicos, considerando-se, entretanto, que as armaduras protendidas atinjam, na ruptura, tensões mais elevadas que as armaduras não protendidas. Quanto ao comportamento em serviço, é necessário considerar duas categorias de comportamento:

1.^a categoria – Nas vigas com esforços de protensão relativamente elevados, a probabilidade de fissuração, sob cargas em serviço, é muito pequena, pois as tensões prévias de compressão no concreto anulam as tensões de tração provocadas pelas cargas. Nesse caso, a análise do comportamento em serviço pode ser feita admitindo-se as seções de concreto como homogêneas (não fissuradas). Usa-se então o Estado Limite de Fissuração neste tipo de cálculo.

2.^a categoria – Nas vigas com esforços de protensão pequenos ou nulos, as tensões de tração no concreto, sob cargas em serviço, são muito elevadas. Admite-se, então, que o concreto tracionado fissura, desprezando-se, na análise, as tensões de tração no concreto. Nesse caso, há necessidade de limitar as aberturas das fissuras, por razões estéticas, e ainda para garantir a proteção química do concreto contra corrosão das armaduras.

O fato de introduzir esforços, na protensão, acarreta certos tipos de perdas. Os esforços são comumente inseridos quando o concreto ainda não está com sua resistência máxima, ou seja, quando tem uma resistência capaz de suportar os esforços aplicados. Com isso, há perdas imediatas ou iniciais, logo após que os cabos são amarrados à estrutura, e perdas que progridem com o tempo, por retração e fluência do concreto e relaxação dos cabos de aço protendido. Os cálculos das perdas de protensão e dimensionamento da estaca realizados neste trabalho foram segundo a norma (NBR 6118/2003), em todo seu conteúdo de protensão.

2.6 Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) teve suas origens na análise estrutural. Com o surgimento dos primeiros computadores digitais no início da década de 50, os métodos matriciais para a análise estrutural tiveram um grande desenvolvimento. As primeiras aplicações envolviam apenas estruturas reticuladas, mas a crescente demanda por estruturas mais leves, tais como as encontradas na indústria aeronáutica, conduziu ao

desenvolvimento de métodos numéricos que pudessem ser utilizados nas análises de problemas mais complexos (Ribeiro, 2004).

Os engenheiros sempre buscaram ferramentas capazes de simular de maneira mais próxima ao real, movimentos realizados por materiais diversos, causados tanto de maneira natural como por forças externas. O MEF segue os princípios da Mecânica do Contínuo, ganhou grande utilização na mecânica dos fluidos e em outras áreas da engenharia, como geotecnia e estrutura, se consolidando como um método mais geral de solução de equações diferenciais. Sua crescente utilização em problemas de engenharia tem trazido resultados cada vez mais expressivos. Em virtude disto sua aplicação vem aumentando e tornando cada vez mais eficaz em análises dos problemas.

Primeiramente em análises computacionais com métodos numéricos é necessário identificar quais as necessidades e fatores que influenciam o problema, tais como condições de contorno, variáveis dependentes e independentes, para assim poder obter um modelo matemático. O modelo matemático deve ser bem definido para que se possa obter resultados reais e consistentes.

3. Verificação ao Dimensionamento da Estaca-Prancha

Como descrito na memória de cálculo do projeto anterior:

“Dando prosseguimento à análise da infraestrutura que foi iniciada no documento 389A-01-12-MC2, apresentamos neste volume o cálculo da cortina em estacas-prancha situada à retaguarda do Cais do Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande, RS.

A cortina, que tem por objetivo conter o aterro do retroporto cuja área é destinada a movimentação e estocagem de contêineres, será executada em elementos pré-moldados com armadura longitudinal protendida.

Pelo perfil longitudinal ao longo do plano médio da cortina, estabelecemos no nosso projeto um comprimento único de 18,50m para o pré-moldado e admitimos para o nível de assentamento do pé da estaca-prancha a cota -15,00m.

Para o cálculo dos empuxos a sobrecarga atuante no pátio do retroporto será considerada de $40,0\text{kN/m}^2$, de acordo com o documento ‘Critério e Parâmetros de Projeto’.

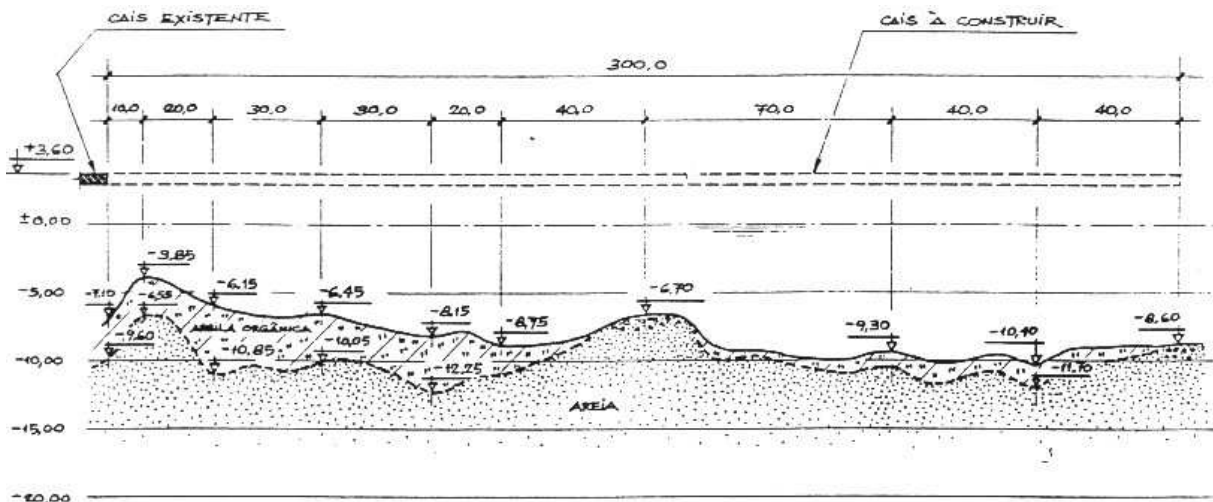


Figura 3.1 – Perfil longitudinal do terreno no plano médio das estacas-prancha

Sendo assim, os modelos apresentados neste trabalho procuram seguir aqueles encontrados na memória de cálculo utilizada em 1993 para o projeto realizado. Além de ser feita uma verificação dos cálculos realizados procura-se utilizar o documento para efeito de comparação com os resultados obtidos via Método dos Elementos Finitos (MEF), que é utilizado.

Os cálculos contidos neste projeto foram feitos com o auxílio de planilhas eletrônicas, o que trouxe uma simplificação muito grande nas correções dos resultados. Desta forma se tornou ágil e menos trabalhoso conseguir chegar a um resultado consistente.

3.1 Softwares Utilizados

No projeto anterior, o primeiro passo foi o cálculo dos empuxos atuantes na cortina de estaca-prancha. Os empuxos foram calculados de forma convencional, pela teoria de Coulomb e, a partir destes empuxos, pôde ser conseguido os diagramas de momento fletor e esforço cortante através da utilização de um software estrutural bastante similar ao SALT (UFRJ), onde tiveram que ser feitas algumas considerações. Tais considerações são baseadas tanto nas teorias de dimensionamento de cortinas de estaca-prancha, como nas de aplicações de cargas em estruturas. Como os empuxos atuantes foram longitudinais, a estaca pôde ser considerada como uma viga, onde os momentos seriam as cargas distribuídas de forma vertical, podendo assim ser aplicado ao software estrutural.

No presente trabalho, foi utilizado o software PLAXIS, que é um programa de elementos finitos específico para análises de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. Este programa começou a ser desenvolvido em 1987 na Universidade Técnica de Delf (Holanda), e desde então tem sido atualizado de forma a torná-lo apropriado para resolução dos mais variados problemas envolvendo obras geotécnicas. Baseado nas leis constitutivas e na teoria do contínuo, o solo é considerado como um material contínuo e com critério de ruptura de Mohr Coulomb. As principais vantagens que justificam a opção por este software está no fato de que pode ser inserido um modelo matemático capaz de representar adequadamente as camadas do solo, estruturas, estágios construtivos, cargas e condições de contorno. Outra vantagem é que estruturas esbeltas, como estacas, podem ser modeladas utilizando elementos estruturais de placa/viga, permitindo a deflexão em uma viga ou estaca devido ao cisalhamento e flexão.

Depois de definido o modelo matemático, a malha de elementos finitos é gerada automaticamente, com elementos triangulares de 6 a 15 nós, tendo opções que possibilitam o refinamento global e local, como pode ser visto na Figura 3.2b. Neste trabalho foram utilizados elementos de 15 nós.

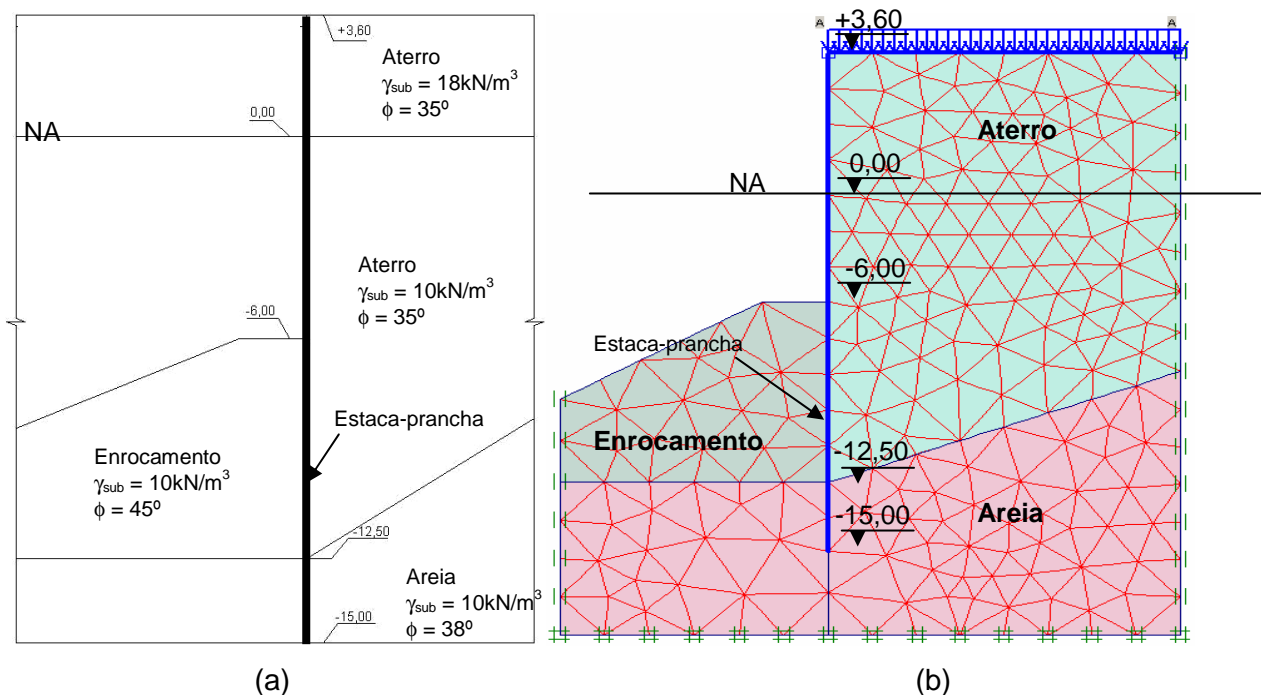


Figura 3.2 – Modelo matemático em fase definitiva: (a) projeto original e (b) PLAXIS.

Foi utilizado, também, um software comum de planilha eletrônica capaz de realizar equações e cálculos, para realizar os cálculos das perdas e verificação a flexão da estaca, sendo que em projeto anterior estes mesmos cálculos foram realizados de maneira convencional. Através do uso deste software ganhou-se tempo, precisão e maior segurança nos cálculos, visto que a possibilidade de correção dos resultados se tornou bem mais rápida.

3.2 Análise na Fase Construtiva

Para se obtenção dos resultados nesta fase, foi considerado a situação mais crítica, onde:

- o enrocamento será executado até sua cota final (-6,00) antes da execução do aterro, após a dragagem da argila mole da retaguarda;
- as estacas-prancha já terão um apoio superior quando da execução do enrocamento.

