

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM PROJETO DE ESTRUTURAS

EDUARDO RAFAEL FERRANDIN

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS NO  
LOCAL.**

MONOGRAFIA

TOLEDO  
2012

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM PROJETO DE ESTRUTURAS

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS NO  
LOCAL.**

Monografia do curso de Especialização em Projeto de Estruturas da Universidade Tecnologia Federal do Paraná – UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de Especialista em Projetos de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Rafael Alves de Souza.

TOLEDO  
2012



Ministério da Educação  
**Universidade Tecnológica Federal do Paraná**  
**Câmpus Toledo**  
Diretoria de Pós-Graduação e Pesquisa



## **TERMO DE APROVAÇÃO**

### **Título da Monografia**

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS NO LOCAL.**

por

**EDUARDO RAFAEL FERRANDIN**

Esta monografia foi apresentada às quatorze horas do dia dez de dezembro de 2012 como requisito parcial para a obtenção do título de ESPECIALISTA EM PROJETO DE ESTRUTURAS, Linha de Pesquisa Estruturas de Concreto Armado, do Programa de Pós-Graduação da Universidade Tecnológica Federal do Paraná. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após a deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho APROVADO.

---

Prof. Dr. Rafael Alves de Souza  
UEM  
Orientador

---

Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim  
(UTFPR)

---

Profª. Msc. Gladis Cristina Furlan  
(UTFPR)

Visto da Coordenação

---

Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim  
Coordenador do Curso

- O Termo de Aprovação assinado encontra-se na Coordenação do Curso -

### **Câmpus Toledo**

Rua: Cristo Rei, 19  
85902-490 – Toledo – Paraná - Brasil  
Fone: (45) 3379-6800 Fax: (45) 3379-6808  
www.td.utfpr.edu.br

Ministério da  
Educação



## RESUMO

Devido à crescente taxa de ocupação das áreas urbanas é cada vez mais comum a utilização de subsolos nas edificações, e conseqüentemente execução de estruturas de contenção é necessária. Muito comum, a cortina de estacas moldadas no local é uma solução econômica e simples, porém, devido a erros de dimensionamento, muitas dessas estruturas vêm apresentando graves problemas, tanto para a edificação que a contém quanto para as edificações vizinhas. Neste trabalho, procurou-se estabelecer uma solução analítica para cálculo destas estruturas, empregando-se deduções da mecânica dos solos e estabelecendo-se equações de cálculo. Realizou-se posteriormente um estudo de caso de uma cortina para contenção de um subsolo a ser executado na cidade de Toledo-PR, com altura de escavação igual a 3m. Verificou-se que a definição das propriedades geotécnicas, principalmente a coesão, são muito importantes para um dimensionamento correto. A simples variação da coesão, de zero para  $1\text{kN/m}^2$ , alterou em 44,32% o valor do momento característico.

Palavras chave: Cortina de estacas; estruturas de contenção; coesão.

## ABSTRACT

Due to increasing occupancy rate in urban areas is increasingly common use of basements in buildings, and therefore implementation of containment structures is required. Very common, curtain poles molded in place is a simple and economical solution, however, due to sizing errors, many of these structures have presented serious problems both for the building that contains it and especially for neighboring buildings. In this study, we sought to establish a general analytical solution for calculating these structures, using deductions of soil mechanics and settling calculation equations. Subsequently held a case study of a curtain to contain a basement to be executed in the city of Toledo-PR, with digging height equal to 3m. It was found that the definition of geotechnical properties, especially cohesion, are important for a correct dimensioning. A simple variation of the cohesion of zero to  $1\text{kN} / \text{m}^2$ , 44.32% change in the value of the characteristic time.

Keywords: Curtain poles; containment structures; cohesion.

## SUMÁRIO

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1 INTRODUÇÃO</b> .....   | <b>9</b>  |
| <b>2 OBJETIVOS</b> .....  | <b>10</b> |
| 2.1 OBJETIVO GERAL .....  | 10        |
| 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....  | 10        |
| <b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....  | <b>10</b> |
| 3.1 TIPOS DE CONTENÇÕES.....  | 10        |
| 3.1.1 Cortinas de estacas prancha.....  | 10        |
| 3.1.2 Paredes diafragma .....   | 11        |
| 3.1.4 Cortinas de estacas moldadas in loco.....   | 12        |
| 3.2 ACIDENTES EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÕES.....  | 12        |
| <b>4 MÉTODO DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS MOLDADAS IN LOCO</b> ..... | <b>15</b> |
| 4.1 EMPUXOS DE TERRA.....   | 15        |
| 4.2 TEORIA DE COULOMB .....   | 15        |
| 4.3 EQUILÍBRIO ATIVO E PASSIVO DE MACIÇOS DE SOLO .....                                   | 17        |
| 4.4 TENSÕES NO ESTADO ATIVO.....  | 19        |
| 4.5 TENSÕES NO ESTADO PASSIVO .....   | 21        |
| 4.6 INFLUÊNCIA DA COESÃO .....  | 22        |
| 4.7 EMPUXO ATIVO E EMPUXO PASSIVO .....   | 22        |
| 4.7.1 Solos Granulares .....  | 22        |
| 4.7.2 Solos Coesivos .....  | 24        |
| <b>5 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....  | <b>25</b> |
| 5.1 DETERMINAÇÃO DA FICHA .....   | 26        |
| 5.2 CONDIÇÕES DE EQUILÍBRIO DA CORTINA.....   | 27        |
| 5.3 CÁLCULO DOS ESFORÇOS .....  | 29        |
| 5.5 ESTUDO DE CASO.....   | 32        |
| <b>6 DISCUSSÃO</b> .....  | <b>40</b> |
| <b>7 CONCLUSÃO</b> .....  | <b>42</b> |
| <b>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....   | <b>43</b> |

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1: Colapso de cortina de estacas na cidade de Maringá-PR.....   | 14 |
| Figura 2: Resistência ao cisalhamento do solo em função da coesão e do ângulo de atrito .....                                | 16 |
| Figura 3: Função $\tau \times \sigma$ .....  | 16 |
| Figura 4: Círculo de Mohr.....   | 17 |
| Figura 5: Atuação das tensões verticais e horizontais sobre um ponto em repouso.   | 18 |
| Figura 6: Estados de ruptura ativo e passivo .....   | 19 |
| Figura 7: Círculos de Mohr para os estados de repouso, ativo e passivo. ....   | 19 |
| Figura 8: Distribuição de tensões .....  | 20 |
| Figura 9: distribuição das tensões para solos granulares .....   | 21 |
| Figura 10: Diagrama de tensões para os estados ativo e passivo e força resultante  | 23 |
| Figura 11: Diagrama de tensões para os estados ativo e passivo com ação de sobrecarga na superfície em solos granulares..... | 23 |
| Figura 12: Diagrama de tensões para os estados ativo e passivo para solos coesivos .....                                     | 24 |
| Figura 13: Diagrama de tensões para os estados ativo e passivo com ação de sobrecarga na superfície para solos coesivos..... | 25 |
| Figura 14: Corte esquemático de carregamentos da cortina.....  | 27 |
| Figura 15: Ações e resultantes atuantes sobre a estaca.....  | 27 |
| Figura 16: Diagrama de Esforços da cortina .....   | 30 |
| Figura 17: Perfil do terreno pelo ensaio de SPT.....   | 33 |
| Figura 18: Janela de trabalho do software Oblíqua.....   | 35 |
| Figura 19: Planta baixa da cortina dimensionada.....   | 38 |
| Figura 20: Vista frontal de uma estaca da cortina dimensionada.....  | 39 |
| Figura 21: Seção transversal da estaca .....   | 40 |

## LISTA DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| Tabela 1: Valores de coesão por correlação com o SPT ..... | 34 |
|--|----|



## 1 INTRODUÇÃO

Obras de contenção de solos estão cada vez mais presentes nos projetos de engenharia devido à crescente ocupação das áreas urbanas, realizadas para melhor aproveitar os espaços. É frequente a criação de subsolos para estacionamento em edifícios urbanos, implicando na execução de contenção de cortes e aterros. Escavações são geralmente realizadas na vertical e precisam de reforço para manter seu equilíbrio nessa nova configuração. A contenção é feita pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que conterá (MEDEIROS, A. G. B., 2005).

Há diversas soluções para contenção de terrenos, variando conforme a finalidade, necessidade e condições locais, sejam elas geotécnicas ou de disponibilidade de recursos técnicos e econômicos da região. Desta forma a escolha do tipo de contenção é variável.

Os aspectos geotécnicos bem como o nível do lençol freático são fundamentais para o projeto de uma estrutura de contenção, sendo a investigação do solo necessária para a correta análise e dimensionamento.

Na região de Toledo-PR, devido às condições técnicas e econômicas, é comum a utilização de contenção de solos, quando da necessidade de subsolos em edifícios, empregando-se cortinas de estacas escavadas ou estacas tipo "Strauss".

São comuns também erros de análise e dimensionamento de tais estruturas, ocasionado patologias não só na edificação que contém a estruturas de contenção, mas nas edificações vizinhas. Além das patologias, graves acidentes em estruturas de contenção vêm ocorrendo, colocando pessoas em risco e importantes perdas econômicas.

Desta forma, é imprescindível a análise correta para obtenção dos esforços e conseqüentemente o correto dimensionamento de tais estruturas.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Revisar a literatura da mecânica dos solos aplicada às estruturas de contenção de concreto armado do tipo cortina de estacas, demonstrando-se como deve ser analisado tal tipo de estrutura para obtenção dos esforços analiticamente.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

O trabalho possui os seguintes objetivos específicos:

- Estabelecer as condições de estabilidade da estrutura de contenção de cortina de estacas;
- Determinação analítica dos esforços na estrutura;
- Dimensionamento da cortina de estacas.

## **3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Contenção é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em um maciço de solo, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro (Hachich W. et al., 1998)

### **3.1 TIPOS DE CONTENÇÕES**

Há diversos tipos de estruturas de contenção para escavação de subsolos. A seguir são descritos alguns tipos comuns.

#### **3.1.1 Cortinas de estacas prancha**

São construídas com elementos de concreto, aço ou madeira, cravados um ao lado do outro, individualmente, com engates nas laterais que permitem a sua conexão para construir a cortina. Quando de aço, os perfis são dotados de encaixe na sua extremidade, cravando-se sucessivamente um perfil encaixado em outro, obtendo-se uma parede contínua.

