

## 2. Análise do comportamento estático

### 2.1. Introdução

Estruturas de contenção são projetadas para reter maciços de solo ou rocha e, eventualmente, água (Figura 2.1). A escolha do tipo de estrutura depende das condições de campo, sendo algumas das opções mais comuns ilustradas na Figura 1.1.

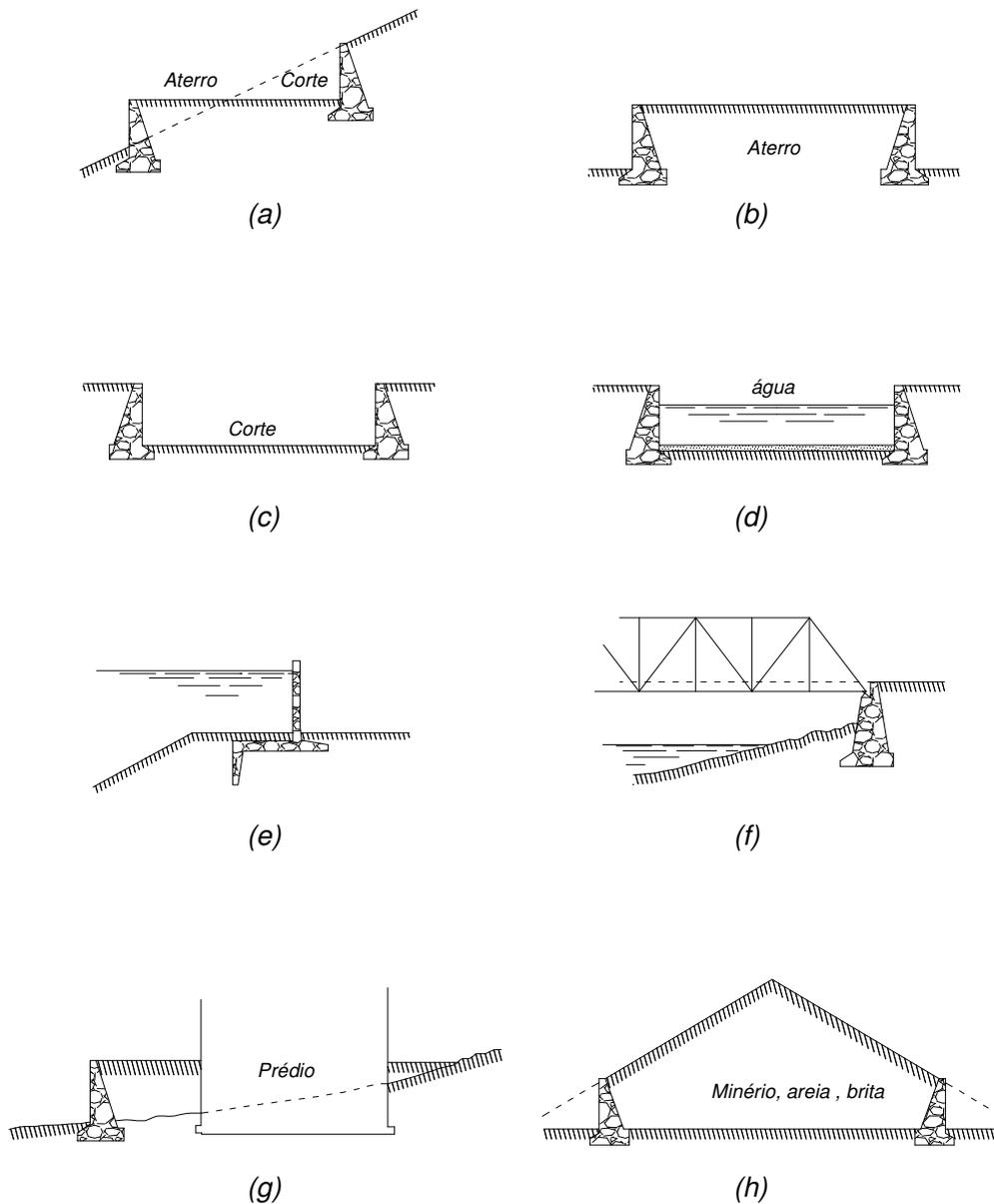


Figura 2.1 - Utilização de estruturas de contenção (modificado de Huntington, 1957).

As estruturas de contenção, como qualquer outro tipo de estrutura de engenharia, não podem falhar. A perda de sua funcionalidade está relacionada tanto a aspectos de resistência quanto de deformações. A ruptura pode ser da própria estrutura, ruptura do solo ou devido à ocorrência de deformações e deslocamentos inaceitáveis. No dimensionamento de um muro ou cortina de contenção, os seguintes aspectos devem ser cuidadosamente analisados pelo projetista:

- a) Equilíbrio de momentos deve ser satisfeito (a estrutura não deve tombar, Figura 2.2);
- b) equilíbrio de forças horizontais deve ser satisfeito (estrutura não deve deslizar, Figura 2.2);
- c) equilíbrio de forças verticais deve ser satisfeito (capacidade de carga do solo de fundação deve ser adequada);
- d) empuxos laterais não devem provocar tensões excessivas, normais ou cisalhantes, em nenhuma região da estrutura;
- e) a estabilidade geral do conjunto solo e estrutura deve ser garantida, evitando-se possibilidades de rupturas de taludes (Figura 2.2) ou instabilidade generalizada do maciço.