Os parâmetros dos maciços utilizados nesta fase são demonstrados na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Parâmetros dos maciços utilizados em projeto na fase construtiva (em graus).		
Parâmetros	Enrocamento	Areia
Ângulo de atrito (ϕ)	45,0	38,0
Peso específico do solo saturado (γ_{sat})	20,0 (10,0)*	20,0 (10,0)*
Ângulo de contato entre solo e estaca (δ)	20,0	25,0
Ângulo de inclinação do talude (β)	21,8	20,0
Ângulo de inclinação da estaca (α)	90,0	90,0

* Valores entre parênteses equivalem ao peso específico submerso.

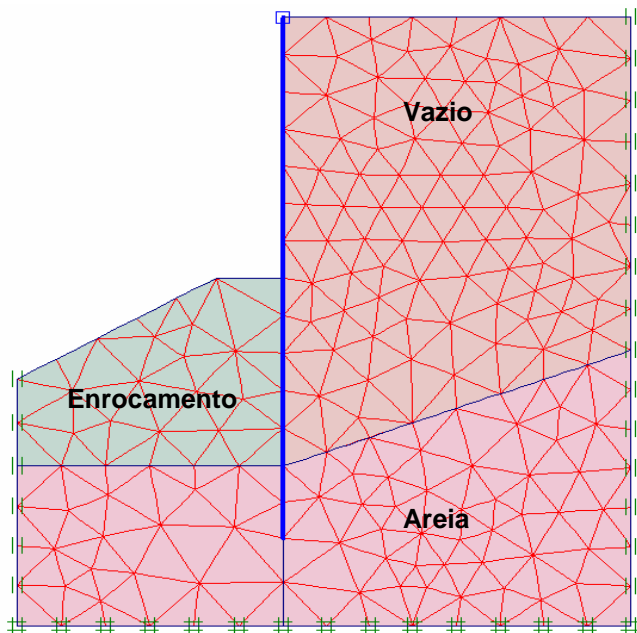


Figura 3.3 – Modelo matemático (PLAXIS) na fase construtiva

Os resultados do diagrama de momento fletor e de esforço cortante se encontram na Figura 3.4.

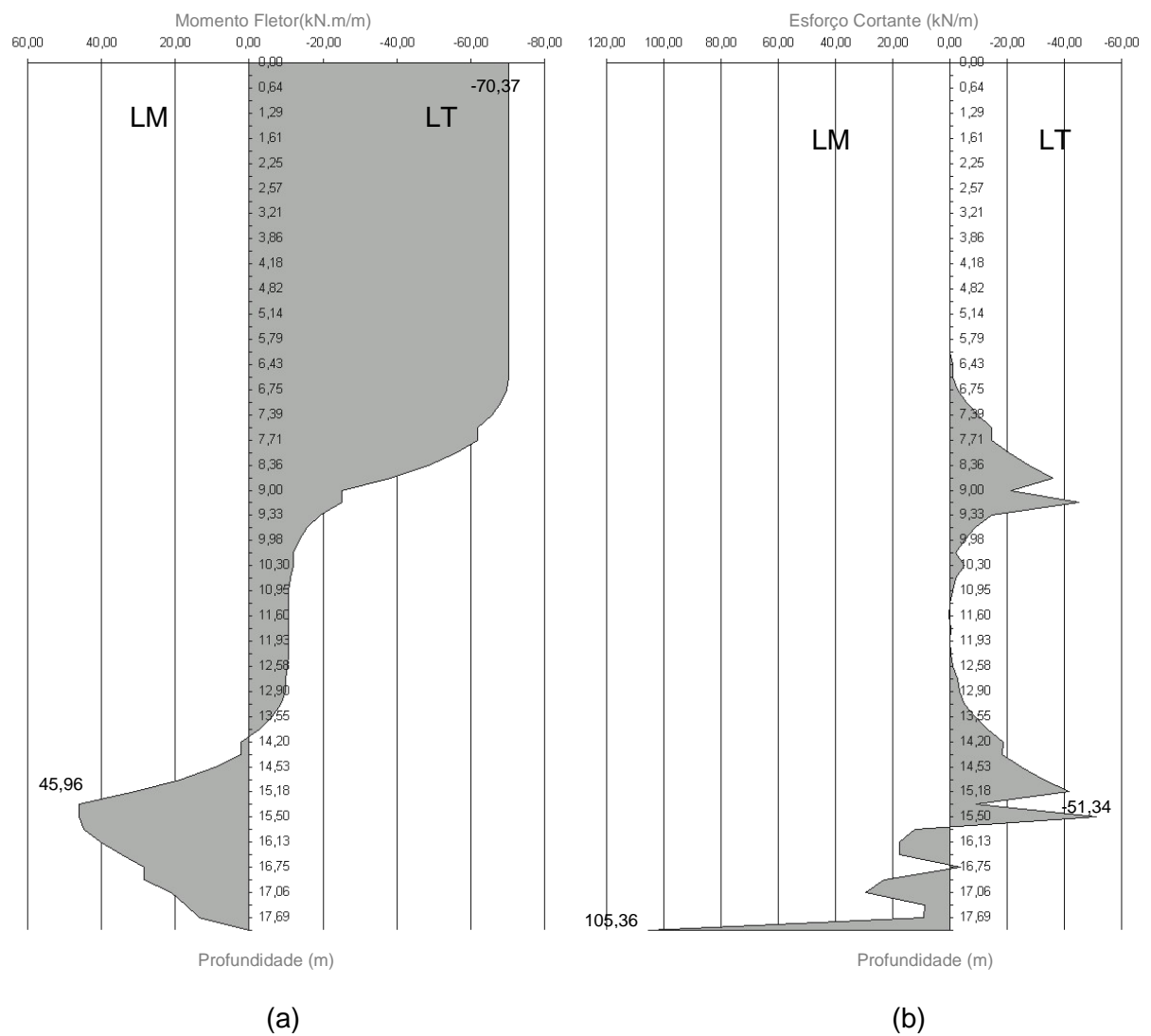


Figura 3.4 – Diagrama de momento fletor (a) e esforço cortante (b) na fase construtiva.

Análise de deformação plana considerando um (1,0) metro de estaca.

3.3 Análise na Fase Definitiva

Esta é a fase quando a obra está terminada. As considerações feitas em análise na fase definitiva dos solos são demonstrados na tabela 3.2.

Ta			
Parâmetros	Enrocamento	Aterro	Areia
Ângulo de atrito (ϕ)	45,0	35,0	38,0
Peso específico do solo saturado (γ_{sat})	20,0 (10,0)*	20,0 (10,0)*	20,0 (10,0)*
Ângulo de contato entre solo e estaca (δ)	20,0	23,0	25,0 </td
Ângulo de inclinação do talude (β)	21,8	0,0	20,0
Ângulo de inclinação da estaca (α)	90,0	90,0	90,0

Valores entre parênteses equivalem ao peso específico submerso.

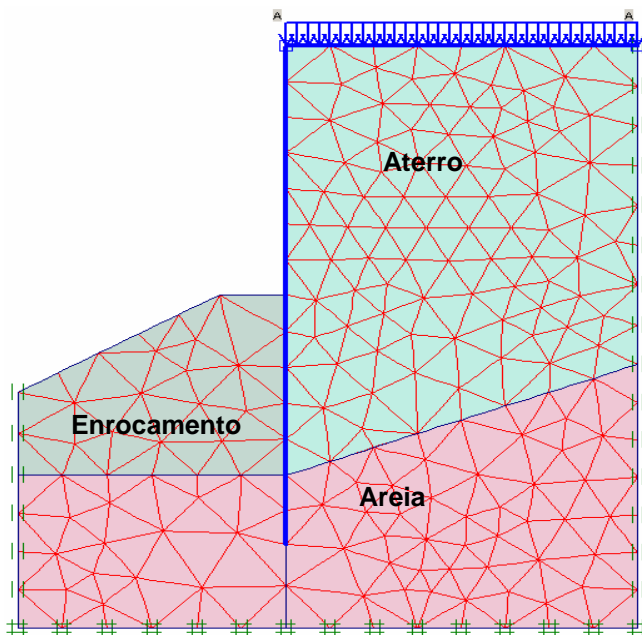


Figura 3.5 – Modelo matemático (PLAXIS) na fase definitiva.

Desta forma pode-se colocar a estaca e os maciços onde esta foi cravada, de forma que se consegue uma simulação do trabalho entre os solos e a estaca. Os resultados são mostrados diretamente no programa, desde o diagrama de momento fletor, como o de esforço cortante, como pode ser visto na Figura 3.6.

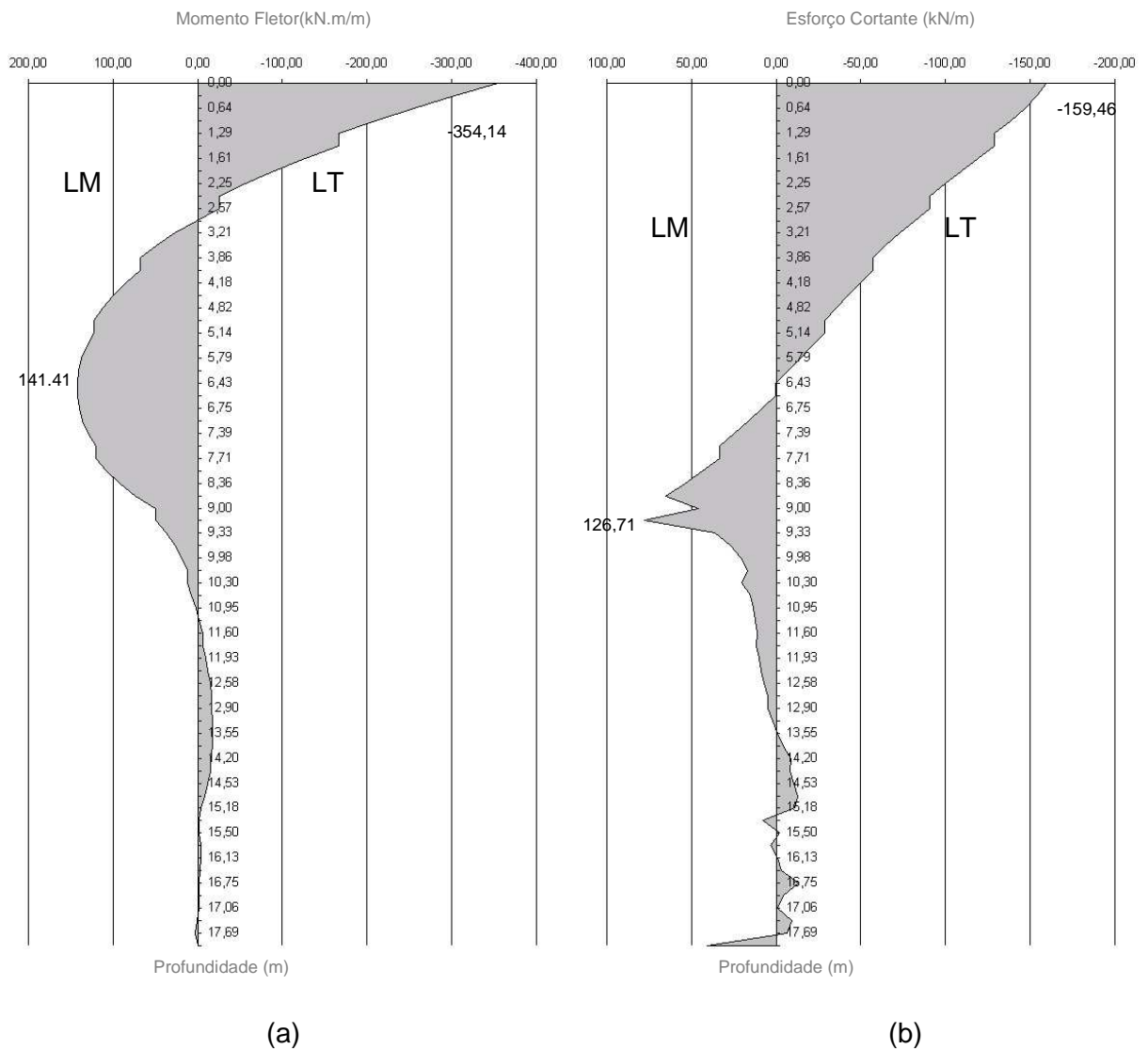


Figura 3.6 – Diagrama de momento fletor (a) e esforço cortante (b) na fase definitiva.

Todos esforços obtidos foram para um (1,0) metro de estaca.

3.4 Crítica aos Parâmetros Utilizados

Na análise em projeto anterior, os valores referentes aos parâmetros do solo (Tabela 3.1 e 3.2) fogem da realidade. Como, na memória de cálculo que foi utilizada como referência não continha o modo como os valores destes parâmetros foram obtidos, foi decidido adotar os mesmos valores para nosso trabalho, para que não se fugisse a um dos objetivos, que é a validação do MEF.

