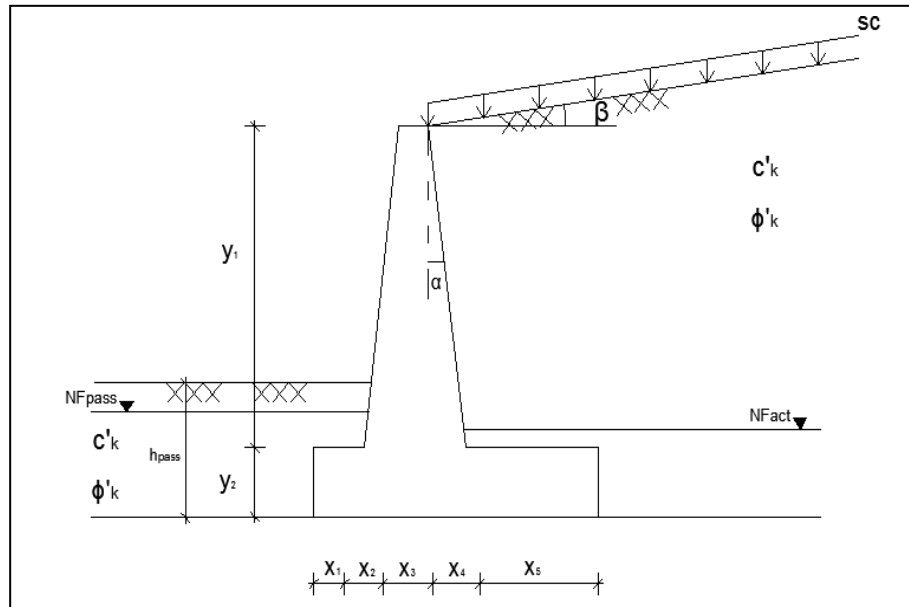




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**

**ISEL**



## **Dimensionamento de Estruturas de Suporte Rígidas**

**SÉRGIO NASCIMENTO**  
Licenciado

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Área de Especialização em Estruturas

*(Documento Definitivo)*

Orientador :

Doutor João Candeias Portugal, Professor Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Doutor João Marcelino Mateus da Silva, Inv. Principal (LNEC)

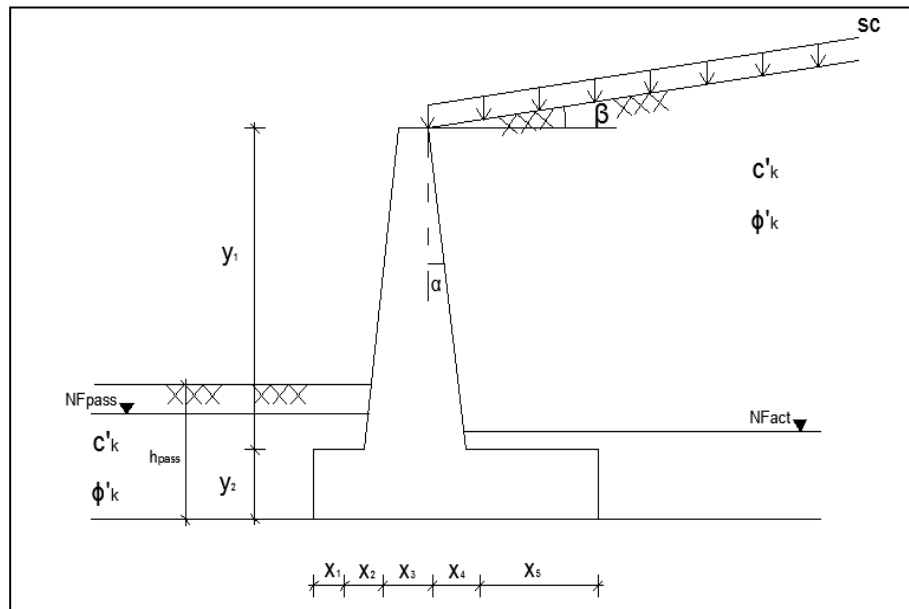
**Dezembro de 2011**





ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA  
Área Departamental de Engenharia Civil



## Dimensionamento de Estruturas de Suporte Rígidas

SÉRGIO NASCIMENTO  
Licenciado

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Área de Especialização em Estruturas

*(Documento Definitivo)*

Orientador :

Doutor João Candeias Portugal, Professor Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Doutor João Marcelino Mateus da Silva, Inv. Principal (LNEC)

Dezembro de 2011



## **Título: Dimensionamento de Estruturas de Suporte Rígidas**

### **RESUMO**

A Norma Portuguesa EN 1997-1:2007 – Eurocódigo 7 (EC 7) quando comparada, quer com a versão anterior ENV 1997-1:1994, cujo estatuto foi de Pré-Norma, quer com a prática tradicional corrente, introduz alterações significativas na abordagem ao dimensionamento geotécnico de estruturas de suporte. Assim, neste trabalho pretende-se aplicar a abordagem por meio de cálculos preconizada na Norma ao caso do dimensionamento de estruturas de suporte rígidas, comparando-a com os critérios tradicionais de dimensionamento utilizados em Portugal.