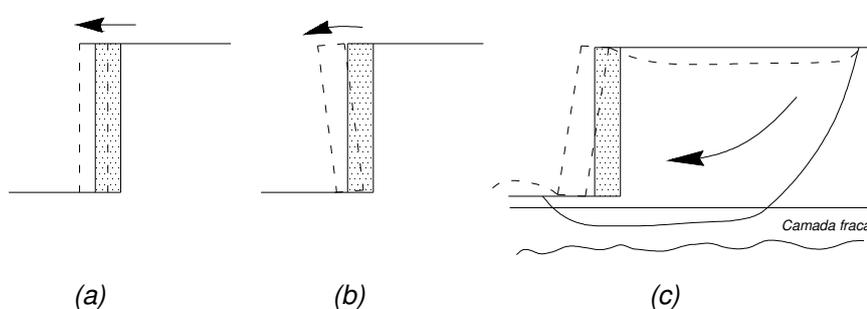


Figura 2.2 – Mecanismos típicos de ruptura para um muro de gravidade: (a) ruptura por deslizamento (translacional); (b) ruptura por tombamento (rotacional); (c) ruptura por instabilidade global. Referencia Kramer – 1996.

Além destes fatores, a estrutura não deve sofrer deformações excessivas causadas por rotações, flexões ou deslocamentos laterais da cortina. Como em geral os cálculos de deslocamento em solo contêm várias incertezas, é comum no projeto convencional de estruturas de contenção utilizar-se de fatores de segurança relativamente altos, em geral maiores ou iguais a 1.5.

Algumas das forças que podem atuar sobre um muro ou cortina de contenção estão representadas nos diagramas de corpo livre da Figura 2.3, elas são:

- a) **Peso próprio:** A resultante do peso próprio  $W_w$  passa pelo centro de gravidade da estrutura (Figura 2.3a). Dependendo da geometria da seção transversal da estrutura, pesos parciais são calculados (Fig.2.3b), com base na decomposição da área total em áreas componentes mais simples, para cálculo da posição do centro de gravidade.
- b) **Empuxo ativo:** Resultante  $P_A$  das tensões atuantes na área da interface solo-estrutura, atuando com ângulo de inclinação  $\delta$  em relação à normal na face posterior da cortina (Figura 2.3a).
- c) **Empuxo passivo:** Resultante  $P_P$  que aumenta a estabilidade da estrutura, embora muitas vezes seja omitida nos cálculos em virtude da incerteza sobre seu valor. Atua formando ângulo  $\delta'$  em relação à normal na face anterior da cortina (Figura 2.3a).
- d) **Forças normal e tangencial na base:** Resultante das tensões normais e cisalhantes atuantes na base da estrutura, esta última geralmente considerada horizontal. A força vertical  $\Sigma V$  passa pelo centróide da distribuição das tensões normais (geralmente considerada como distribuição linear - Figura 2.3a) enquanto que a resultante das tensões cisalhante atua paralelamente à base da estrutura ( $\Sigma H$ ).
- e) **Forças devidas à pressão d'água:** Resultante das pressões d'água sobre a face posterior da cortina ou elemento estrutural de fundação (no último

caso especificamente chamadas de subpressão). Valores de tensões verticais efetivas são minoradas porque calculadas com base no peso específico do solo submerso, mas o empuxo total é majorado pelo acréscimo das pressões hidrostáticas sobre a estrutura de contenção (Figura 2.3c).

- f) **Forças dinâmicas:** Quando causadas por vibrações do tráfego (movimento de trens e caminhões) ou máquinas, geralmente são consideradas pouco significativas e desconsideradas no projeto da estrutura. No caso de sismos, os empuxos são incrementados durante a excitação e sua influência deve ser levada em conta no dimensionamento.
  
- g) **Variações no empuxo com o teor de umidade:** Solos argilosos podem sofrer expansão quando o teor de umidade aumenta, incrementando em consequência os valores do empuxo. As flutuações de umidade são maiores nas proximidades da superfície do terreno e geralmente não se estendem a profundidades superiores a 1,5m. Seu efeito relativo é maior em estruturas de pequena altura, portanto, podem ser minimizadas com a instalação de sistemas de drenagem eficientes.