3.5 Verificação da Estaca-Prancha

A estaca utilizada em projeto é pré-moldada em concreto protendido, usando cordoalhas de sete fios de baixa relaxação, e suas dimensões são mostradas na Figura 3.7, onde LT e LM são Lado da Terra e Lado do Mar, respectivamente, podendo ainda ser visto a distribuição do aço realizada em projeto anterior.

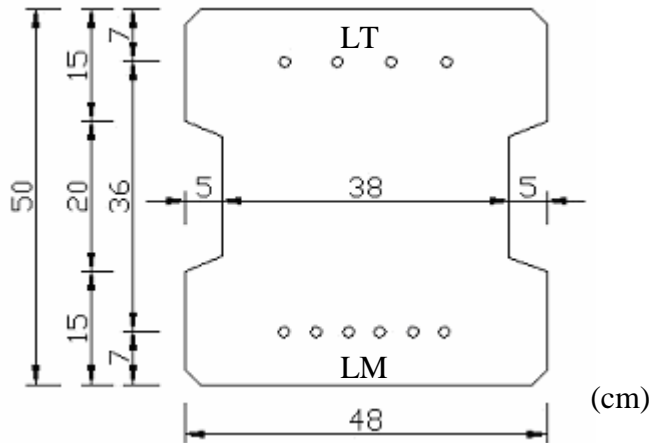


Figura 3.7 – Seção transversal típica da estaca-prancha.

Tabela 3.3 – Considerações e parâmetros utilizados em projeto.

Concreto:	f_{ck}	30	MPa
Concreto na protensão para $t=t_0$:	f_{ck0}	20	MPa
Seção Transversal da estaca:	Área (A_c)	0,2232	m^2
	Perímetro (u_{ar})	2,05	m
	W	0,01972	m^3
	I	0,00493	m^4
Comprimento para Fabricação:	L	18,5	m
Cobrimento Mínimo das Armaduras	c	5,0	cm

3.5.1 Cálculo das perdas

Com o artifício da protensão vem a necessidade da realização dos cálculos das perdas de protensão nos cabos. Todos estes cálculos foram realizados segundo a NBR

6118/2003. Procurou-se aqui colocar de maneira clara a seqüência seguida para cálculo de tais perdas.

O aço escolhido foi o CP-190 RB 12,7, ou seja, a cordoalha utilizada tem seu diâmetro pré-definido, como pode ser visto na tabela 3.4:

Tabela 3.4 – Características das cordoalhas de sete fios com baixa relaxação – RB (Pfeil, 1980)						
Categoria CP – 190 RB						
Designação	Diâmetro nominal	Tolerância no diâmetro	Área nominal do aço	Massa nominal (1000 m)	Carga de ruptura mín. especificada	Carga mínima a 1% de alongam.
	mm pol	mm	mm ²	kg	kN	kN
CP-190 RB 9,5	9,5 3/8	± 0,3	54,8	432	1043	939
CP-190 RB 11,0	11,0 7/16		74,2	582	1406	1265
CP-190 RB 12,7	12,7 1/2		98,7	775	1873	1686
CP-190 RB 15,2	15,2 0,6		140,0	1102	2658	2392

A quantidade de aço adotada para cada lado da estaca (LT e LM) assim como outros parâmetros definidos são mostrados na tabela 3.5:

Tabela 3.5 – Considerações e parâmetros utilizados na Cordoalha de aço CP-190 RB.	
Módulo de elasticidade do aço (E_p)	210000 MPa
Resistência característica à tração (f_{ptk})	1900 MPa
Resistência característica de escoamento convencional (f_{pyk})	1710 MPa
Cordoalhas no lado da terra (A_p^{LT})	4 ϕ 12,7
Cordoalhas no lado do mar (A_p^{LM})	6 ϕ 12,7

Sendo a armadura pré-tracionada e de baixa relaxação, a tensão inicial da armadura de protensão (σ_{p0}) deve respeitar, tanto por ocasião da operação de protensão como ao final da operação, os limites: $0,77f_{ptk}$ e $0,85f_{pyk}$, segundo NBR 6118/2003. Assim:

$$\sigma_{p0} \leq \begin{cases} 0,77 \times 1900 \text{ MPa} = 1463 \text{ MPa} \\ 0,85 \times 1710 \text{ MPa} = 1453 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Adotado } \sigma_{p0} = 1450 \text{ MPa}$$

Logo após foi determinado o Módulo de Elasticidade (E_c) do concreto:

$$E_c = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.1)$$

– Para o tempo t_0 ($f_{ck} = 20\text{MPa}$):

$$E_{ct0} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{20} = 21287,4\text{MPa}$$

– Para $t = 28$ dias ($f_{ck} = 30\text{MPa}$):

$$E_{c28} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{30} = 26071,6\text{MPa}$$

Onde,

E – módulo de elasticidade;

f_{ck} – resistência característica do concreto.

Perdas Imediatas

Para o cálculo do esforço normal (N) nos cabos, de posse da tensão, do número de cabos e da área, utilizou-se a eq. 3.2:

$$N = (e_{LM} + e_{LT}) \sigma_{pi} \cdot A \quad (3.2)$$

$$N = (4+6) \cdot 1450 \times 10^3 \text{KPa} \cdot 0,987 \times 10^{-4} \text{m} = 1431,15 \text{kN}$$

Onde,

e_{LM} – número de cabos no lado do mar;

e_{LT} – número de cabos no lado da terra;

σ_{pi} – tensão inicial nos cabos;

N – esforço normal nos cabos;

A – área da seção transversal de aço;

Pela existência de mais cabos num dos lados da estaca há a presença de um momento em relação ao centro de gravidade da estaca, e este é definido pela eq. 3.3:

$$M = (e_{LM} - e_{LT}) \sigma_{pi} \cdot A_s \cdot d_g \quad (3.3)$$

$$M = (6-4) \cdot 1450 \times 10^3 \cdot 0,987 \times 10^{-4} \cdot 0,18 = 51,52 \text{kN.m}$$

Onde,

M – momento;

d_g – distância ao centro de gravidade.

Após o cálculo da tensão normal e do momento fletor, o seguinte passo foi calcular as tensões nas fibras externas do concreto, causado por estes esforços. Tais tensões devem ser menores do que um valor máximo admissível, que está definido pela Eq. 3.4:

$$\sigma_{\max} = f_{cd} \quad (3.4)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{20}{1,4} \text{MPa} = 14,3 \text{MPa} \text{ (para tempo inicial } t_0)$$

Onde,

σ_{\max} – tensão máxima admissível no concreto;

f_{cd} – tensão de cálculo do concreto, neste caso para o instante t_0 .

Depois de definida a tensão admissível, calcula-se as tensões nas fibras externas, segundo a Eq. 3.5:

$$\sigma_{\text{ext}} = \frac{N}{Ac} \pm \frac{M}{W} \quad (3.5)$$

$$\sigma_{\text{ext}} = \frac{1431,15}{0,2232} \pm \frac{51,52}{0,01972} \rightarrow \begin{cases} \sigma_c^{\text{LT}} = 3,80 \text{MPa} \\ \sigma_c^{\text{LM}} = 9,03 \text{MPa} \end{cases}$$

E para o cálculo das tensões no centro de gravidade dos cabos, a Eq. 3.6 é:

$$\sigma_{c,p0} = \frac{N}{Ac} \pm \frac{M}{I} \cdot d \quad (3.6)$$

$$\sigma_{c,p0} = \frac{1431,15}{0,2232} \pm \frac{51,52}{0,00493} \cdot 0,18 \rightarrow \begin{cases} \sigma_{c,p0}^{\text{LT}} = 4,53 \text{MPa} \\ \sigma_{c,p0}^{\text{LM}} = 8,29 \text{MPa} \end{cases}$$

Onde,

σ_{ext} – tensão nas fibras externas da estaca;

σ_{cg} – tensão no centro de gravidade dos cabos;

N – esforço normal causado nos cabos;

Ac – área de concreto, da peça;

M – momento causado por diferença entre cabos;

W – momento de trabalho da estaca-prancha;

I – momento de Inércia da estaca-prancha.

O próximo passo foi calcular a variação de tensões imediatas causada no aço no centro de gravidade deste no tempo t_0 . Assim:

$$\alpha_{p0} = \frac{E_p}{E_{c0}} = \frac{210000 \text{MPa}}{21287 \text{MPa}} = 9,87 \quad (3.7)$$

$$\Delta\sigma_i^{\text{LT}} = -\alpha_{p0} \cdot \sigma_{c,p0}^{\text{LT}} = -9,87 \cdot 4,53 = -44,69 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_i^{\text{LM}} = -\alpha_{p0} \cdot \sigma_{c,p0}^{\text{LM}} = -9,87 \cdot 8,29 = -81,82 \text{MPa}$$

Onde,

E_p é o módulo de elasticidade do aço.

E_{c0} é o módulo de elasticidade de concreto, calculado pela Eq. 3.1.

Coeficiente de Perda por Fluência

Como descrito no Anexo A da NBR 6118/2003, a deformação por fluência do concreto (ϵ_{cc}) compõe-se de duas partes, uma rápida e outra lenta. A deformação rápida (ϵ_{cca}) é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 h após a aplicação da carga que a originou. A deformação lenta é por sua vez composta por duas outras parcelas: a deformação lenta irreversível (ϵ_{ccf}) e a deformação lenta reversível (ϵ_{ccd}).

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{cca} + \epsilon_{ccf} + \epsilon_{ccd} \quad (3.8)$$

$$\epsilon_{c,tot} = \epsilon_c + \epsilon_{cc} = \epsilon_c (1 + \varphi) \quad (3.9)$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (3.10)$$

Onde,

φ_a é o coeficiente de deformação rápida;

φ_f é o coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_d é o coeficiente de deformação lenta reversível.

O valor da fluência no instante t é dado por:

$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \epsilon_{cca} + \epsilon_{ccd} + \epsilon_{ccf} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (3.11)$$

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, válido também para a tração, é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_f \left[\beta_f(t) - \beta_f(t_0) \right] \varphi_d \beta_d \quad (3.12)$$

Onde,

t é a idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

t_0 é a idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento, em dias;

φ_a é o coeficiente de fluência rápida, determinado pela expressão:

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (3.13)$$

Onde,

$\left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right]$ é a função do crescimento da resistência do concreto com a idade.

Para chegar ao valor desta função, foi utilizado a eq. 3.14 encontrada na norma NBR 7197 (1989):

$$\frac{f_c(t)}{f_c(t_\infty)} = \frac{9t(t+42)}{(9t+40)(t+61)} \quad (3.14)$$

Assim:

$$\frac{f_c(t = 28\text{dias})}{f_c(t_\infty)} = \frac{9.28(28+42)}{(9.28+40)(28+61)} \rightarrow f_c(t_\infty) = 44,20\text{MPa}$$

Com o valor de $f_c(t_0)$ e $f_c(t_\infty)$, conseguiu-se chegar ao valor de t analiticamente:

$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} = \frac{9t_0(t_0+42)}{(9t_0+40)(t_0+61)} = \frac{20}{44,20} = 0,45$$

$t_0 = 7,5$ dias

$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_{1c} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente U , em porcentagem, e da consistência do concreto dada pela tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração								
Ambiente	Umidade U %	Fluência $\varphi_{1c}^{1)}$			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}^{2)}$			$\gamma^{4)}$
		Abatimento de acordo com a NBR NM 67						
		cm						
		0 - 4	5 - 9	10 - 15	0 - 4	5 - 9	10 - 15	
Na água	-	0,6	0,8	1,0	+1,0	+1,0	+1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	-1,0	-1,3	-1,6	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	-2,5	-3,2	-4,0	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	-4,0	-5,2	-6,5	1,0

Sendo a umidade relativa do ar (U) de 80% e o abatimento de 4,0cm, o valor de φ_{1c} é em geral 25% menor. Assim tem-se:

$$\varphi_{1c} = 0,75 \cdot (4,45 - 0,035U) = 1,24 \quad (3.15)$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (3.16)$$

h_{fic} é a espessura fictícia, em centímetros, calculada pela expressão:

$$h_{fic} = \frac{\gamma 2A_c}{u_{ar}} \quad (3.17)$$

Onde:

$u_{ar} = 2,05$ é o perímetro externo da estaca (em m);

$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$ para umidade (U) menor que 90%.