Para tal realizou-se o plano de estudos seguinte: i) recensão bibliográfica síntese sobre o tema; ii) formulação geral do problema da verificação da segurança de estruturas de suporte rígidas de acordo com o preconizado no EC 7 e; iii) desenvolvimento de uma aplicação em Excel para a verificação da segurança daquelas estruturas nos moldes preconizados no EC 7.

A folha de cálculo foi utilizada para comparar, através de dois exemplos – um relativo a um muro gravidade, e outro relativo a um muro em T invertido – as diferenças entre a via tradicional e o EC 7 no respectivo dimensionamento.

**Palavras-Chave:** Estruturas de suporte, EC 7, Método Tradicional; Estados Limite Últimos



## **Title: Design of Earth Retaining Structures**

### **ABSTRACT**

When compared to the previous Prestandard ENV 1997-1:1994 and also with the traditional method, the Portuguese Standard EN 1997-1:2007 – Eurocode 7 (EC 7) introduces significant changes to the geotechnical design of retaining structures. The aim of this study is to apply the Standard's approach by means of calculation to the design of earth retaining structures, comparing it with the traditional designing criteria commonly used in Portugal.

For this purpose, the following study plan was developed: i) Literature review on the subject; ii) general formularization of the problem of security verification for earth retaining structures, in line with the recommendations of the EC 7; iii) development of an Excel spreadsheet in order to perform the security verification of such kind of structures under the EC 7 guidelines.

The Excel spreadsheet was used to compare the differences between the traditional approach and the EC 7 approach by using two examples (a gravity wall and a retaining wall with a T inverted geometry).

**Keywords:** Retaining Structures, EC 7, Traditional Method; Ultimate Limit States



## **AGRADECIMENTOS**

A realização da presente dissertação, embora de carácter individual, não seria possível sem a colaboração de diversas pessoas, às quais quero prestar o meu sincero agradecimento.

Ao Sr. Prof. João Candeias Portugal, orientador do trabalho realizado, pelo contributo decisivo prestado para o desenvolvimento do trabalho, tendo-se mostrado sempre disponível, por ter analisado sempre de uma forma rigorosa os conteúdos desta dissertação e pelos ensinamentos que me transmitiu.

Uma palavra muito especial à minha família. Aos meus pais e irmã, agradeço o estímulo e conselhos que sempre me procuraram dar.

Uma palavra final a todos os meus amigos. Foi com eles que partilhei vivências durante os anos de estudante e são eles que ficam para os tempos futuros.



## ÍNDICE

Índice de Figuras. . . . .	xiii
Índice de Tabelas. . . . .	xvii
Lista de Siglas e Abreviaturas. . . . .	xix
Lista de Símbolos. . . . .	xx
<b>CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO . . . . .</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 2 – IMPULSOS DE TERRAS SOBRE ESTRUTURAS DE SUPORTE RÍGIDAS. . . . .</b>	<b>3</b>
2.1. Generalidades. . . . .	3
2.2. Teoria de Rankine. . . . .	9
2.3. Teoria de Coulomb. . . . .	17
2.4. Métodos Gráficos. . . . .	21
<b>CAPÍTULO 3 – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE ESTRUTURAS DE SUPORTE RÍGIDAS. . . . .</b>	<b>25</b>
3.1. Generalidades. . . . .	25
3.2. Estados Limite em estudo. . . . .	25
3.3. Constituição das Estruturas de Suporte. . . . .	27
3.3.1. Materiais. . . . .	27
3.3.2. Geometria. . . . .	28
3.3.3. Influência da Água. . . . .	29
3.4. Abordagem Tradicional. . . . .	31
3.4.1. Estado Limite Último de Deslizamento ao longo da base.31	
3.4.2. Estado Limite Último de Derrubamento. . . . .	32
3.4.3. Estado Limite Último de Rotura do terreno de fundação. 34	
3.5. Abordagem do EC7. . . . .	36
3.6. Formulação geral do problema de verificação da segurança de estruturas de suporte rígidas. . . . .	49
3.6.1. Formulação geral relativa aos solos incoerentes. . . . .	51
3.6.2. Formulação geral relativa aos solos coerentes. . . . .	54