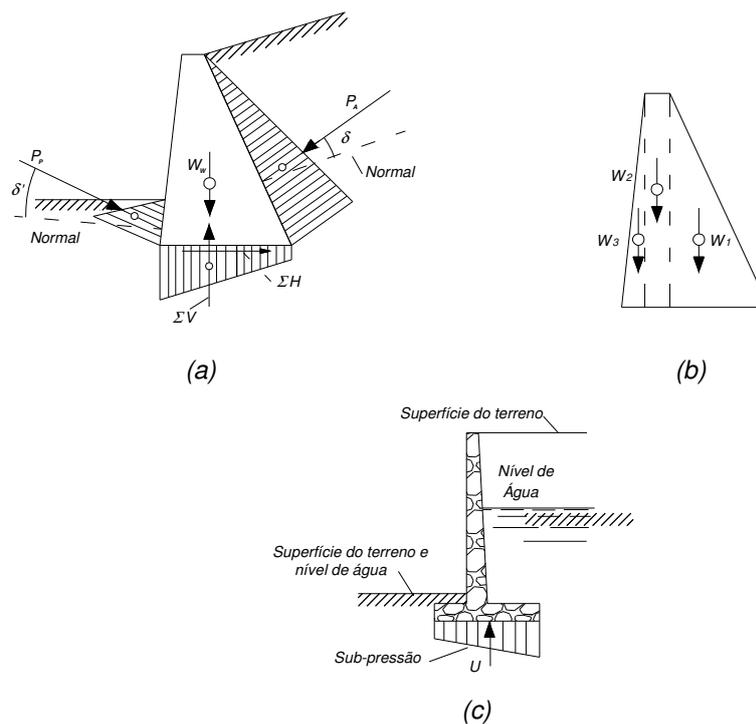


Figura 2.3 – Forças atuantes sobre estrutura de contenção (modificado de Huntington, 1957).

## 2.2. Coeficientes de empuxo

Os empuxos laterais (ativo, passivo e no repouso) do solo sobre uma estrutura de contenção (de face vertical e considerando um aterro de superfície horizontal) são normalmente calculados por intermédio do coeficiente de empuxo, que multiplicado pelo valor da tensão vertical efetiva no ponto considerado fornece o resultado desejado (tensão horizontal atuante).

O valor do coeficiente depende do mecanismo de interação solo/estrutura, ou seja, dos movimentos relativos entre a estrutura e o solo vizinho. No caso do solo não apresentar deslocamentos laterais o coeficiente de empuxo é denominado coeficiente de empuxo no repouso ( $K_o$ ), que pode ser estimado através das seguintes formulações:

a) Considerando o solo como material linearmente elástico e isotrópico, pode-se provar teoricamente que:

$$K_o = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2.1)$$

onde  $\nu$  representa o coeficiente de Poisson do esqueleto sólido.

b) Para areias, Jaky (1944) desenvolveu teoricamente a expressão

$$K_0 = (1 - \operatorname{sen} \phi') \frac{1 + \frac{2}{3} \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'} \approx 1 - \operatorname{sen} \phi' \quad (2.2)$$

onde  $\phi'$  é o ângulo de atrito do solo, em termos de tensões efetivas.

c) Outras formulações empíricas apresentadas na literatura:

Brooker & Ireland (1965) para argilas normalmente adensadas (NA):

$$K_o = 0,95 - \operatorname{sen} \phi' \quad (2.3)$$

Mayne & Kulhawy (1982) para argilas pré-adensadas:

$$K_o = (1 - \operatorname{sen} \phi') \cdot OCR^{\operatorname{sen} \phi'} \quad (2.4)$$

onde OCR é a razão de pré-adensamento do material.

De modo geral, para solos pré-adensados valores de  $K_o > 1$  tendem a crescer com a razão de pré-adensamento (Equação 2.4) e solos não-saturados tendem a exibir valores de  $K_o$  decrescentes com a sucção. A Tabela 2.1 lista alguns valores típicos do coeficiente de empuxo no repouso para solos.

<i>Tipo de solo</i>	<i>LL</i>	<i>LP</i>	<i>IP</i>	<i>Atividade</i>	<i>K<sub>o</sub></i>
Areia Densa (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 Densa 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, Orgânica, não deformada	74	28	45	1.2	0.57
Argila Marinha não deformada	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 densas)	-	-	-	-	0,40 a 0,50
Areias compactadas por camadas	-	-	-	-	0.8

Tabela 2.1 - Valores de  $K_o$  (Lemos Machado S, 1997).

Com relação aos coeficientes de empuxo ativo ( $K_A$ ) e passivo ( $K_P$ ), considere um maciço de solo seco, isotrópico, homogêneo no qual foi inserida uma parede de grande extensão, delgada o suficiente para não introduzir mudanças no estado inicial de tensões (Figura 2.4). Admita-se que a parede seja movimentada da esquerda para a direita, com deslocamentos uniformes em toda a sua extensão. A Figura 2.5 ilustra a variação das tensões em dois pontos do solo situados à esquerda (ponto A) e à direita (ponto B) da referida cortina. O acréscimo no valor da tensão horizontal efetiva não ocorre indefinidamente, mas atinge um valor limite associado ao coeficiente de empuxo passivo  $K_P$ ; da mesma forma, a tensão horizontal à esquerda da cortina tende para um valor mínimo associado ao coeficiente de empuxo ativo  $K_A$ . Notar da figura que os deslocamentos necessários para se atingir a condição de empuxo ativo são menores do que para a condição de empuxo passivo.

A Figura 2.6 ilustra a variação do estado de tensão nos pontos A e B através do círculo de Mohr até atingir os estados de ruptura ativa ou passiva. Na prática da engenharia é evidente que condições de ruptura devem ser evitadas. De acordo com Lemos Machado (1997) o valor do empuxo ativo ( $P_A$ ) deve ser majorado adotando-se um fator de segurança entre 1,3 a 1,5 enquanto que o empuxo passivo deve ser minorado considerando-se um fator de segurança compreendido no

intervalo de 1,4 a 1,5. Em termos mecânicos, os valores de projeto estariam situados dentro da fase de regime elástico do solo.