$A_c = 0,2232$ é a área da seção transversal da estaca (em m^2).

$$\gamma = 2,22$$

$$h_{fic} = \frac{2,22 \cdot 2,0 \cdot 2,2232}{2,05} = 0,48 \text{ m}$$

$$\Phi_{2c} = \frac{42 + 48}{20 + 48} = 1,32$$

$$\Phi_{f\infty} = 1,24 \cdot 1,32 = 1,64$$

$\beta_f(t)$ ou $\beta_f(t_0)$ é o coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto.

Φ_d^∞ é o valor final do coeficiente de deformação lenta reversível, que é considerado 0,4.

β_d é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível função do tempo $(t - t_0)$ decorrido após o carregamento.

Para o instante (t) de 28 dias:

$$\beta_d = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} = 0,45 \quad (3.18)$$

Para o instante (t) infinito: $\beta_d = 1,00$.

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (3.19)$$

Onde:

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113 = 320,38$$

$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23 = 912,56$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183 = 690,99$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931 = 12420,47$$

Para um tempo infinito $(t = \infty)$:

$$\beta_f(t_\infty) \approx 1,00$$

No instante t_0 :

$$\beta_f(t_0) = 0,191$$

Finalmente pode-se encontrar o valor do coeficiente de fluência $\phi(t, t_0)$, substituindo os valores calculados acima:

$$\phi(t, t_0) = 0,44 + 1,64[1,00 - 0,191] + 0,4 \cdot 1,00 = 2,16$$

Coeficiente de Perda por Retração

Entre os instante t_0 e t a retração é dada por:

$$\epsilon_{cs}(t, t_0) = \epsilon_{cs}^\infty \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (3.20)$$

Onde,

$$\varepsilon_{cs}^{\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s}$$

ε_{1s} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto e vale:

$$10^4 \cdot \varepsilon_{1s} = -6,16 - \left(\frac{U}{484} \right) + \left(\frac{U^2}{1590} \right) \text{ para abatimento de (5 a 9) cm e } U \leq 90\%.$$

Em nosso caso o abatimento é de 4 cm e a umidade de 80%, assim, há um decréscimo de 25% no valor de ε_{1s} :

$$\varepsilon_{1s} = 0,75 \cdot (-0,00023) = 1,73 \times 10^{-4}$$

ε_{2s} é o coeficiente dependente da espessura fictícia da peça:

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}} = \frac{33 + 2 \cdot 2,48}{20,8 + 3 \cdot 2,48} = 0,78$$

$$\varepsilon_{cs}^{\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} = 1,73 \times 10^{-4} \cdot 0,78 = 1,35 \times 10^{-4}$$

$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$ é o coeficiente relativo á retração, no instante t ou t_0 .

$$\beta_s^{\infty}(t) = 1,00$$

$$\beta_s(t_0) = \frac{\left(\frac{t}{100} \right)^3 + A \left(\frac{t}{100} \right)^2 + B \left(\frac{t}{100} \right)}{\left(\frac{t}{100} \right)^3 + C \left(\frac{t}{100} \right)^2 + D \left(\frac{t}{100} \right)} \quad (3.21)$$

Onde,

$$A = 40$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8 = 48,66$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7 = 36,75$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8 = 357,77$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8 = 117,39$$

h é a espessura fictícia, em metros ($0,05 \leq h \leq 1,6$), para valores de h fora deste intervalo, adotam-se os extremos correspondentes;

t é o tempo, em dias

$$\beta_s(t_0) = 0,027$$

Assim:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs}^{\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] = -1,35 \times 10^{-4} \cdot (1,00 - 0,027) = -1,31 \times 10^{-4} \quad (3.22)$$

Deformações no Concreto

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) \quad (3.23)$$

Onde,

$\varepsilon_c(t_0)$ é a deformação imediata do concreto, expressa por:

$$\varepsilon_c(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}(t_0)} = \begin{cases} \varepsilon_c(t_0)^{LT} = \frac{3,8MPa}{21287MPa} \cdot 1000 = 0,178 \text{ ‰} \\ \varepsilon_c(t_0)^{LM} = \frac{9,03MPa}{21287MPa} \cdot 1000 = 0,424 \text{ ‰} \end{cases} \quad (3.24)$$

Onde,

E_{ci} é o módulo de elasticidade do concreto no instante t_0 .

$\varepsilon_c(t)$ é a deformação do concreto por fluência, expressa por:

$$\varepsilon_{cc}(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0) \cdot \varphi(t, t_0)}{E_{c28}} = \begin{cases} \varepsilon_c(t_0)^{LT} = \frac{3,8MPa}{21287MPa} \cdot 2,16 \cdot 1000 = 0,315 \text{ ‰} \\ \varepsilon_c(t_0)^{LM} = \frac{9,03MPa}{21287MPa} \cdot 2,16 \cdot 1000 = 0,748 \text{ ‰} \end{cases} \quad (3.25)$$

$\varepsilon_{cs}(t_0) = 0,131 \text{ ‰}$ é a deformação no concreto devido à retração.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) = \begin{cases} \varepsilon_c(t)^{LT} = 0,178 + 0,315 + 0,131 = 0,624 \text{ ‰} \\ \varepsilon_c(t)^{LM} = 0,424 + 0,748 + 0,131 = 1,303 \text{ ‰} \end{cases}$$

Perda por Relaxação do Aço

$$\Psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}} \quad (3.26)$$

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ é a perda de tensão por relaxação pura desde o instante t_0 do estiramento da armadura até o instante t considerado.

$$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \cdot \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (3.27)$$

Segundo a NBR 6118/2003 a relaxação de fios e cordoalhas, após 1 000 h a 20°C (Ψ_{1000}) e para tensões variando de 0,5 f_{ptk} a 0,8 f_{ptk} , para efeito de projeto, podem ser adotados os valores de Ψ_{1000} da tabela 3.7.

Tabela 3.7 – valores de Ψ_{1000} em porcentagem.

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde:

RN é a relaxação normal;

RB é a relaxação baixa.

Em nosso caso:

$$\Psi_{1000} = 0,031.$$

Por norma, pode-se considerar que para o tempo infinito o valor de $\psi(t, t_0)$ é dado por $\psi(t, t_0) \cong 2,5 \Psi_{1000}$.

$$\Psi(t, t_0) = 2,5 \cdot 0,031 = 0,078$$

Assim:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = 0,078 \cdot 1450 = -112,4 \text{ MPa}$$

Seção 1	LT	-112,4
	LM	-112,4
Seção 2	LT	-112,4
	LM	-112,4

Perda de Tensão no Aço por Fluência, Retração e Relaxação

Segundo a NBR 6118/2003, os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração, fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas.

$$\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_c \cdot p_{0g} \cdot \varphi(t_\infty, t_0) - \sigma_{p0} \cdot X(t, t_0)}{X_p + X_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \rho_p} \quad (3.28)$$

Onde,

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{26072} = 8,05$$

$$\varphi(t_\infty, t_0) = 2,16$$

$$\chi(t, t_0) = -\ln(1 - \psi(t, t_0)) = 0,081$$

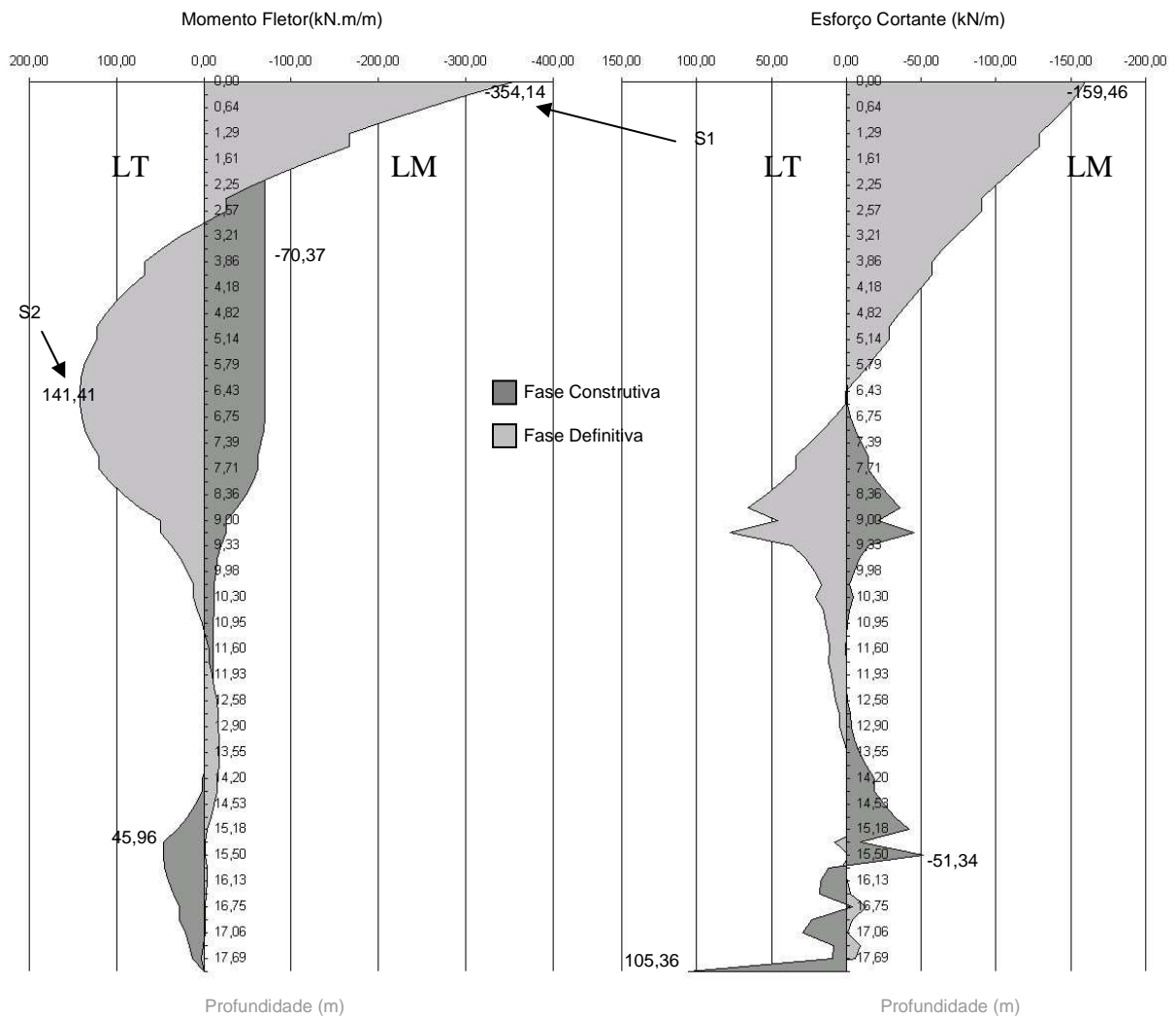
$$\chi_p = 1 + 0,5\varphi(t, t_0) = 2,08$$

$$\chi_c = 1 + \chi(t, t_0) = 1,08$$

$$\eta = 1 + (d_g^2 \cdot \frac{A_c}{I}) = 2,47$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = 4,42 \times 10^{-3}$$

Como os esforços são causados nos dois lados da estaca (lado da terra e lado do mar) definidos anteriormente, cada um desses lados têm seus esforços máximos, como pode ser visto na Figura 3.8. Sendo assim foram definidas duas seções para serem analisadas: Seção 1 (S1) e Seção 2 (S2).



(a)

(b)

Figura 3.8 – Envoltória de momento fletor (a) e esforço cortante (b) na estaca-prancha em ambas as fases.

Todos os esforços são para um metro (1,0 m) de estaca. Como a estaca analisada tem uma altura (h) de quarenta e oito centímetros (48 cm), os esforços foram calculados para este valor de altura, como mostra a tabela 3.9.

S1 (fase definitiva)	-177,07	kN.m
S2 (fase construtiva)	70,71	kN.m

$\sigma_{c,p0g} = -\sigma_{c,p0} + \sigma_{c,g}$ em megapascal e considerado positivo se de compressão.

$\sigma_{c,g}$ é a tensão causada no centro de gravidade dos cabos, em ambos os lados (lado da terra e lado do mar) pelos esforços atuantes e seu valor é:

$$\sigma_{c,g} = \frac{Ms}{I} . d_g \text{ os resultados se encontram na tabela 3.10}$$

Tabela 3.10 – valores das tensões $\sigma_{c,g}$ (MPa).		
Seção 1	LT	-6,47
	LM	6,47
Seção 2	LT	2,58
	LM	-2,58

Tabela 3.11 – valores das tensões $\sigma_{c,p0g}$ (MPa).		
Seção 1	LT	-1,94
	LM	14,76
Seção 2	LT	7,11
	LM	5,71

Com estes valores, pode-se chegar ao valor de $\Delta\sigma_p(t,t_0)$, cuja equação foi definida anteriormente, como mostra a tabela 3.12.