3.6.2.1.	Análise em condições drenadas. . . . .	55
3.6.2.2.	Análise em condições não drenadas. . . . .	58
3.6.3.	Formulação geral relativa ao ELU por deslizamento ao longo da base. . . . .	59
3.6.4.	Formulação geral relativa ao ELU de rotura por derrubamento. . . . .	61
<b>CAPÍTULO 4 – EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO.</b>		<b>63</b>
4.1.	Muro gravidade com solo homogéneo no tardo. . . . .	66
4.1.1.	Sem contribuição de impulso passivo. . . . .	66
4.1.2.	Com contribuição de impulso passivo. . . . .	68
4.2.	Muro gravidade com solos diferentes no tardo. . . . .	70
4.2.1.	Sem contribuição de impulso passivo. . . . .	70
4.2.2.	Com contribuição de impulso passivo. . . . .	72
4.3.	Muro T invertido com solo homogéneo no tardo. . . . .	74
4.3.1.	Sem contribuição de impulso passivo. . . . .	74
4.3.2.	Com contribuição de impulso passivo. . . . .	75
4.4.	Muro T invertido com solos diferentes no tardo. . . . .	77
4.4.1.	Sem contribuição de impulso passivo. . . . .	77
4.4.2.	Com contribuição de impulso passivo. . . . .	79
4.5.	Conclusões. . . . .	80
<b>CAPÍTULO 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>		<b>85</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>		<b>89</b>
Outra Bibliografia. . . . .		90
<b>ANEXOS</b>		<b>91</b>
<b>ANEXO A.1 – EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO.</b>		<b>93</b>
▪ A.1.1 – Caso a.1 pelo EC 7 (ELU deslizamento, Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .		93
➤ A.1.1.1 – H = 4,0 m. . . . .		93
➤ A.1.1.2 – H = 8,0 m. . . . .		95
➤ A.1.1.3 – H = 12,0 m. . . . .		97
▪ A.1.2 – Caso a.1 pelo EC 7 (ELU derrubamento, Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .		99
➤ A.1.2.1 – H = 4,0 m. . . . .		99

➤ A.1.2.2 – H = 8,0 m. . . . .	101
➤ A.1.2.3 – H = 12,0 m. . . . .	103
▪ A.1.3 – Quadro resumo caso a.1 pelo método tradicional: valores mínimos de largura de muro que garantem a segurança (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	105
▪ A.1.4 – Quadro resumo caso a.2: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	105
▪ A.1.5 – Quadro resumo caso a.3: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	106
▪ A.1.6 – Quadro resumo caso a.4: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	106
▪ A.1.7 – Quadro resumo caso a.5: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	107
▪ A.1.8 – Quadro resumo caso a.6: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	107
▪ A.1.9 – Quadro resumo caso b.1: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	108
▪ A.1.10 – Quadro resumo caso b.2: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	108
▪ A.1.11 – Quadro resumo caso b.3: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	109
▪ A.1.12 – Quadro resumo caso a.1: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	109
▪ A.1.13 – Quadro resumo caso a.2: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	110
▪ A.1.14 – Quadro resumo caso a.3: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	111
▪ A.1.15 – Quadro resumo caso a.4: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	111
▪ A.1.16 – Quadro resumo caso a.5: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	111
▪ A.1.17 – Quadro resumo caso a.6: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . .	112

- A.1.18 – Quadro resumo caso b.1: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 112
- A.1.19 – Quadro resumo caso b.2: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 113
- A.1.20 – Quadro resumo caso b.3: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 113
- A.1.21 – Quadro resumo caso a.1: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 114
- A.1.22 – Quadro resumo caso a.2: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 114
- A.1.23 – Quadro resumo caso a.3: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 115
- A.1.24 – Quadro resumo caso a.4: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 115
- A.1.25 – Quadro resumo caso a.5: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 116
- A.1.26 – Quadro resumo caso a.6: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 116
- A.1.27 – Quadro resumo caso b.1: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 117
- A.1.28 – Quadro resumo caso b.2: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 117
- A.1.29 – Quadro resumo caso b.3: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 118
- A.1.30 – Quadro resumo caso a.1: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 118
- A.1.31 – Quadro resumo caso a.2: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 119
- A.1.32 – Quadro resumo caso a.3: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 119
- A.1.33 – Quadro resumo caso a.4: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 120
- A.1.34 – Quadro resumo caso a.5: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 120