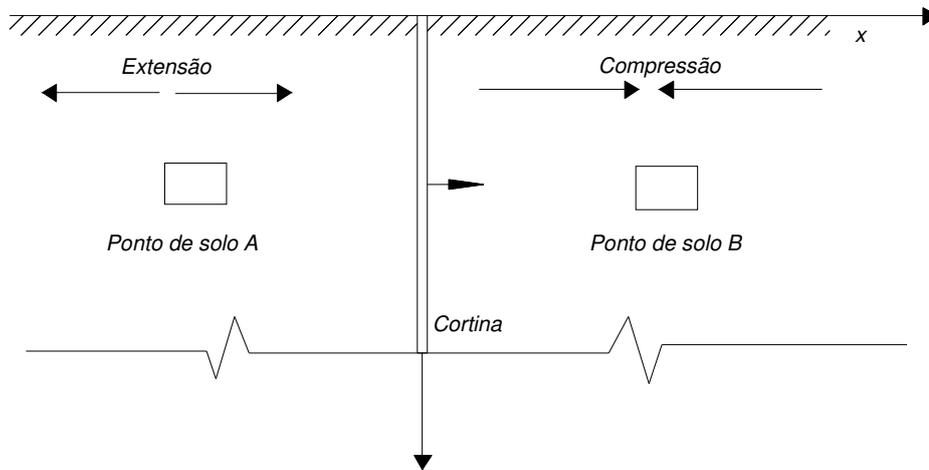


Figura 2.4 – Esquema ilustrativo utilizado na definição dos coeficientes de empuxo ativo e passivo (modificado de Perloff & Baron - 1976).

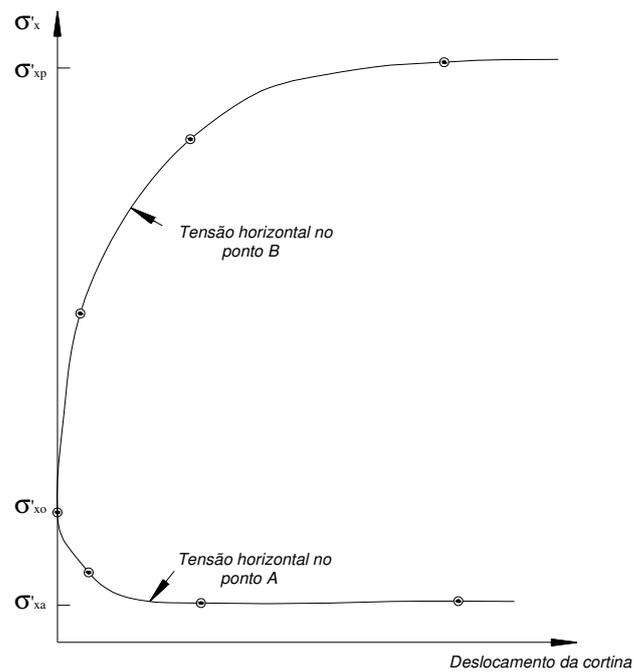


Figura 2.5 – Tensões horizontais nos pontos A e B do solo - (modificado de Perloff & Baron - 1976)

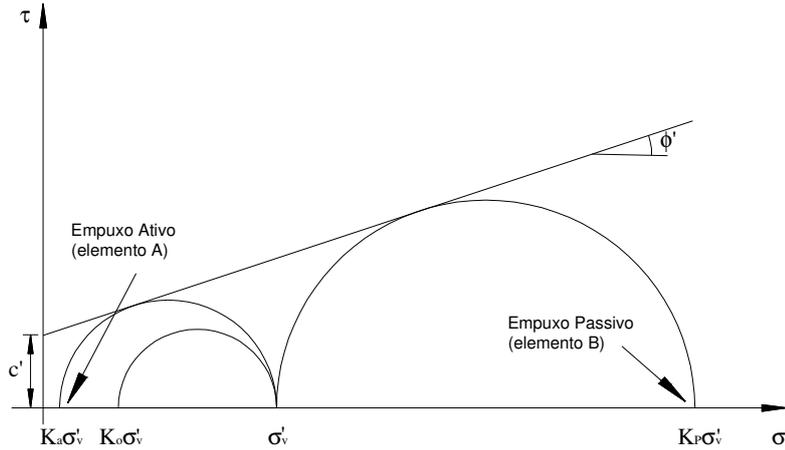


Figura 2.6 – Círculos de Mohr correspondentes aos estados de tensão inicial e final para os pontos de solo A (ruptura ativa) e B (ruptura passiva), modificado de Lemos, 1997.

### 2.3. Métodos de equilíbrio limite

Normalmente métodos de equilíbrio limite ou de análise limite (Chen, 1975) são empregados para cálculo dos empuxos laterais em estruturas de contenção. A habilidade de ambas as classes de métodos em satisfazer as equações de equilíbrio e de compatibilidade das deformações está indicada na Tabela 2.2.

Em projetos de engenharia, os métodos de equilíbrio limite são bastante aplicados, em parte devido à sua simplicidade matemática, em parte pela longa experiência de anos de ampla e contínua utilização. Dentre estes, destacam-se o método de Rankine (1857) e o método de Coulomb (1776).