Tabela 3.12 – valores das tensões $\Delta\sigma_p(t,t_0)$ (MPa).		
Seção 1	LT	-50,95
	LM	-184,54
Seção 2	LT	-123,35
	LM	-112,14

Tabela 3.13 – Somatório das perdas (MPa).					
Seção	Estaca	Perdas Imediatas	Perda em Combinação*	Perda por Relaxação	Total
1	LT	-44,69	-50,95	-112,4	-208,01
	LM	-81,82	-184,54	-112,4	-378,73
2	LT	-44,69	-123,35	-112,4	-280,41
	LM	-81,82	-112,14	-112,4	-306,33

* perdas combinadas: fluência, retração e relaxação.

Após o cálculo das perdas, é feito o somatório destas e reduzido da tensão inicial de protensão, obtendo-se assim a tensão real nos cabos de protensão (Tabela 3.14).

Tabela 3.14 – Tensões finais nos cabos de cada seção no instante t_{∞} .		
Seção	Tensão	Valor (MPa)
S1	σ_{pmin}^{LT}	1221,19
	σ_{pmin}^{LM}	1033,40
S2	σ_{pmin}^{LT}	1141,54
	σ_{pmin}^{LM}	1113,04

Com estas tensões em cada seção e lado da estaca, se encontra o valor das tensões finais nas fibras externas do concreto, seguindo o mesmo procedimento pelo qual foram calculadas as perdas imediatas. Ou seja, de posse das tensões finais, encontrou-se a força (F) que estas causam em cada lado das seções analisadas da estaca (tabela 3.15). Depois, pelo somatório destas forças, foi encontrado o esforço normal (N) e o momento (M) causado pelas tensões nos cabos no centro da estaca em cada seção (tabela 3.16). Finalmente foi conseguido chegar as tensões finais nas fibras externas (tabela 3.17).

Tabela 3.15 – Resultado final da força nos cabos de cada seção analisada na estaca.		
Seção	Força	Valor (kN)
S1	F^{LT}	482,12
	F^{LM}	611,98
S2	F^{LT}	450,68
	F^{LM}	659,14

Tabela 3.16 – Esforço normal e momento na estaca prancha			
Seção	Esforço	Valor	Unid.
S1	N	1094,10	kN
	M	23,37	kN.m
S2	N	1109,82	kN
	M	37,52	kN.m

Tabela 3.17 – Tensões finais de protensão nas fibras externas do concreto.		
Seção	Tensão	Valor (MPa)
S1	σ_p^{LT}	3,72
	σ_p^{LM}	6,09
S2	σ_p^{LT}	3,07
	σ_p^{LM}	6,88

Para Finalizar, falta apenas calcular as tensões causadas pelos esforços nas fibras externas da estaca. Seu valor foi conseguido utilizando a equação:

$$\sigma_g = \frac{M}{W}$$

E os resultados se encontram na tabela 3.18.

Seção	Tensão	Valor (MPa)
S1	σ_g^{LT}	-8,98
	σ_g^{LM}	8,98
S2	σ_g^{LT}	3,59
	σ_g^{LM}	-3,59

O resultado final é o somatório das tensões causadas nas fibras externas do concreto baseado nas perdas e tensão de protensão, como mostra a tabela 3.19.

Seção	S1		S2	
	LT	LM	LT	LM
Estaca				
Protensão	3,72	6,09	3,07	6,88
Fase Def.	-8,98	8,98	3,59	-3,59
Soma	-5,27	15,07	6,66	3,29

A tensão máxima de compressão nas fibras externas do concreto está dada pela tabela 3.20, onde, por conveniência do mais desfavorável, só ocorreu as perdas imediatas.

Seção	S1		S2	
	LT	LM	LT	LM
Estaca				
Protensão	3,80	9,03	3,80	9,03
Fase Def.	-8,98	8,98	3,59	-3,59
Soma	-5,18	18,01	7,39	5,44

Foi considerado o estado limite de fissuração $\sigma_{ct} < f_{cpt,inf}$. As equações para chegar a estes valores são:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (3.29)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 21,43 \text{ Mpa}$$

$$f_{ct,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$$

No caso de protensão, segundo a NBR 6118/2003, esta tensão de tração não pode ser maior do que:

$$f_{ct,p} = 1,2 \cdot f_{ct,inf} \quad (3.30)$$

Onde,

$f_{ct,inf}$ – valor inferior característico da resistência à tração do concreto;

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto;

$f_{ct,p}$ – valor da resistência característica à tração no concreto protendido;

Os resultados são mostrados na tabela abaixo:

Tabela 3.21 – Resistências no concreto, tração e compressão (MPa).	
Instante	t_{∞}
$f_{ct,m}$	2,90
$f_{ctk,inf}$	2,03
$f_{ctk,sup}$	3,77
$f_{ct,p}$	2,43
f_{cd}	21,43

Tabela 3.22 – Comparação das tensões máximas resistentes e atuantes no concreto.		
	Resistência (MPa)	Tensões Máximas atuantes nas Fibras Externas (MPa)
Compressão	21,43	18,01
Tração	2,43	5,27

Diante dos resultados obtidos, nota-se que as tensões de tração atuantes nas fibras externas do concreto são maiores do que a resistência, ou seja, deixa de atender a uma exigência da norma, referente ao estado limite de fissuração.

3.6 Considerações nos Cálculos do Projeto Anterior

Na memória da cálculo realizada em projeto anterior, existem pequenos e grandes detalhes que não se pode deixar de comentar, procurando fazer uma comparação com os resultados obtidos por este trabalho. Uma das diferenças um tanto quanto sutis mas relevante é com relação à norma utilizada nos dois projetos. Neste trabalho foi utilizada a NBR 6118/2003, que é a mais atualizada até o presente momento. Naquele ano em que o projeto anterior foi realizado, foi utilizada a NBR 6118/1978, que não continha a parte de protensão. Esta última pertencia a norma NBR 7197/1989.

Momentos atuantes na Estaca

É de suma importância esboçar os gráficos obtidos nos dois projetos realizados, como forma de comparação, visto que assim pode-se ter uma dimensão do quanto um ou outro método está próximo. A Figura 3.9 esboça os gráficos dos esforços na estaca, interpretados em projeto anterior e neste projeto (PLAXIS).

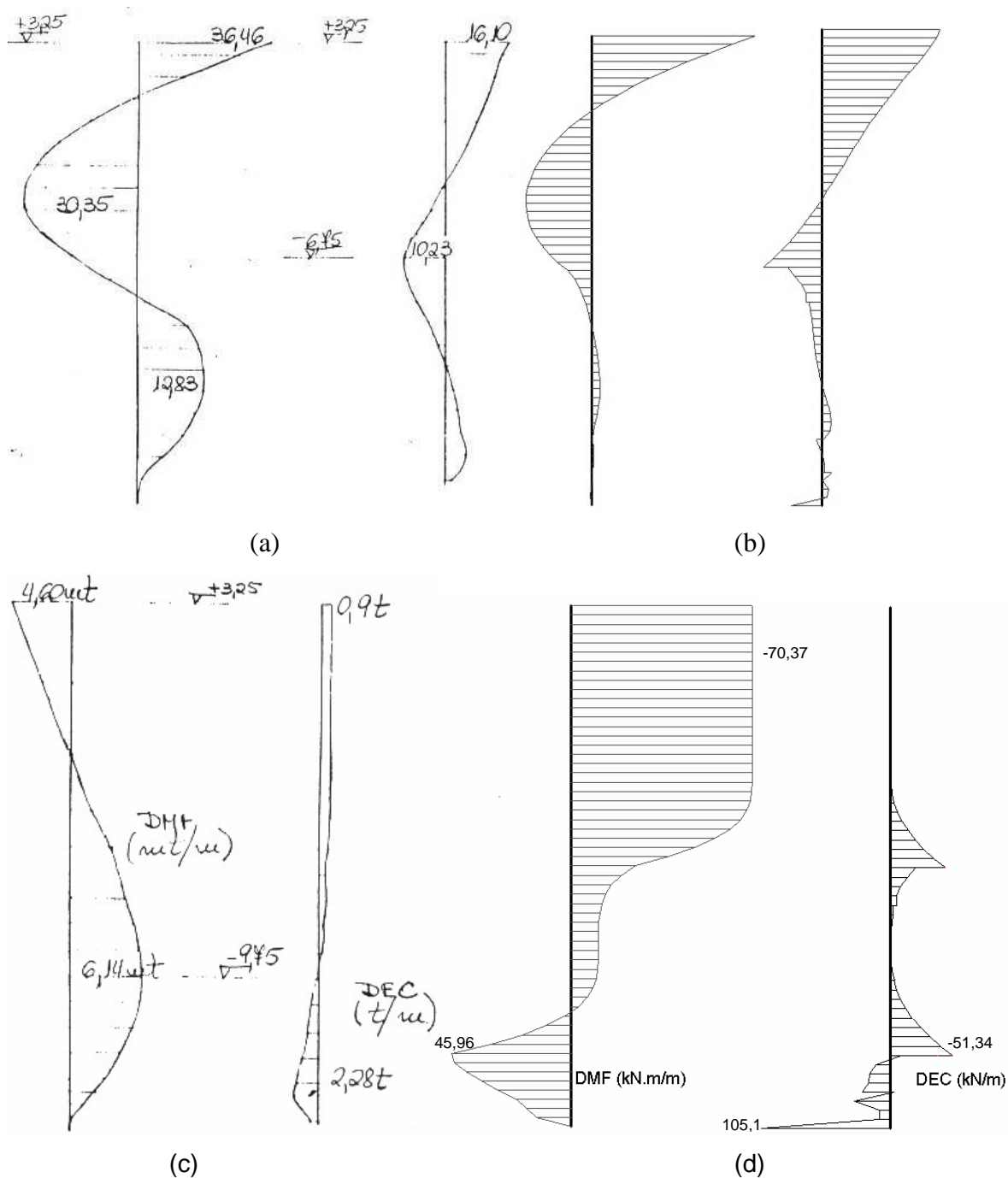


Figura 3.9 – Gráfico de momento fletor e esforço cortante na fase construtiva: (a) e (c) projeto anterior e (b) e (d) PLAXIS.

Comparando os diagramas de momento fletor dos dois projetos, nota-se que não há semelhança nenhuma no diagrama de momento fletor na fase construtiva. Em virtude desta falta de semelhança, dúvidas no modelo matemático que foi utilizado no presente projeto começaram a surgir. Depois de algumas tentativas, retornou-se ao mesmo modelo matemático anterior, pois os diagramas de momento fletor na fase definitiva, no presente trabalho e projeto anterior, estavam bastante semelhantes entre si.

O fato é que os diagramas de momento fletor e esforço cortante encontrados na memória de cálculo do projeto anterior foram obtidos através de um software estrutural, semelhante ao SALT (UFRJ). Os resultados deste são mostrados na Figura 3.10 e o modelo matemático que foi utilizado pelo programa estrutural para obtenção dos esforços atuantes na estaca é mostrado na Figura 3.11.

Carregamento 3 : EMPUXO TOTAL

Esforços de Extremidade das Barras no Referencial Local

Barra	Rx	Ry	Mz
1	17.0976	-0.0000	36.4599
2	-0.0000	-16.1076	-36.4599
3	-0.0000	-14.5376	-20.3523
4	-0.0000	-12.5276	-5.0147
5	-0.0000	-10.0076	6.7128
6	-0.0000	-7.3976	16.0004
7	0.0000	-4.5276	24.1900
8	0.0000	-1.6276	28.7256
9	0.0000	1.5024	30.3531
10	0.0000	4.9724	28.7707
11	0.0000	8.5324	23.7903
12	0.0000	10.2332	15.2659
13	0.0000	9.0485	5.0327
14	0.0000	6.2418	-4.0158
15	0.0000	2.5741	-10.2577
16	0.0000	-1.4038	-12.8318
17	0.0000	-5.3309	-11.4200
18	0.0000	-4.2612	-6.0090
19	0.0000	-1.8278	-1.8278

(a)

Carregamento 1 : EMPUXO DE TERRA

Esforços de Extremidade das Barras no Referencial Local

Barra	Rx	Ry	Mz
1	0.9172	-0.0000	4.6011
2	-0.0000	-0.9172	-4.6011
3	-0.0000	-0.8072	4.5708
4	-0.0000	-0.5672	5.3780
5	-0.0000	-0.1972	5.9452
6	-0.0000	0.3128	6.1424
7	-0.0000	0.9628	5.8296
8	-0.0000	1.7428	4.8668
9	-0.0000	2.2707	3.1240
10	-0.0000	2.0004	1.9846
11	-0.0000	1.3000	0.9844
12	-0.0000	0.6000	0.3040

(b)

Figura 3.10 – Resultados obtidos em projeto anterior: (a) fase definitiva e (b) fase construtiva.