- A.1.35 – Quadro resumo caso a.6: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 121
- A.1.36 – Quadro resumo caso b.1: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 121
- A.1.37 – Quadro resumo caso b.2: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 122
- A.1.38 – Quadro resumo caso b.3: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo) . . . . . 122

**ANEXO A.2 – DIMINUIÇÃO PERCENTUAL MÉDIA (PARA AS TRÊS ALTURAS) DA LARGURA DO MURO ENTRE  $\phi' = 29^\circ$  E  $\phi' = 35^\circ$ . . . . . 123**

- A 2.1 – Caso Muro Gravidade sem contribuição do Impulso Passivo. 123
- A 2.2 – Caso Muro Gravidade com contribuição do Impulso Passivo. 123
- A 2.3 – Caso Muro T invertido sem contribuição do Impulso Passivo. 124
- A 2.4 – Caso Muro T invertido com contribuição do Impulso Passivo. . . . . 124
- A 2.5 – Caso Presença de Água em Muro Gravidade sem contribuição do Impulso Passivo. . . . . 125
- A 2.6 – Caso Presença de Água em Muro Gravidade com contribuição do Impulso Passivo. . . . . 125
- A 2.7 – Caso Presença de Água em Muro T invertido sem contribuição do Impulso Passivo. . . . . 125
- A 2.8 – Caso Presença de Água em Muro T invertido com contribuição do Impulso Passivo. . . . . 126



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Maciço suportado . . . . .	5
Fig. 2.2 – Tensão horizontal actuante na estrutura de suporte em função do deslocamento verificado . . . . .	6
Fig. 2.3 – Actuação do Impulso Activo . . . . .	11
Fig. 2.4 – Estados de repouso (1), activo (2) e passivo (3) . . . . .	12
Fig. 2.5 – Fendas de tracção . . . . .	14
Fig. 2.6 – Aplicação de sobrecarga . . . . .	16
Fig. 2.7 – Superfície de rotura activa idealizada na Teoria de Coulomb . . . .	18
Fig. 2.8 - Superfície de rotura passiva idealizada na Teoria de Coulomb . . .	20
Fig. 2.9 – Estrutura de suporte gravidade . . . . .	21
Fig. 2.10 – Linha de Culmann . . . . .	23
Fig. 2.11 – Forças actuantes no caso de solo com coesão . . . . .	24
Fig. 3.1 – Muro de Gabiões . . . . .	27
Fig. 3.2 – Muro de gravidade . . . . .	28
Fig. 3.3 – Muro em T invertido . . . . .	28
Fig. 3.4 – Muro de contrafortes . . . . .	29
Fig. 3.5 – Sistema de drenagem com dreno . . . . .	30
Fig. 3.6 – Sistema de drenagem com furos drenantes . . . . .	31
Fig. 3.7 – Muro de suporte genérico . . . . .	33
Fig. 3.8 – Diagrama de tensões com carga actuante no terço central . . . .	35
Fig. 3.9 – Diagrama de tensões com carga actuante fora do terço central . .	35

Fig. 3.10 - Distribuição estatística dos valores médios das várias determinações experimentais . . . . .	40
Fig. 3.11 – Exemplos de estados limites últimos de estruturas de suporte devido a rotura estrutural . . . . .	41
Fig. 3.12 – Exemplos de estados limites últimos de estruturas de suporte por rotura do terreno . . . . .	41
Fig. 3.13 – Exemplo de levantamento global originado por pressão da água .	42
Fig. 3.14 – Exemplo em que a erosão interna ou levantamento hidráulico pode ser condicionante . . . . .	42
Fig. 3.15 – Muro de suporte genérico . . . . .	50
Fig. 3.16 – Diagramas de tensões actuantes em solo incoerente . . . . .	52
Fig. 3.17 – Diagramas de tensões actuantes em solo coerente . . . . .	56
Fig. 4.1 – Tipologia do muro gravidade a utilizar . . . . .	64
Fig. 4.2 – Tipologia do muro em T invertido a utilizar . . . . .	65
Fig. 4.3 – Muro gravidade com solo homogéneo no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de $\phi'$ (ELU deslizamento) . . .	67
Fig. 4.4 – Muro gravidade com solo homogéneo no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de $\phi'$ (ELU derrubamento) . . .	67
Fig. 4.5 – Muro gravidade com solo homogéneo no tardo (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de $\phi'$ (ELU deslizamento) . . .	69
Fig. 4.6 – Muro gravidade com solo homogéneo no tardo (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de $\phi'$ (ELU derrubamento) . . .	69
Fig. 4.7 – Muro gravidade com solos diferentes no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de $\phi'$ (ELU deslizamento) . . .	71
Fig. 4.8 – Muro gravidade com solos diferentes no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de $\phi'$ (ELU derrubamento) . . .	71