MÉTODO DE ANÁLISE		CARACTERÍSTICAS DA SOLUÇÃO				
		Equilíbrio limite	Compatibilidade	Comportamento constitutivo	Condições de contorno	
					Força	Deslocamento
Equilíbrio		Satisfeito	Não satisfeito	Rígido com um critério de ruptura	Satisfeito	Não satisfeito
Análise Limite	Limite Superior	Satisfeito	Não satisfeito	Plasticidade ideal com lei de fluxo associada	Satisfeito	Não satisfeito
	Limite Inferior	Não Satisfeito	Satisfeito		Não Satisfeito	Satisfeito

Tabela 2.2 – Métodos aproximados de análise de estruturas de contenção.

#### 2.3.1. Método de Rankine (1857)

O método de Rankine é fundamentado nas seguintes hipóteses:

- a) O maciço é homogêneo, de extensão semi-infinita;
- b) o solo no interior da cunha de ruptura encontra-se totalmente plastificado;
- c) o modo de inserção da cortina no maciço não interfere nos resultados obtidos;
- d) a resistência ao cisalhamento do solo obedece ao critério de Mohr-Coulomb;
- e) quando presente, nível d'água subterrânea é horizontal;
- f) sobrecargas uniformemente distribuídas podem ser aplicadas na superfície do terreno (para outras formas de distribuição os cálculos são mais complicados porém possíveis de serem verificadas pelo traçado do círculo de Mohr).

O plano de ruptura forma ângulos de  $45 + \phi/2$  ou  $45 - \phi/2$  com o plano principal maior, para as condições ativa e passiva, respectivamente, conforme Figura 2.7. À medida que as condições de campo se afastam das hipóteses mencionadas, os valores calculados se distanciam dos reais. Caso o atrito desenvolvido na interface solo-cortina fosse incluído nos cálculos, haveria uma redução nos valores previstos do empuxo ativo e aumento do empuxo passivo, e um encurvamento das superfícies de ruptura, conforme ilustra a Figura 2.8.

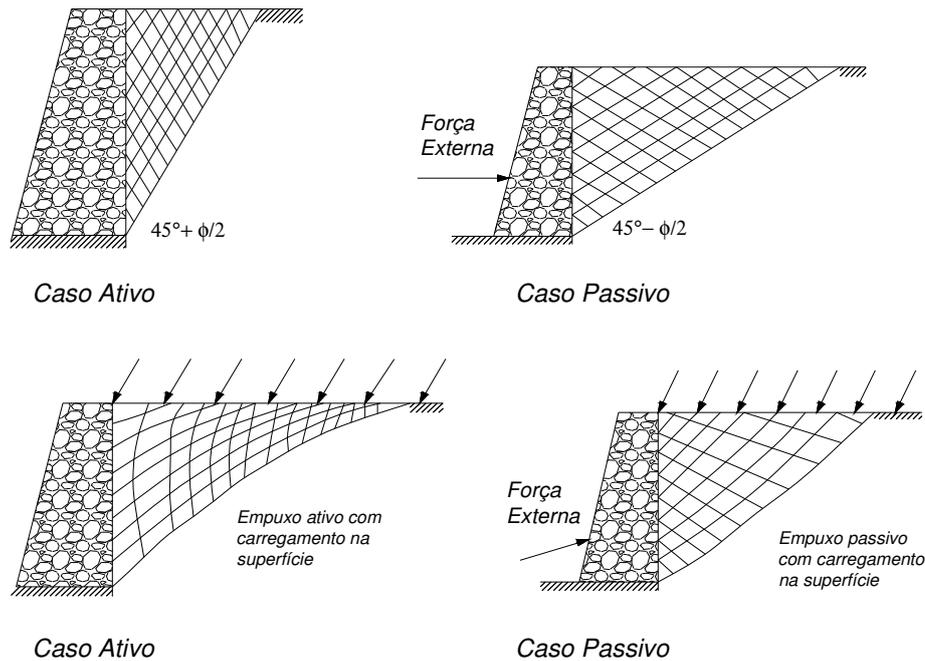


Figura 2.7 – Aplicação do método de Rankine para a obtenção de cunhas de ruptura no solo e cálculo dos valores de empuxo sobre estruturas de contenção (modificado de Perloff & Baron, 1976).

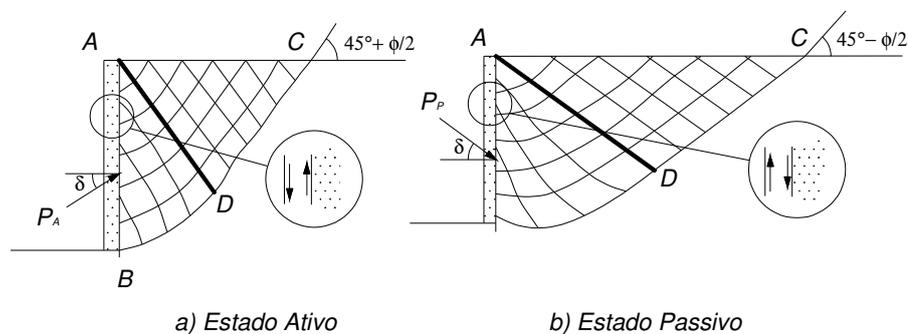


Figura 2.8 – Formato das superfícies de ruptura obtidas pelo método de Rankine quando se considera o atrito na interface solo - muro (modificado de Perloff & Baron, 1976).