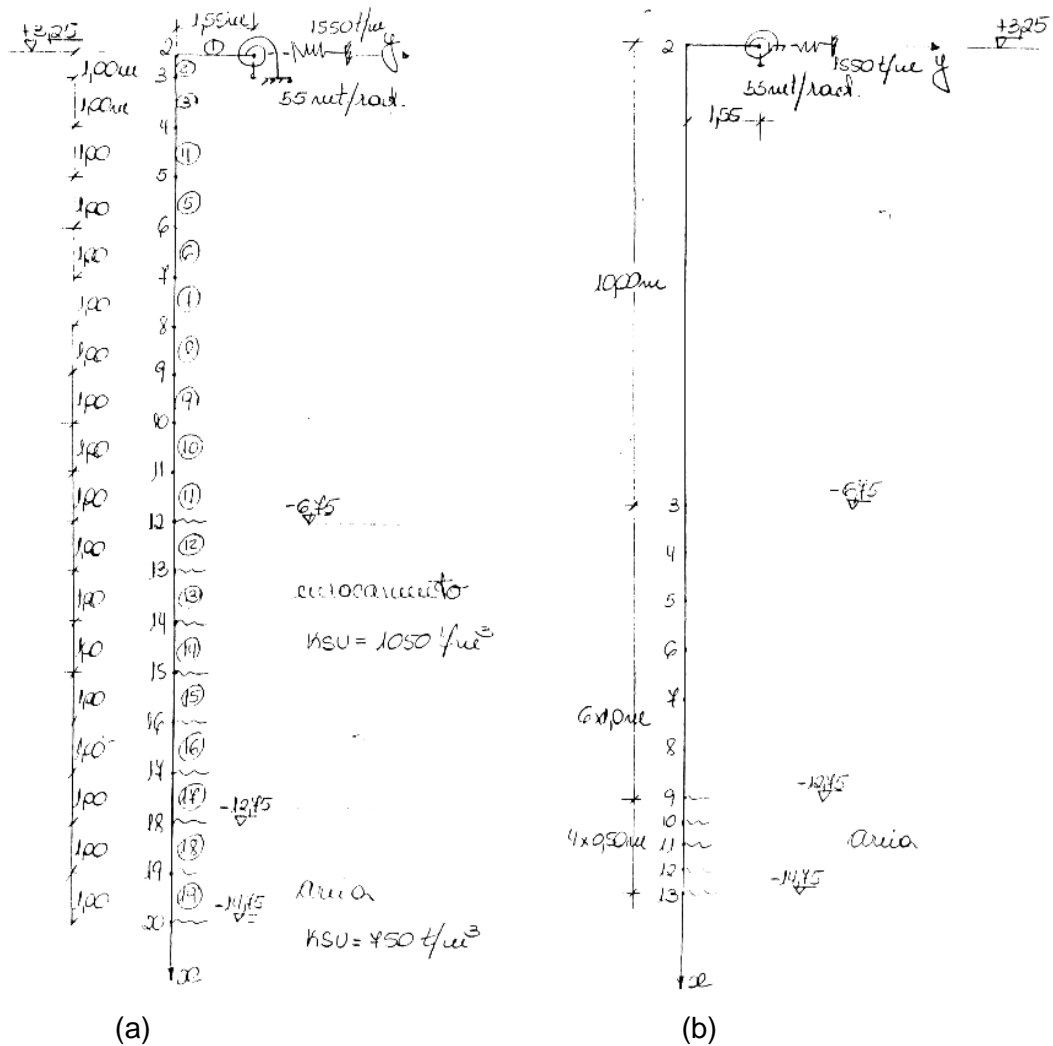


Figura 3.11 – Modelo matemático utilizado em projeto anterior: (a) fase definitiva e (b) fase construtiva.

Foi realizada uma nova interpretação dos resultados encontrados na Fig. 3.10b, pois foi constatado um possível erro de interpretação. Desta forma foi construído um novo diagrama de momento fletor na fase construtiva para o projeto anterior, que pode ser visto na Figura 3.12a. Tal diagrama se mostram semelhante àquele encontrado no PLAXIS.

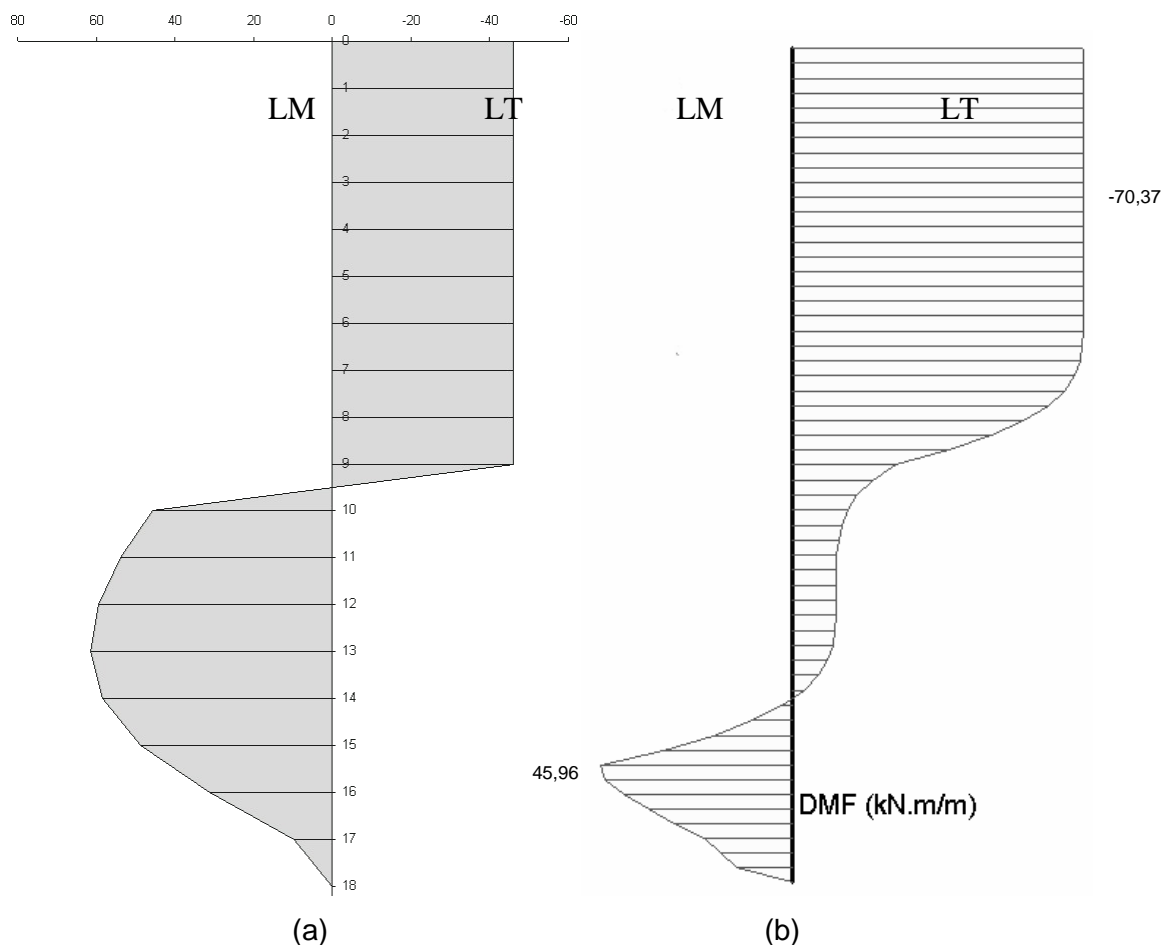


Figura 3.12 – Diagrama de momento fletor na fase construtiva: (a) interpretação dos resultados anteriores e (b) interpretação PLAXIS.

Seções Definidas em Projeto Anterior

Outro detalhe é que no projeto anterior foram definidas três seções (Figura 3.13). A primeira seção (S1) foi desconsiderada na verificação, pois segundo descrito na memória de cálculo do projeto anterior: “Dimensionamento como concreto armado tendo em vista a ausência de protensão na ligação da estaca-prancha com a laje”.

Esta consideração foi discutida e chegou-se à conclusão que não deve ser desconsiderada a afirmação do projeto anterior, visto que esta é a seção mais crítica, ou seja, a que deve ser considerada para efeito de cálculo. No presente trabalho a seção S1 foi considerada.

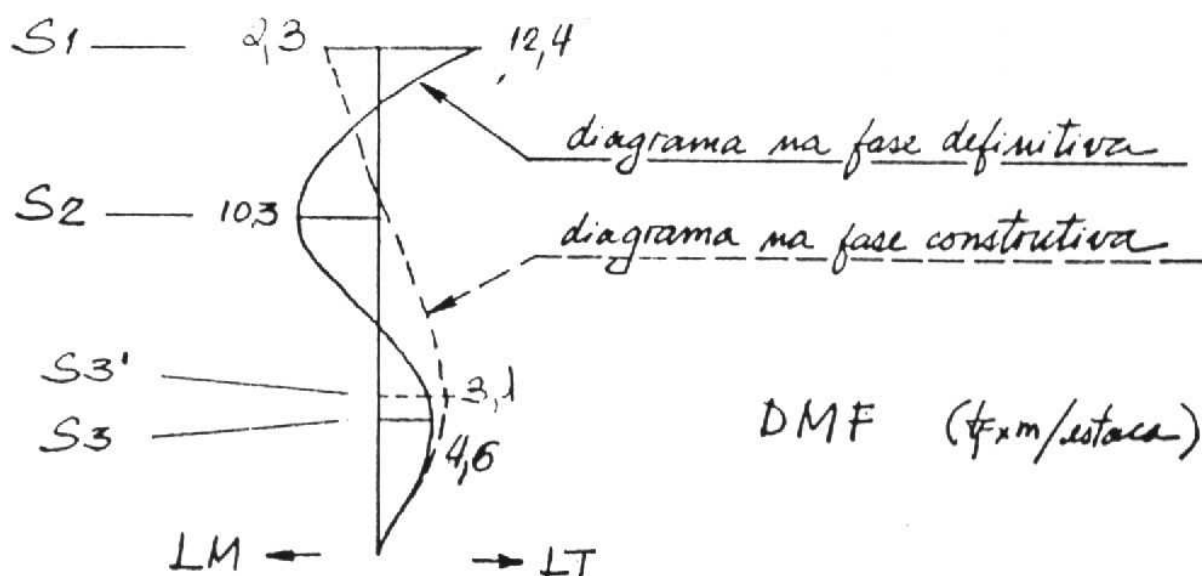


Figura 3.13 – Envoltória de momento fletor com a definição das seções do projeto anterior.

3.7 Estaca a ser Utilizada

Em virtude dos resultados obtidos, que se mostraram insatisfatório ao estado limite de fissuração encontrado na NBR 6118/2003, procurou-se por em prática uma nova solução para a estaca-prancha a ser utilizada. Como foi utilizado um software de planilha eletrônica para os cálculos das perdas, os resultados puderam ser obtidos de maneira rápida, bastando apenas trocar nas planilhas algum dado que pudesse melhorar o resultado obtido. Tais dados poderiam ser, por exemplo: a resistência característica do concreto, a quantidade de cabos utilizados, etc.

Tendo em vista buscar a melhor solução, que possivelmente seria a mais econômica e viável, a idéia obtida foi de trocar a quantidade de cabos de ambos os lados, ou seja, seria como virar a estaca, que antes estava definida com seis cabos para o lado do mar e quatro cabos para o lado da terra. Esta idéia surgiu por causa da facilidade que a ferramenta de planilha eletrônica trouxe em conseguir resultados rápidos. Assim, o resultado obtido foi surpreendente e inesperado, mas conclusivo, como pode ser visto na tabela 3.23.

Tabela 3.23 – Resumo das tensões nas fibras externas do concreto (MPa).				
Seção	S1		S2	
	LT	LM	LT	LM
Protensão	7,21	2,79	6,43	3,44
Fase Def.	-8,98	8,98	3,59	-3,59
Soma	-1,77	11,77	10,01	-0,15

Sendo que a tensão máxima de compressão atuante na fibra externa de concreto chegou ao valor de 12,78MPa, que ocorreu nas perdas imediatas.