### 3.1.2 Paredes diafragma

São constituídas de concreto armado ou aço. Quando em concreto, são concretadas em painéis antes do início da escavação, considerados muito rígidos. Utilizadas quando as escavações devem ser realizadas nas proximidades de construções que não podem sofrer recalques excessivos, podendo constituir as paredes da estrutura definitiva.

A obra pode ser realizada sem rebaixamento do lençol freático. Os painéis apresentam forma retangular e comprimento variando de um a seis metros e largura de quarenta a sessenta centímetros. O local escavado para a construção dos painéis é preenchido por lama bentonítica, que tem a função de equilibrar a pressão exercida pelo solo e pela água naquele momento, de forma a evitar o desmoronamento do local escavado.

Terminada a escavação, insere-se na extremidade um tubo de aço que permite, na concretagem, a criação de um engate entre o painel em execução e o seguinte a ser executado. Em seguida, coloca-se a armação e aplica-se concreto, expulsando a lama bentonítica. Após o concreto atingir determinada resistência, o tubo é retirado e o processo é reiniciado.

### 3.1.3 Cortinas atirantadas

Cortinas atirantadas são estruturas feitas de concreto armado que recebem a tração de tirantes para contenção de terrenos. Normalmente, os tirantes são elementos de aço compostos por cabos ou por uma monobarra.

É um dos métodos mais modernos de contenção valendo-se de tirantes protendidos e chumbadores para dar sustentação ao terreno. Sua principal vantagem é a possibilidade de aplicação sem a necessidade de cortar nada além do necessário. Com as cortinas atirantadas é possível vencer qualquer altura e situação e as desvantagens são: o alto custo, seguido da demora para a execução (LOTURCO, 1983 apud FIAMONCINI, 2009).

### 3.1.4 Cortinas de estacas moldadas in loco

A construção de contenções através de estacas de concreto moldadas in loco justapostas é uma solução bastante simples e econômica (MOTA, 2008).

Trata-se da escavação e concretagem de estacas, com uma armadura determinada, justapostas ou com algum espaçamento entre-eixos. Após determinada resistência do concreto, faz-se a escavação ou corte do terreno.

Segundo Medeiros (2005), este tipo de contenção trata-se de uma estrutura em balanço, que resiste ao empuxo devido ao seu engastamento no solo, e sendo assim, é necessário existir uma “ficha” mínima para se obter o equilíbrio da parede. Esta “ficha” é definida como sendo o comprimento mínimo de embutimento no solo abaixo do fundo da escavação que garante o equilíbrio com uma margem de segurança adequada.

Quando a altura de escavação ultrapassa cinco metros, a estrutura de contenção em balanço passa a ter uma ficha relativamente grande, tornando-se assim, economicamente inviável (MEDEIROS, 2005).

O espaçamento entre as estacas não deve ser muito grande, pois pode comprometer a formação de pequenos arcos de contenção entre as estacas. Após a escavação, o espaço entre as estacas é preenchido com alvenaria, cuja finalidade é vedação.

Devido ao baixo custo dos equipamentos deste tipo de perfuração, da pouca necessidade de mão-de-obra especializada e várias opções de diâmetros disponíveis, este tipo de contenção, para cortes pouco profundos, se faz viável economicamente em nossa região.

## 3.2 ACIDENTES EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÕES

São cada vez mais frequentes acidentes envolvendo estruturas de contenção, seja por erro de projeto ou execução da estrutura. Provavelmente devido à crescente execução deste tipo de estrutura.

De acordo com Costa Nunes (1975), as causas dos acidentes em estruturas de arrimo foram classificadas da seguinte forma:

- 1- Deficiência de drenagem – 33%

- 2- Dimensionamento de base insuficiente – 25%
- 3- Insuficiência Estrutural – 19%
- 4- Falhas de execução durante o aterro – 10%
- 5- Falhas nos apoios superiores ou laterais – 5%
- 6- Acidentes nos trabalhos – 5%
- 7- Causas diversas – 3%

Segundo Souza e Enami (2009), no dia 05 de Abril de 2009, após chuvas intensas, uma cortina de estacas em concreto armado ruiu na cidade de Maringá-PR, conforme ilustra a Figura 1. O acidente acabou ainda por derrubar uma faixa de calçamento com aproximadamente 25 m de comprimento, em uma importante avenida comercial da região produzindo prejuízos financeiros significativos para diversos comerciantes situados na região do sinistro.

O acidente foi causado basicamente devido a altura de escavação ter sido de 6,25m, onde o projeto estrutural previa um corte de 2,80m. Além disso, segundo Souza e Enami (2009), a segregação do concreto devido a má concretagem, a falta de aderência na região crítica de emendas de armadura devido a paralisação das estacas e o acúmulo de água de chuva no terreno introduzindo um empuxo de água não previsto no projeto, contribuíram para o acidente.



Figura 1: Colapso de cortina de estacas na cidade de Maringá-PR  
Fonte: Souza e Enami, Revista Tecnológica (UEM), Maringá, v. 18, p. 91-101, 2009.

## 4 MÉTODO DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS MOLDADAS IN LOCO

### 4.1 EMPUXOS DE TERRA

Segundo Moliterno (1994), chama-se empuxo de terra ao esforço exercido pela terra contra uma estrutura. O empuxo de terra pode ser ativo ou passivo. É considerado passivo quando atuar da estrutura contra a terra, comum nos casos de escoramentos de valas e galerias. Já o empuxo ativo, designa-se pela resultante da pressão da terra contra a estrutura. O empuxo ativo é causado principalmente por cortes no terreno e aterros.

A intensidade do empuxo de terra é o dado fundamental para a elaboração de uma estrutura de contenção. Para este trabalho adotaremos o método clássico de análise, já que utiliza dados geotécnicos mais simples, sendo mais prático para o cálculo destas estruturas.

### 4.2 TEORIA DE COULOMB

A teoria de Coulomb estabelece algumas condições para o cálculo de empuxos: solo é isotrópico e homogêneo e possui ângulo de atrito; a superfície de ruptura é plana; as forças de atrito são distribuídas uniformemente ao longo da superfície de ruptura; a cunha de ruptura é um corpo rígido; a ruptura é um problema bidimensional, considerando uma unidade de comprimento de um corpo infinitamente longo, e principalmente a consideração do ângulo de atrito no contato solo-estrutura (MOTA, 2008).

Este critério aceito universalmente, afirma que ocorre ruptura em um ponto de um maciço de terra quando, neste ponto, a tensão de cisalhamento ( $\tau'$ ) iguala-se a resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ) que é dada por:

$$\tau = c + \sigma \times \tan \varphi \quad (01)$$

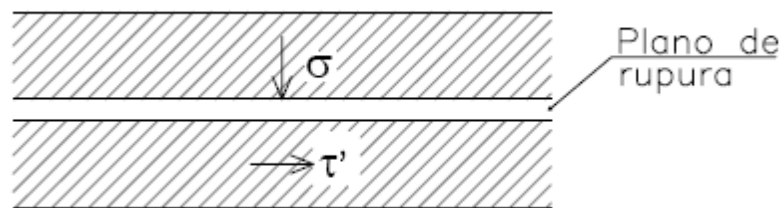


Figura 2: Resistência ao cisalhamento do solo em função da coesão e do ângulo de atrito

Onde:

$c$ : coesão do solo;

$\sigma$ : Tensão normal sobre o plano de ruptura;

$\varphi$ : ângulo de atrito interno do solo.

Nota-se que a resistência ao cisalhamento é composta de duas parcelas: a primeira é devido à coesão, que corresponde ao efeito de uma tensão normal natural entre os grãos, e a segunda é devido ao atrito entre as partículas, aumentando com a tensão normal que é aplicada sobre o plano de ruptura.

O gráfico da Figura 3 abaixo representa a função ( $\tau \times \sigma$ ) é uma reta cuja ordenada na origem corresponde à coesão e a inclinação ao ângulo de atrito.

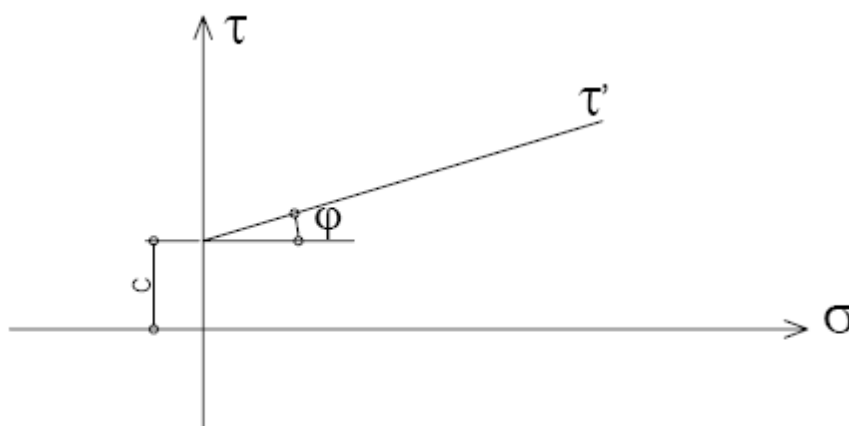


Figura 3: Função  $\tau \times \sigma$

Para um solo submetido a um estado duplo de tensão ocorrerá ruptura em um ponto quando o círculo de Mohr referente ao estado de tensões naquele ponto tocar a reta de Coulomb, conforme a Figura 4 a seguir. Neste caso, em algum plano



passando pelo ponto, a tensão de cisalhamento igualou-se à resistência ao cisalhamento.