Para as condições de estado ativo, a tensão horizontal sobre um ponto da face posterior da estrutura é dada por

$$p_A = K_A \sigma'_v - 2c\sqrt{K_A} \quad (2.6)$$

onde  $c$  é a coesão do solo. No caso de muro de face vertical e aterro horizontal, sem sobrecarga, considerando  $\sigma'_v = \gamma z$ , a profundidade  $z_0$  de zonas

tracionadas em solos coesivos pode ser estimada igualando-se a expressão (2.6) a zero. Os valores assim obtidos estão listados na Figura 2.9.

Quando as tensões efetivas principais são verticais e horizontais (como no caso de parede lisa vertical e superfície do terrapleno horizontal) o coeficiente de empuxo ativo é expresso como

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.7)$$

No caso de um solo granular ( $c = 0$ ) cuja superfície forma um ângulo  $\beta \leq 90^\circ$  com a horizontal, Terzaghi (1943) utiliza soluções de taludes infinitos para obter

$$K_A = \cos^2\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (2.8)$$

Solos coesivos são geralmente indesejados como materiais de aterro, sendo sua utilização evitada sempre que possível. Para solos granulares, a expressão (2.6) prevê uma distribuição de tensões horizontais triangular (para um muro de face vertical e aterro com superfície horizontal) na interface solo-estrutura, com a resultante  $P_A$  (empuxo ativo) localizado em seu centróide, na posição  $H/3$  a partir da base da estrutura, sendo  $H$  a altura da mesma.

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (2.9)$$

Na condição do estado passivo, as tensões horizontais seguem a distribuição descrita por

$$p_p = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.10)$$

onde o coeficiente de empuxo passivo  $K_p$  é definido como

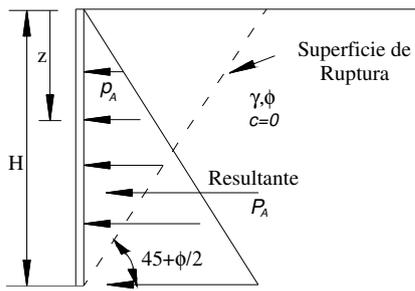
$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.11)$$

Da mesma forma, para maciços com superfície inclinada de um ângulo  $\beta \leq \phi$  com a horizontal,

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.12)$$

Distribuições de tensões horizontais na condição do estado passivo são mostradas na Figura 2.10.

A presença de água no aterro influencia as tensões efetivas e, portanto, reduz os valores das pressões laterais devido ao solo. Todavia, no projeto da estrutura, o empuxo lateral total deve ser majorado porque as pressões hidrostáticas sobre a estrutura devem ser também consideradas. Empuxos em solos saturados são consideravelmente maiores do que no caso de solos secos, e cuidados com a drenagem do maciço é, portanto parte importante do projeto de estruturas de contenção.

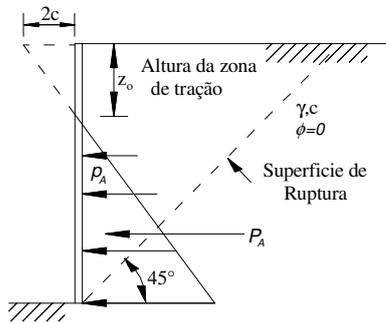


(a)

$$K_A = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$p_A = K_A \gamma z$$

$$P_A = \frac{K_A \gamma H^2}{2}$$

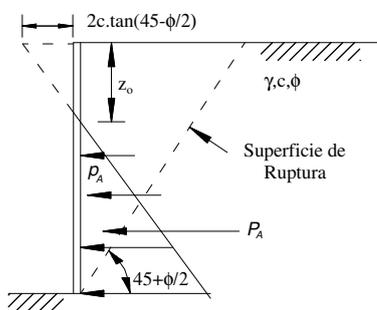


(b)

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma}$$

$$p_A = \gamma z - 2c$$

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} - 2cH + \frac{2c^2}{\gamma}$$



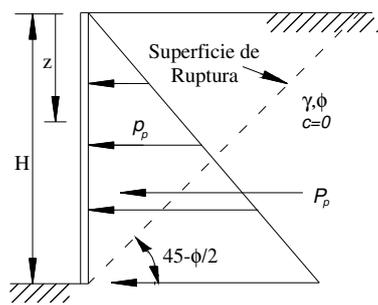
(c)

$$z_0 = \left( \frac{2c}{\gamma} \right) \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$p_A = \gamma z \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_A = \left( \frac{\gamma H^2}{2} \right) \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2cH \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

Figura 2.9 – Distribuição de tensões horizontais na interface solo-estrutura para diversas combinações de solo no estado ativo: a)  $\phi \neq 0$ ,  $c = 0$ ; b)  $\phi = 0$ ,  $c \neq 0$ ; c)  $\phi \neq 0$ ,  $c \neq 0$  (NAVFAC, 1982).