Comparando as tensões máximas atuantes com as resistências (Tabela 3.21), esta solução se tornou bastante viável. A estaca a ser utilizada pode ser vista na Figura 3.14.

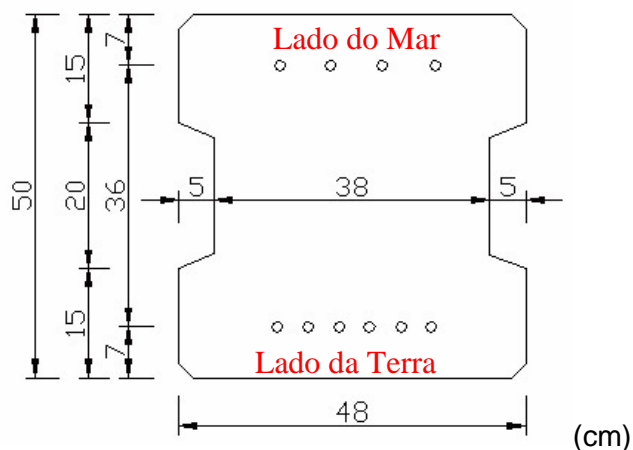


Figura 3.14 – Modelo de seção transversal da estaca-prancha a ser utilizada no projeto.

3.8 Verificação à Ruptura por Flexão

Após a verificação das tensões máximas de compressão e tração, torna-se necessário verificar a estaca à ruptura por flexão, tendo em vista os esforços causados pelo empuxo de terra em cada seção e os esforços causados pela tensão de protensão. Assim como anteriormente, as seções a serem verificadas são: seção 1 (S1) e seção 2 (S2), onde a primeira comprime o lado da terra e a segunda comprime o lado da mar.

O objetivo é saber onde se encontra o ponto neutro, ou seja, o ponto de equilíbrio da estaca. Quando uma peça sofre ação de cargas, existe um ponto onde estes esforços se anulam. Este local é chamado de linha neutra. A distância da fibra mais externa da peça ao ponto neutro é o valor que deve ser encontrado.

Para começar os cálculos se torna necessário encontrar os valores das deformações nas duas seções (S1 e S2). Tais deformações são provenientes das tensões finais aplicadas nos cabos de protensão. A tabela 3.24 demonstra as tensões finais com suas respectivas deformações que são calculadas a partir da Eq. 3.1, que segue os princípios da lei de Hooke, ao qual se aplica em nosso caso.

$$\varepsilon = \frac{\sigma_p}{E_p} \tag{3.31}$$

Onde,

ε é a deformação em algum ponto;

σ é a tensão causada em algum ponto;

E é o módulo de elasticidade do material.

Seção	Estaca	Tensão - σ_p (kN/m ²)	Deformação - ϵ (‰)
S1	LT	1147,23	5,46
	LM	1107,35	5,27
S2	LT	1067,59	5,08
	LM	1187,00	5,65

Os outros dados necessários para o cálculo nas duas seções são os esforços causados nas duas seções devido ao empuxo de terra (Tabela 3.25) e os dados e parâmetros referentes à estaca-prancha, o concreto e o aço (Tabela 3.26).

Seção	Momento Atuante (kN.m)	Momento de Cálculo (Msd) (kN.m)
S1	177,07	247,90
S2	70,71	99,00

Dados	Valor	OBS.		Dados	Valor	OBS.
h	0,50	m		f_{yk}	500,00	MPa
b_w	0,48	m		f_{yd}	434783	kPa
c	0,07	m		E_p	210000	MPa
d	0,43	m		A_c	0,2232	m ²
f_{ck}	30,00	MPa		LT	6	cabos
f_{cd}	21429	kPa		LM	4	cabos

(a) Cálculo da Linha Neutra (x)

As primeiras verificações foram feitas para obter em qual domínio a peça estaria trabalhando. Para isto foram calculados os valores de x para o domínio 2 e 3, pela Tabela 3.27 e Eq. 3.32.

Limite do Domínio	KMD	KX	KZ	EC (‰)	ES (‰)
2	0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
3	0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672

$$KX = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_p} \quad (3.32)$$

$$x_{23} = 0,2536.d = 0,2536.0,43m = 0,109m$$

$$x_{34} = 0,6287.d = 0,6287.0,43m = 0,270m$$

Onde,

x é altura da zona comprimida até a linha neutra;

d é distância do CG dos cabos tracionados à borda comprimida da estaca;

ε_c é a deformação do concreto;

ε_p é a deformação do aço;

O valor da área efetiva é dado pela Eq. 3.33.

$$A_{ec} = 0,8.x.b_w \quad (3.33)$$

Onde,

A_{ec} é o valor da área efetiva de compressão;

x é a altura da zona comprimida calculado por tentativas;

b_w é a largura da estaca-prancha.

E chegou-se ao valor da resultante R_{cc} :

$$R_{cc} = 0,85 f_{cd} . A_{ec} \quad (3.34)$$

OBS.: O valor do x vai depender das duas seções analisadas, pois cada uma têm deformações diferentes e o lado comprimido também difere. Desta forma, os cálculos realizados neste capítulo são recíprocos de forma que só se é capaz de saber o valor do x de cada seção após ter encontrado os valores das resultantes referentes a cada seção (R_{pt}^{LT} e R_{pt}^{LM}). Os valores encontrados são mostrados na tabela 3.28.

Estaca	Linha Neutra (x) (m)	$A_{ec} = 0,8x.b_w(m^2)$	R_{cc} (kN)
S1	0,2045	0,0772	1405,6
S2	0,1782	0,0684	1246,4

(b) Verificação da Seção S1

A Figura 3.15 demonstra onde cada resultante dos esforços estão aplicadas, sendo R_{pt}^{LM} , R_{pt}^{LT} e R_{cc} o esforço causado pela protensão no lado do mar, no lado da terra e o esforço resistente da peça, respectivamente.

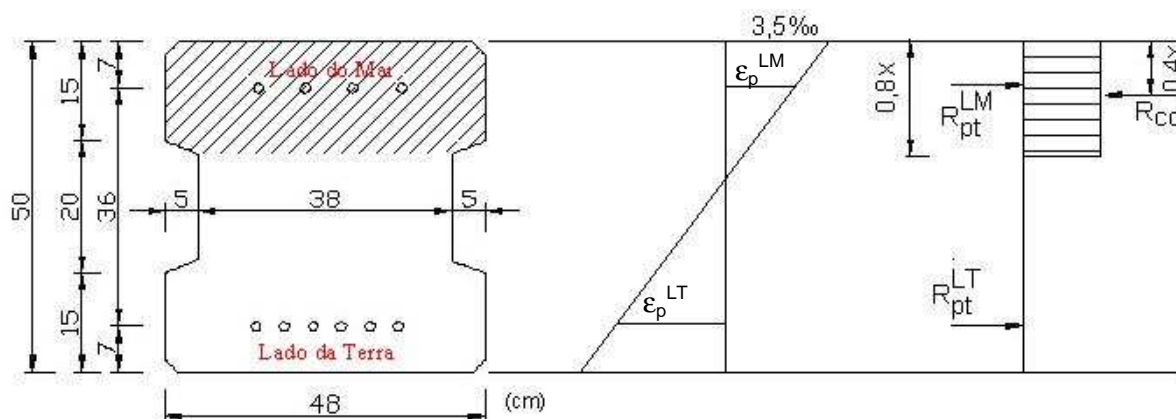


Figura 3.15 – Esquema para verificação à ruptura por flexão na seção 1.

Para se obter o equilíbrio da peça e encontrar o valor de x , foi utilizada a Eq. 3.35

$$R_{cc} - R_{pt}^{LM} = R_{pt}^{LT} \quad (3.35)$$

Para chegar no ponto acima, deve-se calcular o *acrésimo de deformação* causado pelas tensões dos cabos de protensão com referência à linha neutra, que se dá através de interpolação linear (Eqs. 3.36 e 3.37).

$$\frac{\epsilon_{ap}^{LT}}{d - x} = \frac{\epsilon_c}{x} \rightarrow \epsilon_{ap}^{LT} = \frac{3,5\% \cdot (0,43 - 0,2045)}{0,2045} = 3,86\% \quad (3.36)$$

$$\frac{\epsilon_{ap}^{LM}}{x - c} = \frac{\epsilon_c}{x} \rightarrow \epsilon_{ap}^{LM} = \frac{3,5\% \cdot (0,2045 - 0,07)}{0,2045} = 2,30\% \quad (3.37)$$

ϵ_{ap} é o acréscimo (tração) ou decréscimo (compressão) de deformação nas cordoalhas.

x é o valor encontrado na Tabela 3.28.

Como as deformação nas cordoalhas do LT e LM foram definidas na Tabela 3.24, deve-se, no caso tracionado (LT), somar o valor do acréscimo de deformação e, no caso comprimido (LM), diminuir o acréscimo de deformação. Valores estes que foram calculados pelas Eq. 6 e 7. Assim, o valor final da deformação para S1 é:

$$\varepsilon_p^{LT} = \varepsilon^{LT} + \varepsilon_{ap}^{LT} = 5,46 + 3,86 = 9,32\text{‰}$$

$$\varepsilon_p^{LM} = \varepsilon^{LM} - \varepsilon_{ap}^{LM} = 5,27 - 2,30 = 2,97\text{‰}$$

Aplicando a lei de Hooke (Eq. 3.38), chegou-se à tensão aplicada nas cordoalhas. A partir destas e da área das cordoalhas (Eq. 3.39), chegou-se ao valor da resultante R_{pt}^{LM} e R_{pt}^{LT} . O valor final das resultantes é mostrado na Tabela 3.29.

$$\sigma_p = \varepsilon_p \cdot E_p \quad (3.38)$$

$$R_{pt} = n_c \cdot A_p \cdot \sigma_p \quad (3.39)$$

Onde,

σ_p é a tensão final aplicada nas cordoalhas;

ε_p é a deformação final nas cordoalhas;

E_p é o módulo de elasticidade do aço;

R_{pt} é a resultante final aplicada nas cordoalhas;

n_c é o número de cordoalhas em cada lado da estaca;

A_p é área de cordoalhas.

Tabela 3.29 – Valores finais das resultantes na Seção S1.	
Estaca	R_{pt} (kN)
LT	1159,4
LM	246,3

Substituindo os valores das resultantes na Eq. 3.35 tem-se:

$$1405,6 - 246,3 = 1159,4 \rightarrow 1159,3 = 1159,4$$

(b.1) Cálculo do Momento Resistente em S1

Para o cálculo do momento resistente é necessário analisar a área comprimida. Para simplificar o cálculo, foi considerado a seção reta em suas abas, visto que isto diminuiria a área comprimida e conseqüentemente o momento resistente estando, desta maneira, a favor da segurança.

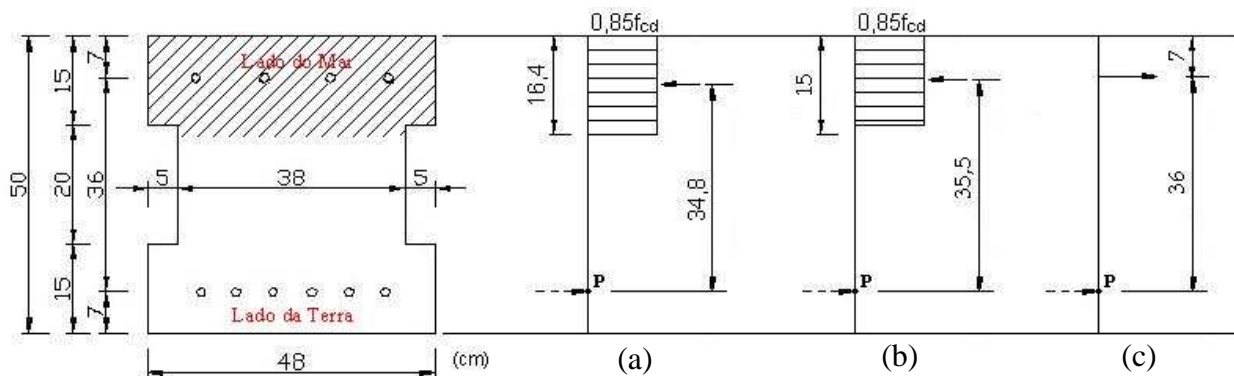


Figura 3.16 – Esquema para cálculo do momento resistente em S1: (a) mesa, (b) abas e (c) cordoalhas.