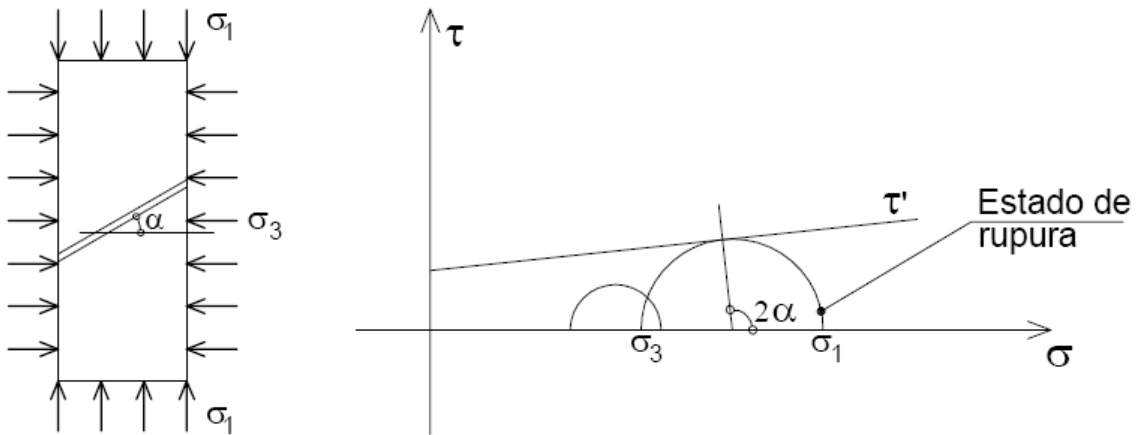


Figura 4: Círculo de Mohr

Onde:

$\sigma_1$ = Tensão principal maior

$\sigma_3$ = Tensão principal menor

É fundamental a relação entre as duas tensões principais em um ponto para que ocorra ruptura, que pode ser descrita pelas equações a seguir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (02)$$

onde:

$$N_\varphi = \frac{1+\text{sen}\varphi}{1-\text{sen}\varphi} = \text{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (03)$$

Particularmente para o caso de compressão simples,  $\sigma_3 = 0$ , tem-se:

$$\sigma_1 = R_S = 2c \cdot \text{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (04)$$

### 4.3 EQUILÍBRIO ATIVO E PASSIVO DE MACIÇOS DE SOLO

Considerando-se um ponto dentro de um maciço de terra em repouso, neste ponto atuará uma tensão vertical  $\sigma_v$  e uma tensão horizontal  $\sigma_h$ , como pode ser observado na Figura 5 a seguir.

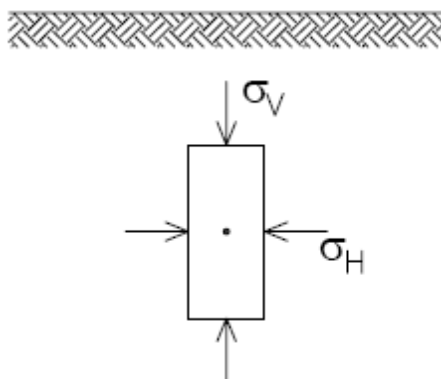


Figura 5: Atuação das tensões verticais e horizontais sobre um ponto em repouso

A relação entre as duas tensões pode ser estabelecida pelo coeficiente  $K_0$  (coeficiente de empuxo em repouso), conforme a equação 05.

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (05)$$

Tratando-se de um estado de repouso, natural, o círculo de Mohr referente a este estado de tensão não tocará a reta de Coulomb.

Admitindo-se então uma parede vertical passando por este ponto, dois estados de ruptura poderão ocorrer com o deslocamento da parede, como pode ser observado na Figura 6 a seguir. Havendo um deslocamento da parede para a esquerda ocorrerá um alívio das tensões horizontais. Este alívio provocará um aumento do raio do círculo de Mohr até que este (II) toque a reta de Coulomb, ocorrendo então ruptura do solo. Havendo um deslocamento da parede para a direita, ocorrerá um aumento das tensões horizontais. Primeiramente este aumento faz com que o raio do círculo de Mohr diminua até a tensão horizontal iguala-se a vertical. Continuando o movimento da parede, o raio do círculo de Mohr aumenta até o círculo (III) tocar a reta de Coulomb, ocorrendo a ruptura do solo.

O primeiro estado de ruptura é chamado de Estado Ativo, pois se trata de uma ação do solo sobre a estrutura. As tensões horizontais neste caso serão designadas por  $\sigma_a$ .

Já o segundo caso é denominado de Estado Passivo, pois se trata de uma reação do solo ao movimento da estrutura. As tensões horizontais neste caso serão designadas por  $\sigma_p$ .

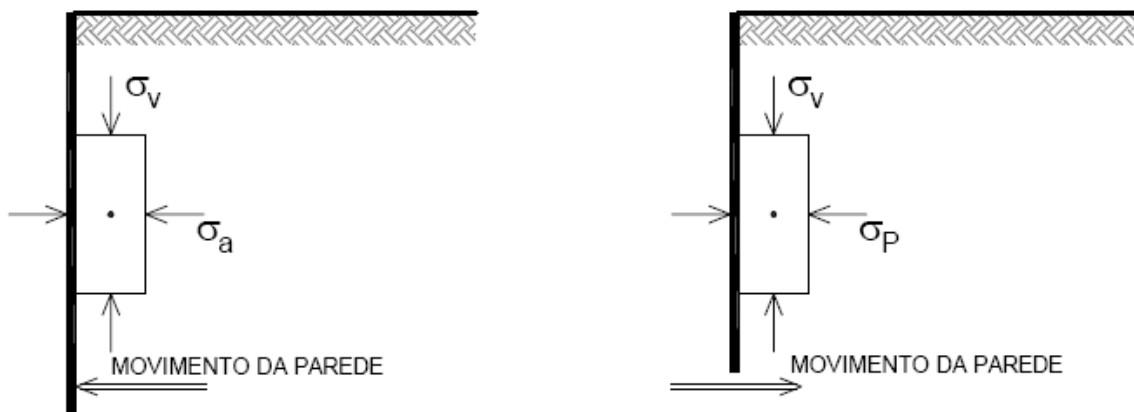


Figura 6: Estados de ruptura ativo e passivo

Os círculos de Mohr referente a cada situação é apresentado pela Figura 7 a seguir.

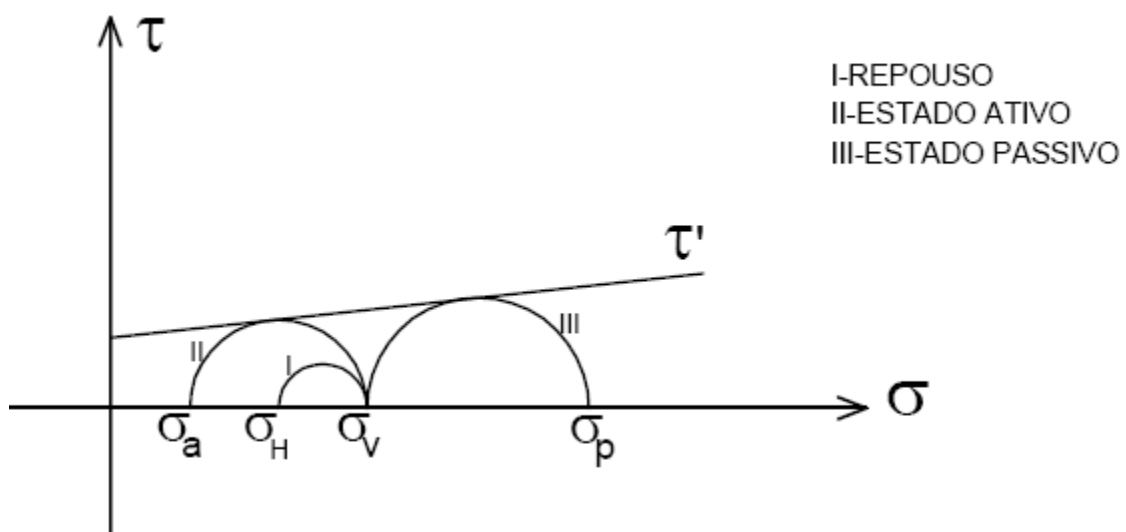


Figura 7: Círculos de Mohr para os estados de repouso, ativo e passivo.

Nota-se que sempre se terá  $\sigma_a < \sigma_h < \sigma_v < \sigma_p$ .

#### 4.4 TENSÕES NO ESTADO ATIVO

Verifica-se no círculo de Mohr (II) que o plano horizontal, onde atua  $\sigma_v$ , e o plano vertical onde atua  $\sigma_a$ , são planos principais. A tensão principal  $\sigma_1$  é igual a  $\sigma_v$ , que no caso da superfície do terreno ser horizontal é dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_v = \gamma \cdot z \quad (06)$$

Onde:

$\gamma$ : peso específico do solo.

A tensão principal menor  $\sigma_3$  será igual a  $\sigma_a$ .

Substituindo  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  na expressão (02) tem-se as tensões ativas em função da tensão vertical.

$$\sigma_a = K_a (\gamma \cdot z - R_s) \quad (07)$$

Onde  $K_a$  é chamado de coeficiente de empuxo ativo, dado por:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} \quad (08)$$

$R_s$  é a resistência a compressão simples dada pela expressão 04.

A distribuição de tensões é linear com a variação da altura. Se a resistência a compressão simples é uma constante com a altura, existe uma faixa do terreno, próxima a superfície, de altura  $z_0$ , onde as tensões são negativas, ou seja, de tração. Como o solo não possui resistência a tração, nesta região forma-se fendas de tração, como pode ser observado na Figura 8.

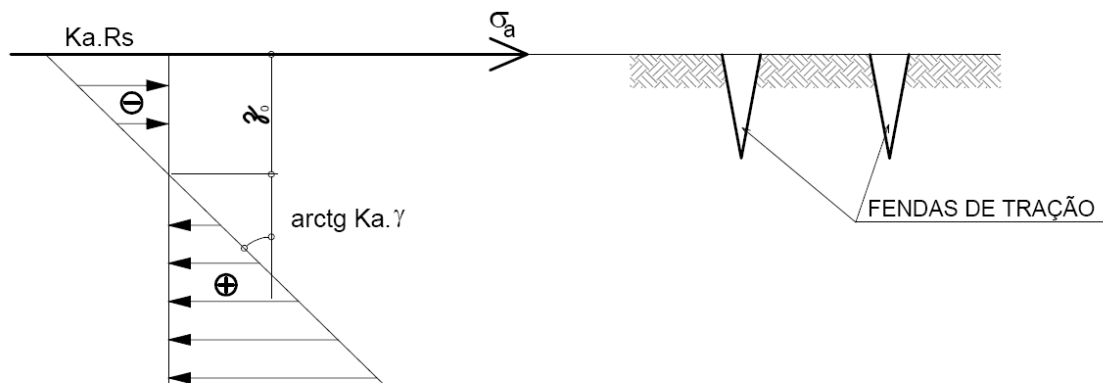


Figura 8: Distribuição de tensões

$$z_0 = \frac{R_s}{\gamma} = \frac{2c}{\gamma} \cdot \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (09)$$

Para solos granulares, sem coesão, a distribuição de tensões é triangular, conforme a Figura 9, e a tensão  $\sigma_a$  em um determinado ponto é dada pela equação 10 a seguir.