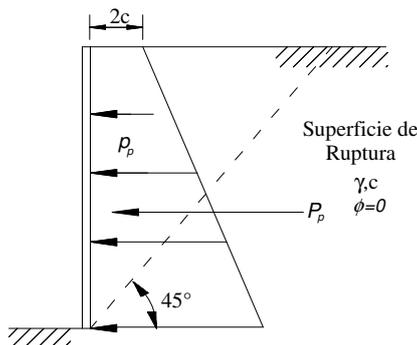


(a)

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$p_p = K_p \gamma z$$

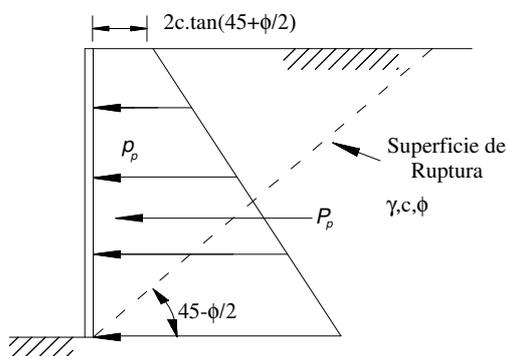
$$P_p = \frac{K_p \gamma H^2}{2}$$



(b)

$$p_p = \gamma z + 2c$$

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} + 2cH$$



(c)

$$p_p = \gamma z \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_p = \left( \frac{\gamma H^2}{2} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2cH \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Figura 2.10 – Distribuição de tensões horizontais na interface solo-estrutura para diversas combinações de solo no estado passivo: a)  $\phi \neq 0$ ,  $c = 0$ ; b)  $\phi = 0$ ,  $c \neq 0$ ; c)  $\phi \neq 0$ ,  $c \neq 0$  (NAVFAC, 1982).

Finalmente, algumas considerações sobre o método clássico de Rankine devem ser mencionadas neste ponto, dentre elas:

- A condição de paramento liso não é real, sempre existindo o desenvolvimento de tensões cisalhantes na interface solo - estrutura;

- os estados ativos e passivos correspondem a níveis de deformação horizontal diferentes (Figura 2.5) não atingidos simultaneamente. Admitir mobilização completamente do estado passivo não é sempre conveniente ou seguro;
- no projeto, utilizam-se geralmente propriedades geotécnicas de solos saturados, também por questões de segurança.

### 2.3.2. Método de Coulomb (1776)

O método de Coulomb (1776) foi o primeiro a estudar o equilíbrio de cunhas de solo nos problemas de estruturas de contenção. É fundamentado nas seguintes hipóteses:

- a) Estado plano de deformação ao longo do muro, podendo o problema ser matematicamente tratado como bidimensional;
- b) ao longo da superfície crítica de deslizamento, o critério de resistência de Mohr-Coulomb é válido;
- c) ocorrem deslizamentos relativos na interface solo - estrutura, com desenvolvimento de tensões cisalhantes devido à rugosidade da estrutura;
- d) a superfície de ruptura é geralmente assumida como plana;
- e) a superfície do terreno pode ser horizontal ou inclinada;
- f) a face posterior da estrutura pode ser vertical ou inclinada.

Na mobilização do empuxo ativo, a deformação da estrutura faz com que o solo mobilize sua resistência ao cisalhamento até a iminência da ruptura. O valor do empuxo sobre a estrutura de contenção diminui gradualmente até atingir um valor mínimo quando todos os pontos da potencial superfície de deslizamento atingem os valores limites estabelecidos pelo critério de Mohr-Coulomb. A análise é repetida para várias cunhas hipotéticas de solo, devendo-se tomar como

empuxo ativo final o maior dentre os valores assim calculados. No caso do empuxo passivo, considera-se o menor dos valores determinados neste processo de cálculo.

Considerando a Figura 2.11, o equilíbrio das forças atuante sobre uma cunha de solo granular resulta na seguinte expressão para o empuxo ativo:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (2.13)$$

com o coeficiente de empuxo ativo expresso por :

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.14)$$

sendo  $\delta$  o ângulo de atrito da interface solo - estrutura (Tabela 2.3) e os ângulos  $\beta$  e  $\theta$  mostrados na Figura 2.11. A superfície de ruptura é inclinada em relação à horizontal do ângulo:

$$\alpha_A = \phi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (2.15)$$

onde:

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi - \beta) \left[ \tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta) \right] \left[ 1 + \tan(\delta + \theta) \cot(\phi - \theta) \right]} \quad (2.16)$$

$$C_2 = 1 + \left\{ \tan(\delta + \theta) \left[ \tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta) \right] \right\} \quad (2.17)$$