Para calcular o momento resistente dividiu-se a seção comprimida em três partes: mesa (Figura 3.16a), abas (Figura 3.16b) e cordoalhas (Figura 3.16c), sendo que a força resultante nas cordoalhas é contrária ao momento resistente. Assim, fazendo momento no ponto P :

Para a mesa:

$$M_{r1} = 0,85 \cdot 21429 \text{ Mpa} \cdot 0,164 \text{ m} \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 0,348 \text{ m} = 395,0 \text{ kN.m}$$

Para as abas:

$$M_{r2} = 0,85 \cdot 21429 \text{ Mpa} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 2 \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 0,355 \text{ m} = 97,0 \text{ kN.m}$$

Para as cordoalhas:

$$M_{r3} = R_{pt}^{LM} \cdot 0,36 = -246,3 \text{ kN} \cdot 0,36 \text{ m} = -88,7 \text{ kN.m}$$

Onde,

R_{pt}^{LT} está definida na tabela 3.29

Momento Resultante Final seria:

$$M_r = M_{r1} + M_{r2} - M_{r3} = 395,0 + 97,0 - 88,7 = 403,3 \text{ kN.m}$$

O momento atuante foi definido na tabela 3.25 e seu valor é:

$$M_{sd} = 247,9 \text{ kN.m} < M_r = 403,3 \text{ kN.m}$$

(c) Verificação da Seção S2

Foi realizado o mesmo procedimento de S1, salvo que nesta seção o lado comprimido é o lado da terra (Figura 3.17). Desta forma a equação de equilíbrio seria (Eq. 3.40):

$$R_{cc} - R_{pt}^{LT} = R_{pt}^{LM} \quad (3.40)$$

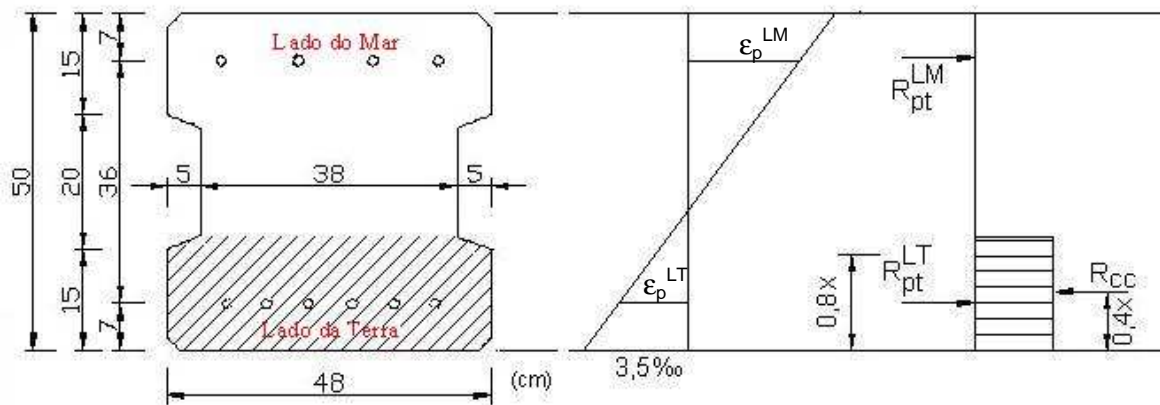


Figura 3.17 – Esquema para verificação à ruptura por flexão na seção 2.

O *acréscimo de deformação* (Eqs. 3.41 e 3.42) causado pelas tensões dos cabos de protensão com referência à linha neutra é:

$$\frac{\varepsilon_{ap}^{LT}}{x-c} = \frac{\varepsilon_c}{x} \rightarrow \varepsilon_{ap}^{LT} = \frac{3,5\text{‰} \cdot (0,1782 - 0,07)}{0,1782} = 2,13\text{‰} \quad (3.41)$$

$$\frac{\varepsilon_{ap}^{LM}}{d-x} = \frac{\varepsilon_c}{x} \rightarrow \varepsilon_{ap}^{LM} = \frac{3,5\text{‰} \cdot (0,43 - 0,1782)}{0,1782} = 4,95\text{‰} \quad (3.42)$$

ε_{ap} é o *acréscimo* (tração) ou *decréscimo* (compressão) de deformação nas cordoalhas. x é o valor encontrado na Tabela 3.28.

Como as deformação nas cordoalhas do LT e LM foram definidas na Tabela 3.24, deve-se, no caso tracionado (LM), somar o valor do *acréscimo* de deformação e, no caso comprimido (LT), diminuir o *acréscimo* de deformação. Valores estes que foram calculados pelas Eq. 3.36 e 3.37. Assim, o valor final da deformação para S2 é:

$$\varepsilon_p^{LT} = \varepsilon^{LT} - \varepsilon_{ap}^{LT} = 5,08 - 2,13 = 2,95\text{‰}$$

$$\varepsilon_p^{LM} = \varepsilon^{LM} + \varepsilon_{ap}^{LM} = 5,65 + 4,95 = 10,60\text{‰}$$

Aplicando a lei de Hooke (Eq. 3.38), chegou-se à tensão aplicada nas cordoalhas. A partir destas e da área das cordoalhas (Eq. 3.39), chegou-se ao valor da resultante R_{pt}^{LM} e R_{pt}^{LT} . O valor final das resultantes é mostrado na Tabela 3.30.

Estaca	R_{pt} (kN)
LT	367,9
LM	878,7

Substituindo os valores das resultantes na Eq. 10 tem-se:
 $1246,4 - 367,9 = 878,7 \rightarrow 878,5 = 878,7$

(c.1) Cálculo do Momento Resistente em S2

Como realizados em S1, para o cálculo do momento resistente é necessário analisar a área comprimida de S2.

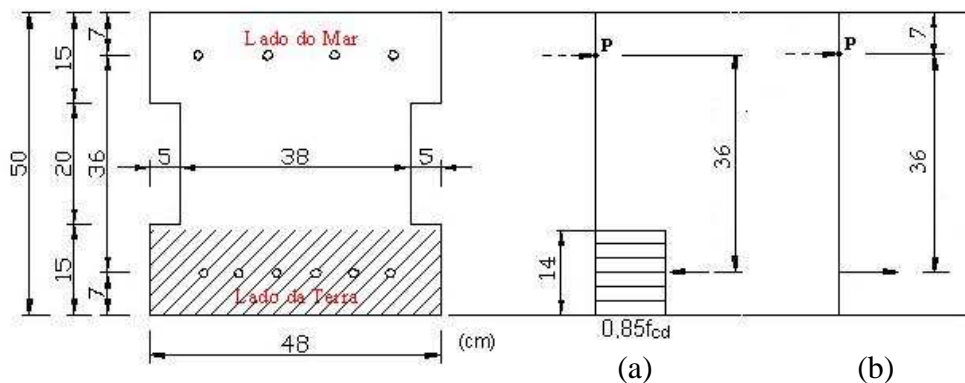


Figura 3.18 – Esquema para cálculo do momento resistente em S2: (a) mesa e (b) cordoalhas.

Para calcular o momento resistente dividiu-se a seção comprimida em duas partes: mesa (Figura 3.18a) e cordoalhas (Figura 3.18b), visto que o valor da linha neutra é menor que a dimensão das abas. Fazendo momento no ponto P:

Para a mesa:

$$M_{r1} = 0,85.f_{cd}.0,14.0,48.0,36 = 440,6 \text{ kN.m}$$

Para as cordoalhas:

$$M_{r2} = R_{pt}^{LT}.0,36 = -367,9.0,36 = -132,4 \text{ kN.m}$$

Onde,

R_{pt}^{LT} está definida na Tabela 3.30.

Momento Resultante Final seria:

$$M_r = M_{r1} - M_{r2} = 440,6 - 132,4 = 308,2 \text{ kN.m}$$

O momento atuante foi definido na Tabela 3.25 e seu valor é:

$$M_{sd} = 99,0 \text{ kN.m} < M_r = 308,2 \text{ kN.m}$$

3.9 Verificação do Esforço Cortante

Como a estaca-prancha sofre esforço cortante em todo seu comprimento, foi visto a necessidade de verificação deste tipo de esforço. O resultado desta verificação foi a necessidade de utilização de armadura mínima, onde sua taxa (ρ_{sw}) está definida abaixo.

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen} \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{sw} \geq 0,2 \cdot \frac{2,90}{500} = 0,116\%$$

Vale salientar que no projeto anterior este passo não foi verificado.

4. Conclusão

A utilização do software PLAXIS se mostrou consistente e condizente com os resultados obtidos no projeto anterior, não fugindo da configuração, ou até mesmo uma aproximação entre os resultados dos dois projetos. Junto com o software de planilha eletrônica utilizado, trouxe a possibilidade de rápida correção dos resultados, pois além da grande quantidade de fórmulas e cálculos a serem realizados foi possível alterar os valores de qualquer dos parâmetros. Analiticamente estes cálculos e correções se tornariam algo bastante cansativo, repetitivo e com maior probabilidade de erro humano.

Portanto, está cada vez mais provado que os métodos numéricos são confiáveis em seus resultados e, sendo assim, aplicáveis em qualquer problema de engenharia, tendo o cuidado de definir bem o modelo matemático.

5. Bibliografia

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7197**: Projeto de estruturas de concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 1989.
- BRINKGREVE, R.B.J., Broere, W. PLAXIS 2D v.7: Manual. Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherlands.
- CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro. Livros técnicos e científicos, 1986.
- DOLFIM, Engenharia S. A. **Memória de cálculo – projeto do terminal de contêineres: cálculo da estaca-prancha**. Rio Grande, RS, 1993.
- MACHADO, Sandro Lemos. et al. **Mecânica dos solos I – conceitos introdutórios**. UFB, Bahia, Brasil, 2003. Disponível em: <http://www.ucsal.br/lab_solo/index.asp>. Acesso em: 18/10/2004.
- MACHADO, Sandro Lemos. et al, **Mecânica dos solos II – Conceitos introdutórios**. UFB, Bahia, Brasil, 2003. Disponível em: <http://www.ucsal.br/lab_solo/index.asp>. Acesso em: 18/10/2004.
- MAGALHÃES, Edimarques Pereira. **Comportamento experimental de uma cortina de estaca prancha assente em solo poroso do DF**: Implicações para o projeto e metodologia de cálculo. Brasília, DF, 2003. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília. Disponível em: <http://www.unb.br/ft/enc/geotecnia/dis_defe.htm>. Acesso em 15/02/2005.
- PFEIL, Walter. **Concreto protendido**: processos construtivos, perdas de protensão, sistemas estruturais. Rio de Janeiro. Livros técnicos e científicos editora S.A., 1980.
- PINTO, Carlos Souza. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**, São Paulo: Oficina de textos, 2000.
- RIBEIRO, Fernando L. B. **Introdução ao método dos elementos finitos**. COPPE/UFRJ. Programa de engenharia civil. Rio de Janeiro, 2004. Disponível em: <http://www.jcarvalhoeng.z6.com.br/downloads/int_met_fin.pdf>. Acesso em 15/02/2005.

6. Referência Bibliográfica

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro. Livros técnicos e científicos, 1986.
- MACHADO, Sandro Lemos. et al. **Mecânica dos solos I – conceitos introdutórios**. UFB, Bahia, Brasil, 2003. Disponível em: <http://www.ucsal.br/lab_solo/index.asp>. Acesso em: 18/10/2004.
- MACHADO, Sandro Lemos. et al, **Mecânica dos solos II – Conceitos introdutórios**. UFB, Bahia, Brasil, 2003. Disponível em: <http://www.ucsal.br/lab_solo/index.asp>. Acesso em: 18/10/2004.
- MAGALHÃES, Edimarques Pereira. **Comportamento experimental de uma cortina de estaca prancha assente em solo poroso do DF**: Implicações para o projeto e metodologia de cálculo. Brasília, DF, 2003. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília. Disponível em: <http://www.unb.br/ft/enc/geotecnia/dis_defe.htm>. Acesso em 15/02/2005.
- PFEIL, Walter. **Concreto protendido**: processos construtivos, perdas de protensão, sistemas estruturais. Rio de Janeiro. Livros técnicos e científicos editora S.A., 1980.
- PINTO, Carlos Souza. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**, São Paulo: Oficina de textos, 2000.
- RIBEIRO, Fernando L. B. **Introdução ao método dos elementos finitos**. COPPE/UFRJ. Programa de engenharia civil. Rio de Janeiro, 2004. Disponível em: <http://www.jcarvalhoeng.z6.com.br/downloads/int_met_fin.pdf>. Acesso em 15/02/2005.