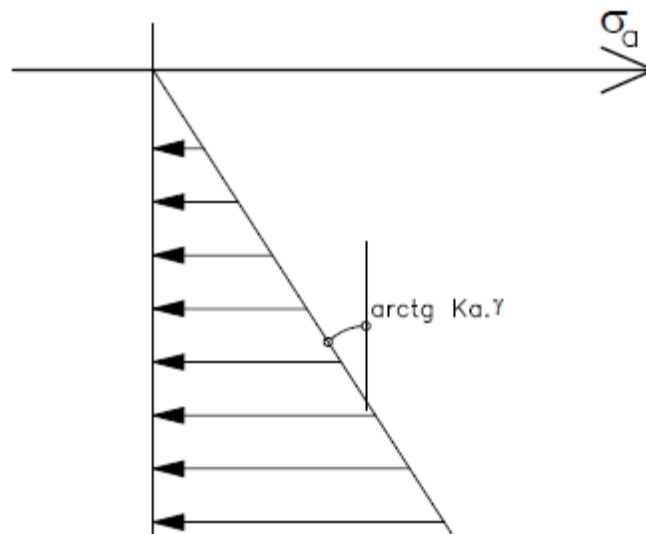


Figura 9: distribuição das tensões para solos granulares

$$\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot z = tg^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (10)$$

#### 4.5 TENSÕES NO ESTADO PASSIVO

Analogamente ao estado ativo, temos o círculo de Mohr (III), da Figura 07, onde:

$$\sigma_1 = \sigma_p \text{ e } \sigma_3 = \gamma \cdot z \quad (11)$$

Substituindo-se estes valores na expressão (02) tem-se:

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot z + R_s \quad (12)$$

Onde  $K_p$  é denominado de coeficiente de empuxo passivo e é dado por:

$$K_p = tg^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen} \varphi}{1 - \text{sen} \varphi} \quad (13)$$

Nota-se que  $K_p$  é recíproco de  $K_a$ , ou seja:

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (14)$$

No caso de solos granulares tem-se:

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot z = tg^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot z \quad (15)$$

#### 4.6 INFLUÊNCIA DA COESÃO

Segundo Pereira (1984), a coesão atua sempre no sentido de diminuir as tensões ativas e aumentar as tensões passivas. Como as tensões ativas significam ações e as passivas significam resistências, a influência da coesão será sempre favorável, pois diminui as ações e aumenta as resistências.

A coesão é de difícil determinação experimental e com grande variabilidade, diferente do ângulo de atrito. Desta forma preferiu-se trabalhar com a resistência a compressão simples que é um parâmetro de fácil determinação e que engloba a coesão e o ângulo de atrito.

#### 4.7 EMPUXO ATIVO E EMPUXO PASSIVO

Chama-se empuxo a força resultante, por unidade de comprimento, das ações do solo sobre a estrutura de contenção. Segundo a teoria de Rankine, tal força pode ser obtida tomando-se a área do diagrama de tensões horizontais.

##### 4.7.1 Solos Granulares

No caso de solos granulares, a diagrama de tensões é triangular, conforme a Figura 10 a seguir, assim a obtenção da resultante e o ponto de aplicação, no caso ativo e passivo é imediata.

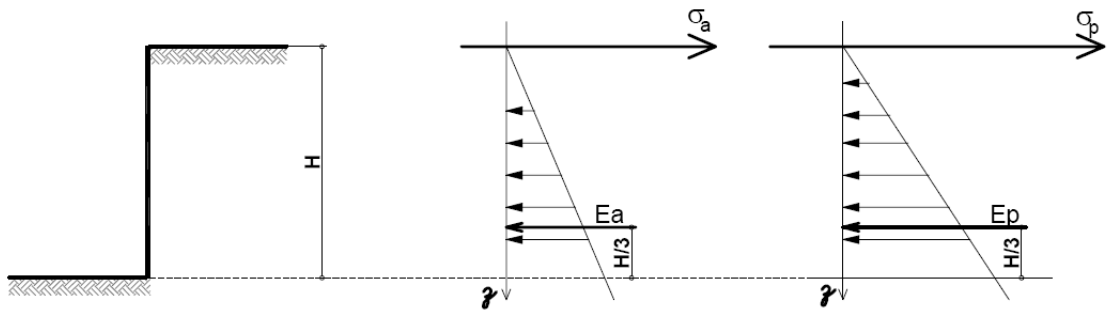


Figura 10: Diagrama de tensões para os estados ativo e passivo e força resultante

$$E_a = \frac{k_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2} \quad (16)$$

$$E_p = K_p \cdot \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \quad (17)$$

No caso de o terreno apresentar uma sobrecarga uniformemente distribuída na superfície, as tensões verticais sofrem um aumento, conforme pode ser observado na Figura 11, e assim, as tensões ativas e passivas aumentam proporcionalmente à sobrecarga.

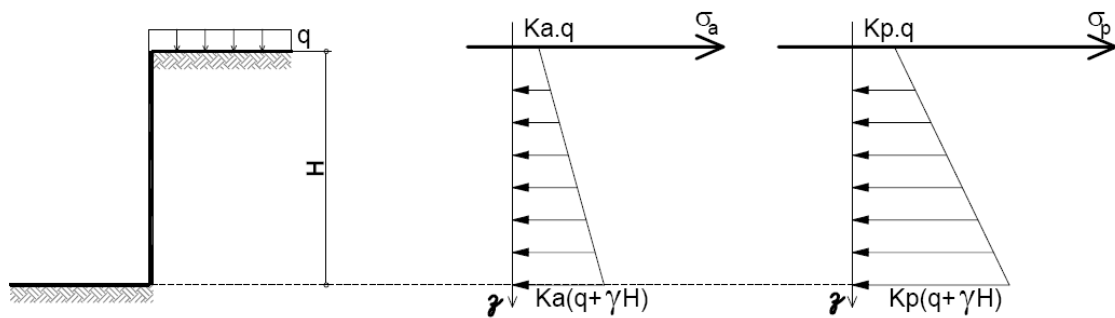


Figura 11: Diagrama de tensões para os estados ativo e passivo com ação de sobrecarga na superfície em solos granulares

$$E_a = K_a \cdot q \cdot H + \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \quad (18)$$

$$E_p = K_p \cdot q \cdot H + \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \quad (19)$$

#### 4.7.2 Solos Coesivos

Quando o solo é coesivo o diagrama de pressões ativas sofre uma translação para a esquerda da  $K_a \cdot R_s$  e o de pressões passivas sofre uma translação para a direita de  $R_s$ , conforme a Figura 12.

As forças resultantes podem ser obtidas tomando-se as áreas dos trapézios.

No caso de empuxo ativo, deve-se tomar o cuidado com as tensões negativas, pois estas não têm como ser transmitidas à estrutura de contenção. Assim, deve-se desprezar a faixa de terreno de altura  $z_0$  a partir da superfície.

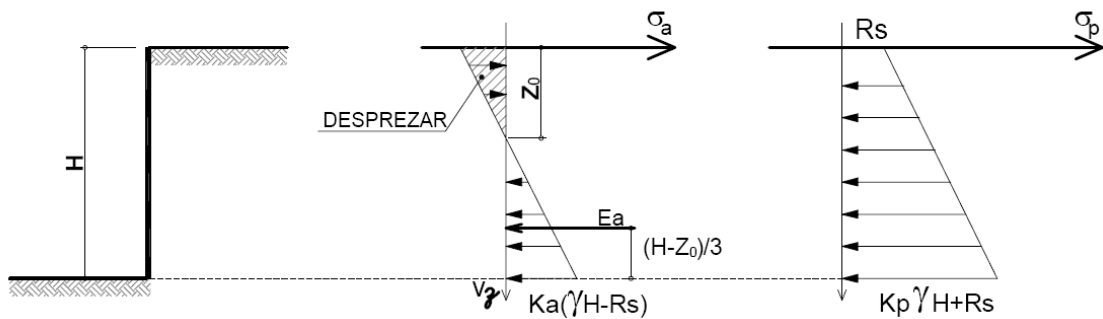


Figura 12: Diagrama de tensões para os estados ativo e passivo para solos coesivos

$$E_a = K_a \cdot \gamma \cdot \left(\frac{H-z_0}{2}\right)^2 \quad (20)$$

$$E_p = K_p \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{2} + R_s \cdot H \quad (21)$$

Para o caso de atuação de sobrecarga no terreno, basta adotar o mesmo procedimento utilizado para solos granulares, ou seja, desloca-se os diagramas para a direita de  $K_a \cdot q$  e  $K_p \cdot q$ , conforme a Figura 13. Caso restarem tensões negativas no caso ativo, as mesmas também devem ser desprezadas.



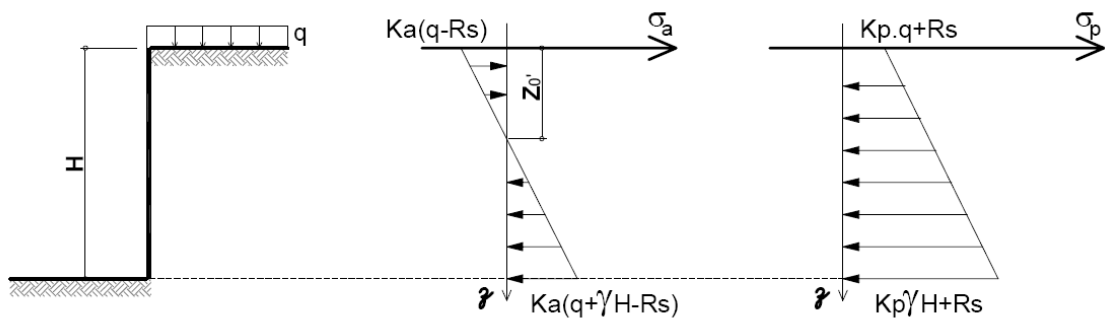


Figura 13: Diagrama de tensões para os estados ativo e passivo com ação de sobrecarga na superfície para solos coesivos

Se  $R_s > q$ , tem-se:

$$z_0' = \frac{R_s - q}{\gamma} \quad (22)$$

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma}{2} \cdot (H - z_0')^2 \quad (23)$$

Por outro lado, se  $R_s < q$ , tem-se:

$$E_a = K_a \left[ (q - R_s) \cdot H + \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \right] \quad (24)$$

$$E_p = R_s \cdot H + K_p \cdot \left( q \cdot H + \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \right) \quad (25)$$

## 5 MATERIAIS E MÉTODOS

O cálculo de cortinas de estacas moldadas no local é dividido em três fases. Primeiramente determina-se a profundidade  $F$ , denominada ficha, em que a estaca deve ser engastada para que ela permaneça em equilíbrio. Esta profundidade depende da altura de escavação  $H$ , e das características do solo: coesão  $c$ , ângulo de atrito  $\varphi$ , e do peso específico do solo  $\gamma$ .