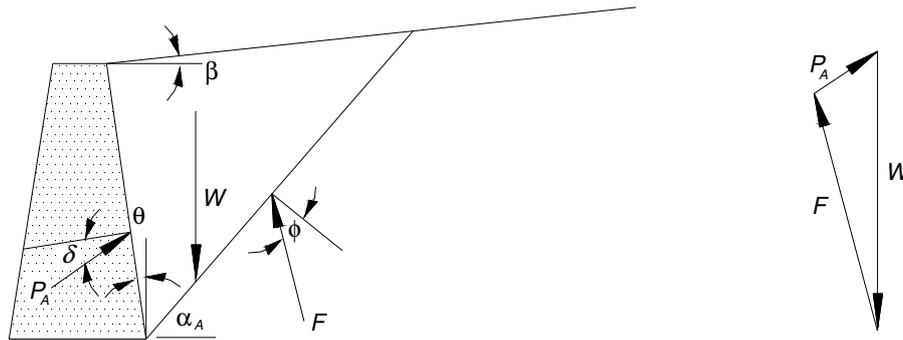


Figura 2.11 – Cunha ativa de solo delimitada pela superfície do aterro, parede da contenção e superfície de ruptura (esquerda); polígono de forças correspondente (direita), modificado de Kramer, 1996.

onde:

$F$  é a força resultante das forças normal e tangencial ao plano de deslizamento provenientes do solo de apoio subjacente.

	<b>Materiais de Interface</b>	<b>Ângulo de interface (<math>\delta</math>)</b>
<b>Massa de concreto contra</b>	Rocha sã	25
	Grava limpa, mistura de areia e grava, areia grossa	29-31
	Areia limpa fina a mediana, areia siltosa mediana a grossa grava siltosa ou argilona	24-29
	Areia fina limpa, areia siltosa ou argilosa fina a mediana	19-24
	Silte arenoso fino, silte não plástico	17-19
<b>Concreto trabalhado contra</b>	Argila medianamente rígida e rígida e argila siltosa	17-19
	Grava limpa, mistura de areia e grava, brita bem gradada com lascas	22-26
	Areia limpa, mistura de grava e areia siltosa, brita dura de um tamanho só	17-22
<b>Estacas de aço contra</b>	Areia siltosa, grava, ou areia misturados com silte ou argila	17
	Silte arenoso fino, silte não plástico	14
	Grava limpa, mistura de areia e grava, brita bem gradada com lascas	22
	Areia limpa, mistura de grava e areia siltosa, brita dura de um tamanho só	17
	Areia siltosa, grava ou areia misturados com silte ou argila	14
	Silte arenoso fino, silte não plástico	11

Tabela 2.3 – Valores típicos do ângulo de atrito na interface solo - estrutura (NAVFAC, 1982)

De acordo com Kramer (1996), para terraplenos horizontais sem carregamentos na superfície, a distribuição das tensões horizontais sobre a cortina

tem distribuição linear, com resultante  $P_A$  aplicada através de um ponto localizado à distância  $H/3$ , medida a partir da base da estrutura de altura  $H$ .

Para a condição de empuxo passivo em solo granular, o valor da resultante  $P_P$  (Figura 2.12) é dado por

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2.18)$$

onde o coeficiente de empuxo passivo é descrito por

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.19)$$

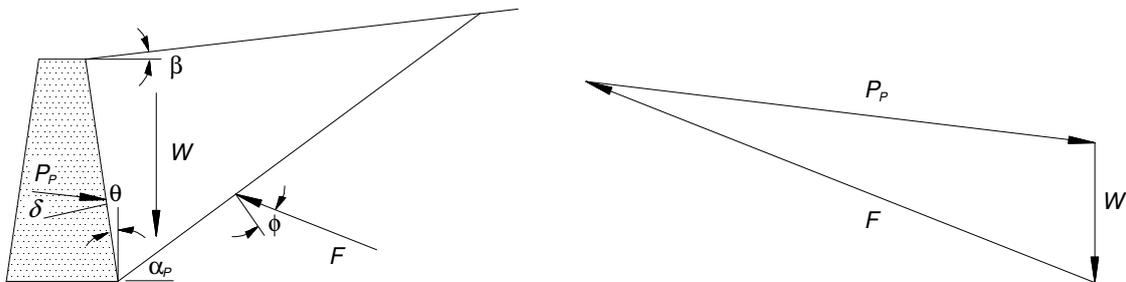


Figura 2.12 – Cunha passiva de solo delimitada pela superfície do aterro, parede da contenção e superfície de ruptura (esquerda); polígono de forças correspondente (direita).

A superfície de ruptura crítica é a que fornece o menor valor de  $P_p$  dentre as cunhas analisadas (modificado de Kramer, 1996).

A superfície de ruptura forma em relação à horizontal o ângulo

$$\alpha_p = -\phi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\phi + \beta) + C_3}{C_4} \right] \quad (2.20)$$

onde

$$C_3 = \sqrt{\tan(\phi + \beta) [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)] [1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\phi + \theta)]} \quad (2.21)$$

$$C_4 = 1 + \{ \tan(\delta - \theta) [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)] \} \quad (2.22)$$

Com relação ao método de Coulomb as seguintes observações podem ser feitas:

- a) os valores de empuxo ativo obtidos são muito próximos daqueles calculados com métodos numéricos mais abrangentes que obedecem a todas as condições de equilíbrio e de compatibilidade do problema, incluindo relações constitutivas complexas para o comportamento do solo;
- b) não é recomendável a utilização do método de Coulomb para cálculo do empuxo passivo que, de acordo com resultados disponíveis na literatura, fornece valores muito altos. Métodos que adotem superfícies de ruptura curvas são mais indicados nestas circunstâncias.