Em seguida determina-se o valor do máximo momento e o local onde ocorre, que dependem também da altura de escavação  $H$ , e das características do solo: coesão  $c$ , ângulo de atrito  $\varphi$ , e do peso específico do solo  $\gamma$ . Por fim dimensiona-se a seção da estaca.

Estas etapas de cálculo de cortinas de estacas moldadas no local serão descritas a seguir.

## 5.1 DETERMINAÇÃO DA FICHA

Admitindo-se a hipótese de que a estaca só apresenta movimento de corpo rígido, válido na medida em que as deformações da estaca são desprezíveis diante das deformações do terreno, o efeito do corte de altura  $H$  no ponto  $A$ , são resumidos ao carregamento vertical  $P_v$ , a um empuxo ativo  $E_a$  e a um momento de tombamento  $M_a$ .

Diante da solicitação, a estaca gira no sentido anti-horário, em torno do ponto  $B$  conforme a Figura 14. Ao sofrer tal movimento ocorrem os seguintes empuxos:

- Acima do ponto  $B$  e a direita da estaca: empuxo ativo;
- Acima do ponto  $B$  e a esquerda da estaca: empuxo passivo;
- Abaixo do ponto  $B$  e a direita da estaca: empuxo passivo;
- Abaixo do ponto  $B$  e a esquerda da estaca: empuxo ativo;

Como incógnitas temos a altura  $X$  do pé da escavação até o centro de rotação da estaca e a altura  $Z$  do centro de rotação até o pé da estaca. A ficha  $F$  é estabelecida pela soma das duas alturas.

Como condições de equilíbrio, temos as duas condições da estática: somatória de forças horizontais e momentos nulos. Assim, são duas incógnitas e duas condições, permitindo a solução.

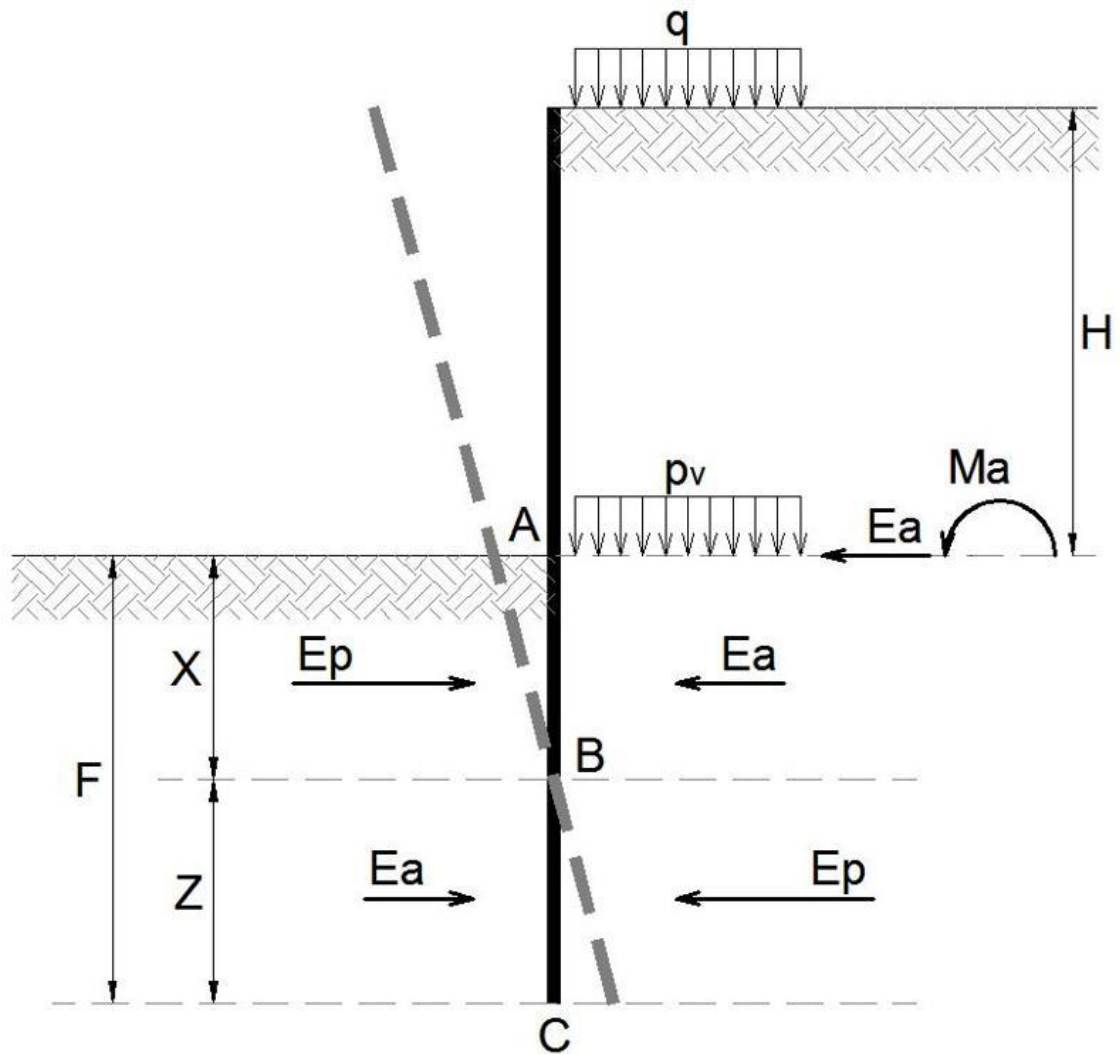


Figura 14: Corte esquemático de carregamentos da cortina

## 5.2 CONDIÇÕES DE EQUILÍBRIO DA CORTINA

Considerando as definições apresentadas pode-se esquematizar o carregamento sobre a estaca a partir do pé da escavação.

Na Figura 15 abaixo têm-se as ações atuantes e a resultante delas.

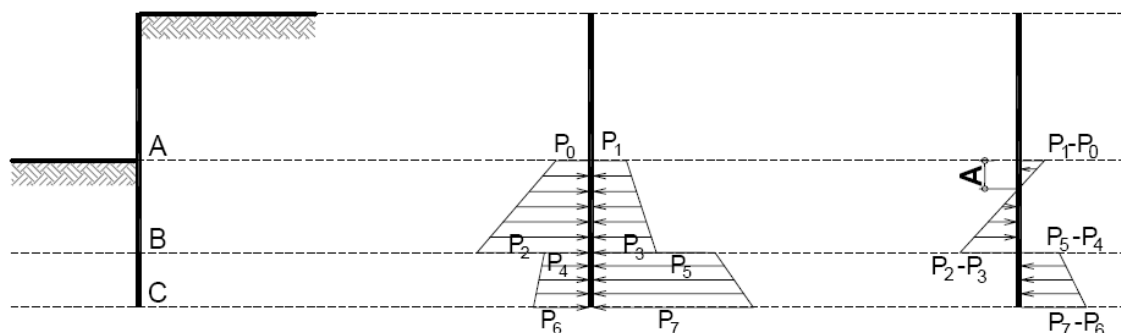


Figura 15: Ações e resultantes atuantes sobre a estaca

Segundo Pereira (1984), admitindo-se o carregamento  $P_v$  como uma sobrecarga, cada um dos carregamento, para espaçamento unitário de estacas, são expressos da seguinte forma:

$$P_1 = K_a \cdot (P_v - R_s) \quad (26a)$$

$$P_0 = R_s \quad (26b)$$

$$P_2 = R_s + K_p \cdot \gamma \cdot X \quad (26c)$$

$$P_3 = K_a \cdot (P_v - R_s + \gamma \cdot X) \quad (26d)$$

$$P_4 = K_a \cdot (\gamma \cdot X - R_s) \quad (26e)$$

$$P_5 = K_p \cdot (P_v + \gamma \cdot X) + R_s \quad (26f)$$

$$P_6 = K_a \cdot (\gamma \cdot X - R_s + \gamma \cdot z) \quad (26g)$$

$$P_7 = K_p \cdot (P_v + \gamma \cdot X + \gamma \cdot z) + R_s \quad (26h)$$

A distância "A" refere-se ao ponto onde o carregamento se anula, e é dado por:

$$A = \frac{P_1 - P_0}{\gamma \cdot (K_p - K_a)} \quad (27)$$

Chamando de:

$$C = \gamma \cdot (K_p - K_a) \quad (28)$$

$$D = R_s \cdot (1 + K_a) \quad (29)$$

Tem-se:

$$A = \frac{K_a \cdot P_v - D}{C} \quad (30)$$

Desta forma, a primeira condição de equilíbrio, de somatório de forças horizontais igual a zero, de acordo com Pereira (1984), é dada por:

$$E_a + \left( \frac{P_1 - P_0 + P_3 - P_2}{2} \right) \cdot X - \left( \frac{P_4 - P_5 + P_6 - P_7}{2} \right) \cdot z = 0$$

Substituindo-se os valores das expressões 26, 28 e 29, tem-se:

$$z^2 \cdot \left( \frac{C}{2} \right) + z \cdot (C \cdot X + K_p \cdot P_v + D) + \left[ E_a + x \cdot (K_a \cdot P_v - D) - C \cdot \frac{X^2}{2} \right] = 0 \quad (31)$$

Tal equação é de 2º grau e fornece a distância Z a partir do ponto X.

Pereira (1984) também afirma que a segunda condição de equilíbrio, de momento estático igual a zero, é obtida tomando-se por opção, de momento nulo no ponto B.

Desta forma, tem-se:

$$MB = M_a + E_a \cdot X + P_1 \cdot \frac{X^2}{2} + (P_3 - P_1) \cdot \frac{X^2}{6} - (P_2 - P_0) \cdot \frac{X^2}{6} - P_0 \cdot \frac{X^2}{2} + \frac{P_4 \cdot z^2}{2} \\ + (P_6 - P_4) \cdot \frac{z^2}{3} - \frac{P_5 \cdot z^2}{2} - (P_7 - P_5) \cdot \frac{z^2}{3} = 0$$

Substituindo-se os valores das expressões 26, 28 e 29, tem-se:

$$MB = M_a + E_a \cdot X + \frac{X^2}{6} \cdot (3 \cdot K_a \cdot P_v - C \cdot X - 3 \cdot D) - \frac{z^2}{6} \cdot (3 \cdot K_p \cdot P_v + 3 \cdot C \cdot X + 2 \cdot C \cdot Z + \\ 3 \cdot D = 0 \quad (32)$$

A solução da equação pode ser resolvida isolando-se Z de X na equação 31 e substituindo-se na equação 32, o que resultaria numa equação de 3º grau da variável X.

Optou-se pelo processo mais simples por tentativa, onde se arbitra um valor para X. Com o valor de X na equação 31, obtêm-se Z e a então se verifica na equação 32 se os valores de X e Z anulam o momento no ponto B.

Caso o valor arbitrado não corresponder, escolhe-se outro de maneira a se aproximar da condição expressa na equação 32. O valor da ficha é então obtido somando-se as alturas X e Z.

### 5.3 CÁLCULO DOS ESFORÇOS

Estruturas de contenção do tipo cortina de estacas trabalham predominantemente por flexão. Desta forma, deve-se dimensionar para resistir ao momento máximo que estará sujeita.

O momento máximo não ocorre no pé da escavação, mas onde o esforço cortante for nulo. De acordo com a Figura 16, no pé da escavação, ponto A, o cortante é igual ao empuxo ativo, aumentando em seguida, já que o carregamento tem o mesmo sentido do empuxo ativo, até o ponto onde o carregamento se anula, atingindo o máximo esforço cortante. Em seguida, com a inversão do carregamento, o cortante começa a diminuir até atingir o valor nulo em um ponto distante Y do ponto A.

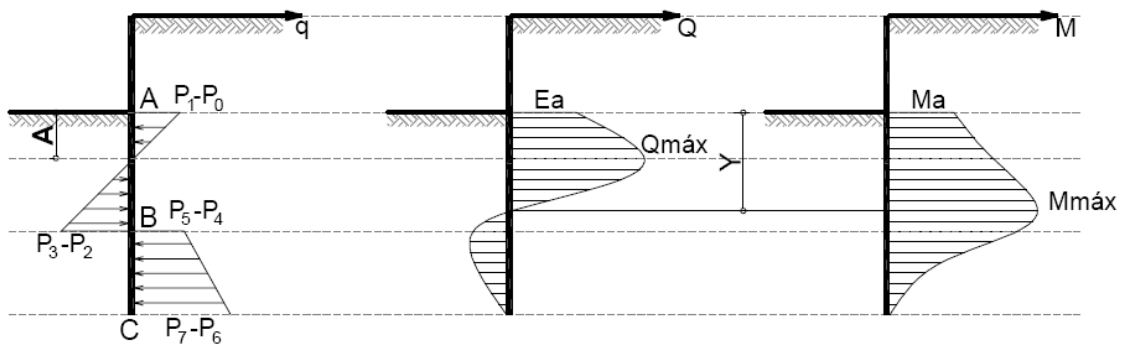


Figura 16: Diagrama de Esforços da cortina

Conforme Pereira (1984), a distância A é dada pela expressão 30. A distância Y pode ser calculada impondo-se a condição de esforço cortante nulo. Assim tem-se:

$$E_a + P_1 \cdot Y + \frac{K_a \cdot \gamma \cdot Y^2}{2} - P_0 \cdot Y - \frac{K_p \cdot \gamma \cdot Y^2}{2} = 0$$

Utilizando-se os valores das expressões 26, e considerando as equações 28,29 e 30, tem-se:

$$Y = A + \sqrt{A^2 + 2 \cdot \frac{E_a}{C}} \quad (33)$$

Desta forma, o valor do momento máximo é obtido substituindo-se X por Y na equação 32.

$$M_{máx} = M_a + E_a \cdot Y + \frac{Y^2}{6} \cdot (3 \cdot K_a \cdot P_v - C \cdot Y - 3 \cdot D) - \frac{Z^2}{6} \cdot (3 \cdot K_p \cdot P_v + 3 \cdot C \cdot Y + 2 \cdot C \cdot Z + 3 \cdot D) \quad (34)$$

Onde:

$$M_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^3}{6} \quad (35)$$

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2} \quad (36)$$

$$P_v = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (37)$$

Multiplica-se o valor obtido na equação 34 pelo espaçamento entre-eixos das estacas para se obter o valor do momento em cada uma das estacas. Após a obtenção dos esforços, procede-se o dimensionamento.

Segundo Pereira (1984), caso haja sobrecarga no terreno a mesma deve ser considerada nos cálculos, visto que os esforços alteram significativamente. Neste caso as equação 35, 36 e 37 sofrem o acréscimo deste efeito da seguinte forma:

$$M_a = K_a \cdot \left( q \cdot \frac{H^2}{2} + \frac{\gamma \cdot H^3}{6} \right) \quad (38)$$

$$E_a = K_a \cdot \left( q \cdot H + \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \right) \quad (39)$$

$$P_v = (q + \gamma \cdot H) \quad (40)$$

Onde:

q: sobrecarga no terreno

Outra consideração importante é quanto à presença de água no terreno. Neste caso deve-se levar em conta o efeito e considerar o peso específico do solo ( $\gamma$ ) para solo saturado, ou ainda introduzir a pressão devido às duas parcelas, solo e água, quando for o caso.

## 5.4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

### 5.4.1 Método de Cálculo

Para o dimensionamento das estacas devem ser considerados os esforços de flexão simples.

Caso a cortina receba carga normal devido a uma estrutura de travamento ou da própria laje do subsolo, deve-se considerar esforços de flexo-compressão normal. Neste caso, porém, o comportamento da cortina deixará de ser uma estrutura em balanço, e assim, os esforços devido ao corte são alterados.

### 5.4.2 Dimensionamento da armadura longitudinal

Para seções circulares, tanto para a flexão simples como para a flexo-compressão, a solução é obtida iterativamente. Assim, a utilização de ábacos encontrados na literatura de concreto armado para seções circulares facilitam o dimensionamento.

### 5.4.3 Dimensionamento da armadura transversal

O dimensionamento ao cisalhamento deve satisfazer as condições estabelecidas na NBR 6118 (2003):

$$(I) \quad V_{sd} \leq V_{rd2}$$

$$(II) \quad V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$V_c$  é a força cortante resistente de cálculo do concreto;

$V_{sw}$  é a força cortante resistente de cálculo do aço;

$V_{sd}$  é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

$V_{Rd2}$  é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$ , é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal.

## 5.5 ESTUDO DE CASO

A metodologia demonstrada anteriormente foi aplicada o projeto de uma estrutura de contenção para execução de um subsolo de um edifício a ser executado na cidade de Toledo, Paraná, com área de 2237,84m<sup>2</sup>. A altura de escavação é de três metros.

Verificou-se a ausência de edificações vizinhas e topografia plana do terreno.

Foi executada uma sondagem para investigação geotécnica do tipo “SPT”, pela empresa SATO Construções Ltda.

A determinação dos parâmetros geotécnicos deu-se através de correlações com o NSPT.

A Figura 17 a seguir apresenta o perfil do terreno pelo ensaio de “SPT”.



| SATO CONSTRUÇÕES LTDA - SONDAJENS<br>Cascavel – Pr Fone (045) 3225 3477 |                          |                                      |    | Cliente: MAJE EMPREEND. IMOBILIÁRIOS LTDA.<br>Obra: PRÉDIO C/SUB-SOLO E 4 PAVIMENTOS.<br>Local: R. CORONEL VICENTE, Nº.2042 – TOLEDO-PR |                            |   |   |                           |
|---|--------------------------|--------------------------------------|----|---|----------------------------|---|---|---------------------------|
| Nível de Água   | Cota em Relação ao R. N. | Nº de Golpes                         |    |   | Consistência ou Capacidade | Amostra   | Profundidade das Camadas  | Classificação do Material |
|   |                          | 1ª                                   | 2ª | 2ª 3ª   |                            |   |   |                           |
|   |                          | 30                                   |    | 30  |                            |   |   |                           |
| 05/11/12<br>13,40m<br>8:30h   |                          | 2                                    | 2  | Muito mole  | 1                          | 1,00  | Argila siltosa de coloração marron avermelhada.                                 |                           |
|   |                          | 2                                    | 2  | “   | 2                          | 2,00  |   |                           |
|   |                          | 2                                    | 2  | “   | 3                          | 3,00  |   |                           |
|   |                          | 3                                    | 3  | Mole  | 4                          | 4,00  |   |                           |
|   |                          | 4                                    | 5  | “   | 5                          | 5,00  |   |                           |
|   |                          | 4                                    | 4  | “   | 6                          | 6,00  |   |                           |
|   |                          | 4                                    | 4  | “   | 7                          | 7,00  |   |                           |
|   |                          | 5                                    | 5  | “   | 8                          | 8,00  |   |                           |
|   |                          | 4                                    | 4  | “   | 9                          | 9,00  |   |                           |
|   |                          | 4                                    | 4  | “   | 10                         | 10,00   |   |                           |
|   |                          | 4                                    | 4  | “   | 11                         | 11,00   |   |                           |
|   |                          | 4                                    | 4  | “   | 12                         | 12,00   |   |                           |
|   |                          | 5                                    | 6  | Média   | 13                         | 13,00   | -----<br>Alteração da cor da argila siltosa para roxa com veios brancos.12,00m. |                           |
|   |                          | 5                                    | 4  | Mole  | 14                         | 14,00   |   |                           |
|   |                          | 6                                    | 5  | “   | 15                         | 15,00   |   |                           |
|   |                          | 6                                    | 5  | “   | 16                         | 16,00   |   |                           |
|   |                          | 7                                    | 7  | Média   | 17                         | 17,00   |   |                           |
|   |                          | 11                                   | 13 | Rija  | 18                         | 18,00   |   |                           |
|   |                          |                                      |    |   |                            | -----<br>Limite de sondagem<br>18,00m<br>Rev. 5,00m |   |                           |
| <b>COTA</b><br>R. N. : 100,00   |                          | <b>REVESTIMENTO:</b><br>Diam. 2”.1/2 |    |   |                            | <b>SONDAGEM Nº:</b> 53/12                           |   |                           |
| <b>FURO:</b>  |                          | <b>BARRILETE AMOSTRADOR</b>          |    |   |                            | <b>FURO:</b> 01                                     |   |                           |
| <b>INICIO:</b> 31/10/2012   |                          | Diam. Ext.: 50,80 mm                 |    |   |                            | <b>ESCALA:</b> s/escala                             |   |                           |
| <b>TERMINO:</b> 31/10/2012  |                          | Diam. Ext.: 34,40 mm                 |    |   |                            | <b>OPERADOR:</b>                                    |   |                           |
|   |                          |                                      |    |   |                            | <b>ENG. RESP.:</b>                                  |   |                           |
|   |                          |                                      |    |   |                            | <b>FLS Nº:</b> 01                                   |   |                           |

Figura 17: Perfil do terreno pelo ensaio de SPT

Verifica-se que há homogeneidade na camada a ser escavada. Os parâmetros geotécnicos para cálculo dos esforços foram obtidos por correlação com o NSPT, descritos a seguir.

### 5.5.1 Parâmetros Geotécnicos

Segundo Bowles (1978) apud Maccarini (2009), o valor da coesão, na ausência de ensaios de laboratório, pode ser adotado de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1: Valores de coesão por correlação com o SPT

| Tipo de solo | Consistência | SPT     | $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|--------------|---------|-----------------------------|---------------------------|
| ARGILA       | Muito mole   | < 2     | <0,25                       | < 0,125                   |
|              | Mole         | 2 a 4   | 0,25 a 0,5                  | 0,125 a 0,250             |
|              | Média        | 4 a 8   | 0,5 a 1,0                   | 0,250 a 0,500             |
|              | Rija         | 8 a 16  | 1 a 2                       | 0,500 a 1,000             |
|              | Muito Rija   | 16 a 32 | 2 a 4                       | 1,000 a 2,000             |
|              | Dura         | > 32    | > 4                         | > 2,000                   |

Foi adotado o valor de 0,1kg/cm<sup>2</sup> para a coesão do solo.

Para estimativa do ângulo de atrito  $\varphi$ , Godoy (1983) menciona a seguinte correlação empírica com o NSPT:

$$\varphi = 28 + 0,4NSPT$$

Desta forma adotou-se como  $\varphi = 28,8^\circ$ .

Ainda segundo Godoy (1972), o valor do peso específico  $\gamma$ , para argilas de consistência muito mole é igual a 13kN/m<sup>3</sup>, que foi o valor adotado.

### 5.5.2 Cálculo dos esforços

Estabelecidas as propriedades geotécnicas, definiram-se os parâmetros geométricos das estacas. Foi adotado diâmetro de 30 cm com espaçamento entre-eixos de 75cm.

Os dados foram aplicados nas equações estabelecidas anteriormente, obtendo-se um comprimento de ficha igual a 2,67m, momento característico igual a 25,13kN.m, ou seja, um momento de dimensionamento igual a 35,18kN.m, em cada estaca, esforço cortante característico igual a 13,73kN, ou seja, um esforço cortante de cálculo igual a 19,22kN.

### 5.5.3 Dimensionamento Estrutural

O dimensionamento estrutural foi desenvolvido considerando a cortina submetida à flexão simples. Para o dimensionamento da armadura longitudinal foi utilizado o programa computacional “Oblíqua 1.0”, onde é possível verificar seções de concreto armado com uma armadura determinada.

Verificou-se, conforme Figura 18, que uma estaca de diâmetro de 30cm, com concreto de resistência característica à compressão de 20MPa, composta por uma armadura longitudinal de 8 barras de 12,5mm de diâmetro, resiste ao momento de dimensionamento estabelecido.

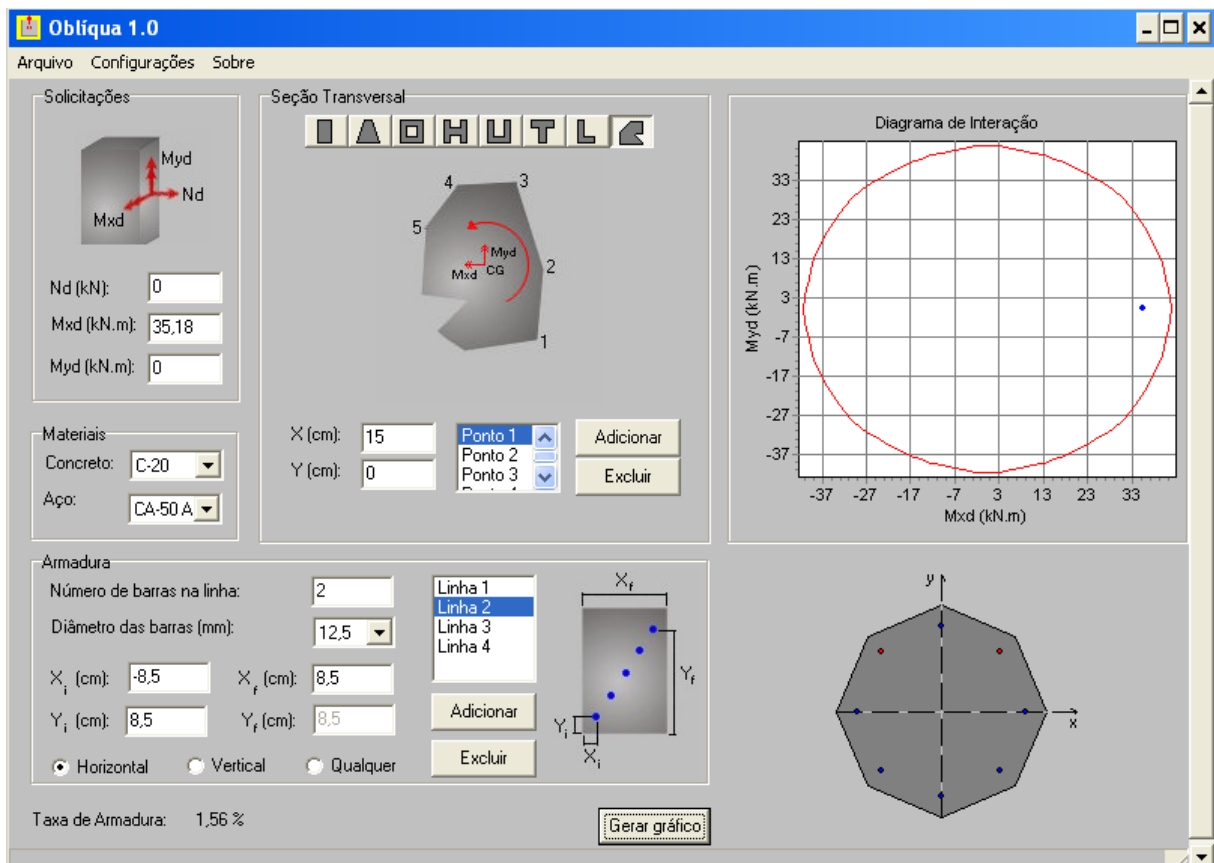


Figura 18: Janela de trabalho do software Oblíqua

O dimensionamento da armadura transversal é apresentado a seguir:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot v_2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$\alpha \cdot v_2 = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,92$$

$b_w \cdot d$  equivale a área efetiva de uma seção retangular, e será substituída pela área referente ao diâmetro efetivo da armadura, definido por:

$$D_{efet} = D_{estaca} - \left( D' + \frac{\Phi_{armadura}}{2} \right) = 30 - \left( 3 + \frac{1,2}{2} \right) = 26,4cm$$

Onde  $D'$  é o cobrimento da armadura.

Assim tem-se:

$$V_{rd_2} = 0,27 \cdot 0,92 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot \frac{3,14 \cdot (0,264)^2}{4} = 194,15kN$$

Satisfazendo a condição  $V_{sd} = 19,22kN \leq V_{rd_2} = 194,15kN$ , ou seja, as bielas de concreto resistem.

Verificando a força cortante  $V_{sd,min}$  relativa a armadura transversal mínima tem-se:

$$V_{sd,min_3} = V_{sw,min} + V_c$$

Onde:

$$V_c = 1,2 \cdot f_{ct} \cdot d \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Substituindo é obtido  $f_{ctd}=1,11MPa$

Onde:

$f_{ctk,inf}$ : valor inferior da resistência característica à tração do concreto;

$f_{ct,m}$ : resistência média à tração do concreto;

$f_{ck}$ : resistência característica à compressão do concreto;

$f_{ctd}$ : resistência de cálculo à tração do concreto;

Logo, tem-se:

$$V_c = 1,2 \cdot 1,1110 \cdot \frac{3,14 \cdot (0,264)^2}{4} = 71,95kN$$

E:

$$V_{sd,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd}$$

Onde:

$\rho_{swmin}$ : taxa da armadura transversal mínima, dependente das resistências do concreto e do aço. A seguir é apresentada uma tabela com os valores da taxa mínima da armadura transversal, em porcentagem, segundo Pinheiro (2010).

| AÇO   | CONCRETO |        |        |        |        |        |        |
|-------|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|       | C20      | C25    | C30    | C35    | C40    | C45    | C50    |
| CA-25 | 0,1768   | 0,2052 | 0,2317 | 0,2568 | 0,2807 | 0,3036 | 0,3257 |
| CA-50 | 0,0884   | 0,1026 | 0,1159 | 0,1284 | 0,1404 | 0,1580 | 0,1629 |
| CA-60 | 0,0737   | 0,0855 | 0,0965 | 0,1070 | 0,1170 | 0,1265 | 0,1357 |

Logo,

$$V_{sd,min} = \frac{0,0884}{100} \cdot 0,9 \cdot 3,14 \cdot 13,2^2 \cdot 43,5 = 18,93kN$$

Resultando em  $V_{sd,min} = 18,93kN + 71,95kN = 90,88kN$

Como  $V_{sd,min} = 90,88kN > V_{sd} = 19,22kN$ , a armadura mínima atende ao esforço de cisalhamento.

Para o cálculo do armadura mínima tem-se:

$$A_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 100 \cdot b_w = \frac{0,0884}{100} \cdot 100 \cdot 26,4 = 2,33cm^2/m$$

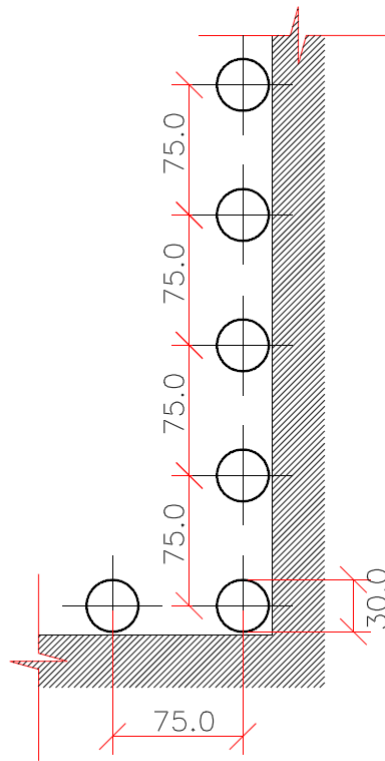
Segundo a NBR 6118 (2003), o espaçamento máximo entre estribos para  $V_{sd} < 0,67 \cdot V_{rd2}$  é:

$$S_{máx} = 0,6 \cdot d \leq 300mm$$

$$S_{máx} = 0,6 \cdot 26,4 = 15,84cm$$

Portanto, para atender os requisitos de espaçamento e área mínima por metro, foi adotada uma armadura transversal composta por barra de 5,0mm a cada 15cm.

Nas Figura 19 e 20 são apresentados os desenhos esquemáticos da cortina dimensionada.



### Planta Baixa

Figura 19: Planta baixa da cortina dimensionada

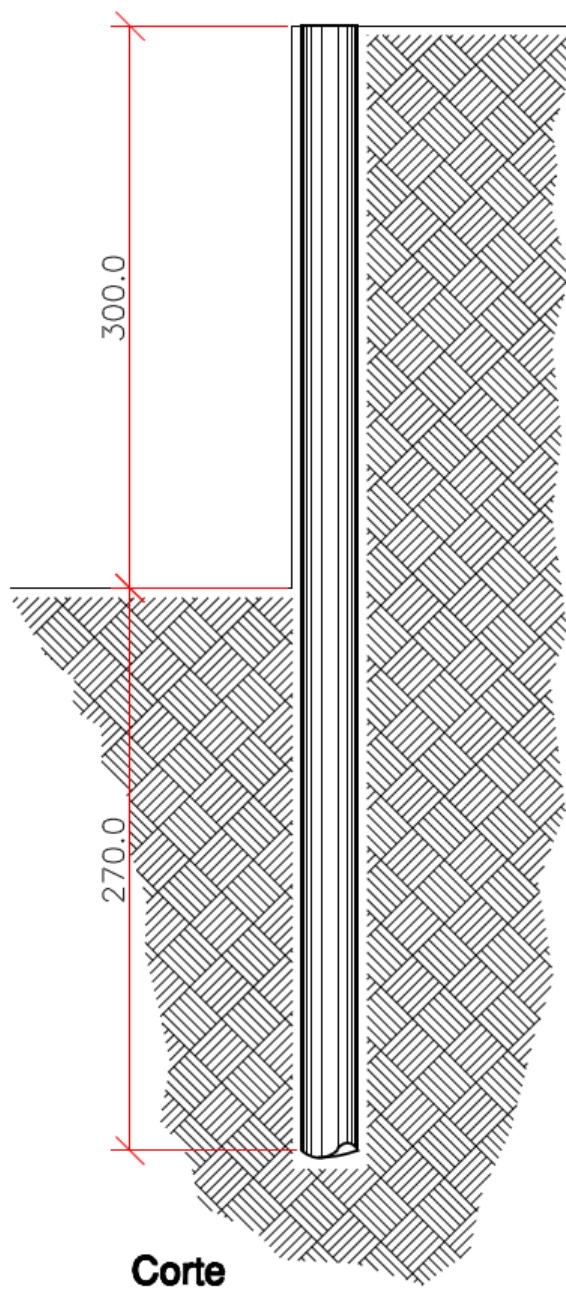
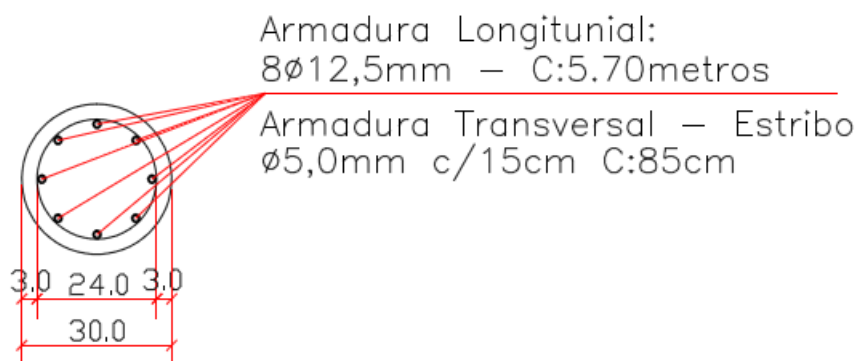


Figura 20: Vista frontal de uma estaca da cortina dimensionada

A Figura 21 a seguir apresenta o corte transversal da estaca, indicando a disposição e o diâmetro das armaduras.



## Armadura

Figura 21: Seção transversal da estaca

Verificou-se a mesma condição do estudo de caso desprezando a coesão. Obteve-se um comprimento de ficha igual a 3,15m e momento característico igual a 36,27kN.m em cada estaca.

## 6 DISCUSSÃO

Comparando-se com os resultados obtidos verifica-se que o comprimento da ficha aumenta aproximadamente 18% e o momento máximo aumenta 44,32% quando não se considera a coesão.

Fica claro o quão importante é a consideração da coesão para o cálculo de estruturas de contenção de solos coesivos. A não consideração do efeito da coesão implica em uma estrutura superdimensionada. Entretanto, é importante que o valor adotado para a coesão seja obtido através de ensaios de laboratório, e que seja garantida a existência da coesão, pelo menos até o travamento da estrutura pela laje, quando for o caso.

A coesão é eliminada quando o corte é exposto a chuvas alternadas com insolação por longo período de tempo. Neste caso, proteger o corte com lonas plásticas ou revestimento de nata de cimento é de suma importância. Em muitos casos, em favor da segurança, a coesão é desprezada dos cálculos.

Verificou-se, também, a mesma condição para um corte de 6m, ou seja, o dobro da condição inicial. Obteve-se um comprimento de ficha igual a 5,80m e momento característico de 242,52kN.m em cada estaca. O comprimento da ficha



aumenta pouco mais que o dobro, porém, o valor do momento característico aumenta aproximadamente dez vezes. Ou seja, a variação da altura da escavação é de extrema importância para o correto dimensionamento da estrutura de contenção, já que o momento fletor é função do cubo da altura de escavação.

## 7 CONCLUSÃO

Demonstrou-se neste trabalho, uma solução analítica para estabilidade de uma estrutura de contenção de cortina de estacas moldadas no local.

A solução numérica é simples através do emprego das fórmulas obtidas, utilizando-se um software de planilha eletrônica, ou uma calculadora programável, porém a análise para obtenção das equações de equilíbrio da estrutura é complexo. Foi possível verificar que o máximo momento fletor, ao contrário do que muitos acreditam, não se dá no pé do corte. O máximo momento fletor é dado abaixo do pé do corte, onde o esforço cortante é nulo, e é para este ponto que a armadura longitudinal deve ser dimensionada.

Outro ponto importante observado é quanto à variação do momento em relação à altura do corte. A variação não é linear e sim exponencial já que o valor do momento é função do cubo da altura. Desta forma, para pequenas variações na altura da escavação, o momento máximo sofre grandes variações.

A correta definição das propriedades geotécnicas utilizadas nas fórmulas é crucial na solução segura do problema. Uma das principais definições é o valor da coesão, visto que a consideração da mesma influi significativamente nos resultados.

Verificou-se, no estudo de caso, que a variação da coesão de zero para  $1\text{kN/m}^2$  alterou o momento máximo em 44,32% e o comprimento da ficha em aproximadamente 18%, influenciando no custo da estrutura.

Quanto ao dimensionamento da seção, seja na flexão simples ou na flexo compressão, dependendo do caso, é possível utilizar vários métodos de cálculo. Um método bastante empregado para facilitar os cálculos são os ábacos de dimensionamento, visto que a seção é circular e o processo é iterativo sem a utilização dos ábacos. Além disso, também podem ser utilizados softwares de dimensionamento como foi apresentado.

Diante das condições citadas anteriormente, pode-se observar que é fundamental a análise das propriedades geotécnicas e das condições de estabilidade para um dimensionamento correto das estruturas de contenção, evitando futuras patologias e acidentes.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTUNES, R. B. **Dimensionamento de cortina de estacas justapostas para execução de subsolo de edifício comercial.** Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2003.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1975.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** Vol. 2. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1983.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas** - projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

COSTA NUNES, A. J. **Acidentes em Estruturas de arrimo.** Revista Estrutura n. 72, 1975.

FIAMONCINI, C. M. **Estabilização de talude através da técnica de cortina atirantada** - estudo de caso. Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma 2009.

GASPAR, P. F. **Contenção de Talude de Escavação com estacas justapostas** - estudo de caso. Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma 2011.

HACHICH, W., et al. **Fundações:** teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

MACCARINI, F. J. **Análise da estabilidade de aterro sobre solos moles.** Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma 2009.

MEDEIROS, A. G. B. **Análise numérica de estruturas de contenção em balanço e grampeadas do tipo “estaca justaposta” assentes em solo poroso do DF.** Dissertação. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo.** 2 ed. São Paulo: Blucher, 1994.

MOTA, R. J. **Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO.** Dissertação. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

PEREIRA, V. F. **Cortina de estacas circulares em concreto armado**. Curso de Especialização em Engenharia Civil – Universidade Estadual de Londrina. Londrina 1984. Notas de Aula.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Curso de Graduação em Engenharia Civil - Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007. Notas de aula.

SOUZA, R. A. de.; ENAMI, R. M. **Sobre os Acidentes Estruturais recentes ocorridos na cidade de Maringá-PR**. Revista Tecnológica (UEM), Maringá, v. 18, p. 91-101, 2009.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: MAcGraw-Hill, 1977.