- Fig. 4.9 – Muro gravidade com solos diferentes no tardo (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento) . . . 72
- Fig. 4.10 – Muro gravidade com solos diferentes no tardo (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento) . . . 73
- Fig. 4.11 – Muro T invertido com solo homogéneo no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento) . 74
- Fig. 4.12 – Muro T invertido com solo homogéneo no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento) .74
- Fig. 4.13 – Muro T invertido com solo homogéneo no tardo (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento) . 76
- Fig. 4.14 – Muro T invertido com solo homogéneo no tardo (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento) .76
- Fig. 4.15 – Muro T invertido com solos diferentes no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento) . 77
- Fig. 4.16 – Muro T invertido com solos diferentes no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento) . 78
- Fig. 4.17 – Muro T invertido com solos diferentes no tardo (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento). . 79
- Fig. 4.18 – Muro T invertido com solos diferentes no tardo (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento) .79



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Coeficientes de segurança parciais das acções (STR/GEO). . . . .	48
Tabela 3.2 - Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais . . . . .	48
Tabela 3.3 - Coeficientes de segurança parciais de resistência para fundações superficiais (STR/GEO). . . . .	49
Tabela 3.4 - Coeficientes de segurança parciais das acções (EQU). . . . .	62



## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AN – Anexo Nacional

EC 7 – Eurocódigo 7

ELU - Estado Limite Último

$ELU_t$  – Estado Limite de Utilização

EQU – Estado limite último de perda de equilíbrio da estrutura e do terreno

*F.S.* – Factor de Segurança

GEO – Estado limite último de rotura ou deformação excessiva no terreno

HYD – Estado limite último de levantamento hidráulico, erosão interna ou “piping” no terreno causado por gradientes hidráulicos

STR – Estado limite último de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais

UPL – Estado limite último de perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido a movimento por pressão da água

## LISTA DE SÍMBOLOS

### ▪ Alfabeto latino:

$a_d$  - Valor característico de um dado geométrico

$B$  – Largura da base do muro de suporte

$c$  – Coesão do solo

$C_u$  – Coesão não drenada

$c'$  - coesão efectiva do solo

$c'_d$  - Valor de cálculo da coesão efectiva do solo

$c'_k$  – Valor característico da coesão efectiva do solo

$e$  – Excentricidade

$E_d$  - Valor de cálculo de uma acção ou do efeito de uma acção

$E_{est,d}$  - Valor de cálculo da resistência ao desequilíbrio, ou seja, as forças que contribuem para o equilíbrio

$E_{inst,d}$  - Valor de cálculo da resultante das acções que provocam a instabilização

$F_d$  – Valor de cálculo relativo à acção

$F_k$  - Valor característico da acção

$F_{rep}$  - Valor representativo da acção

$FS_{derr}$  – Factor de segurança global relativo ao derrubamento da estrutura de suporte

$FS_{desl}$  – Factor de segurança global relativo ao deslizamento da estrutura de suporte

$G$  – Centro de gravidade da cunha tentativa

$H$  – Altura da estrutura de suporte

$h_0$  – Altura equivalente em superfície lisa

$h_{cr}$  – Altura crítica

$h_n$  – Altura equivalente em superfície inclinada

$h_{NFact}$  – Altura do nível freático do lado “activo”

$h_{NFpass}$  – Altura do nível freático do lado “passivo”

$h_{pass}$  – Altura de terras “passivas”

$H_{rd}$  – Força horizontal resistente

$H_{sd}$  – Força horizontal instabilizante

$I_a$  – Impulso activo

$I_{a(c)}$  – Impulso activo em solos com coesão

$I_{ah}$  - Componente horizontal do impulse activo

$I_{av}$  – Componente vertical do impulso activo

$I_p$  – Impulso passivo

$I_{p(c)}$  - Impulso passivo em solos com coesão

$I_s$  – Impulso relativo à sobrecarga

$I_{w,b}$  – Impulso relativo às subpressões

$K_0$  – Coeficiente de impulso em repouso

$K_a$  – Coeficiente de impulso activo

$K_{a,d}$  - Valor de cálculo do coeficiente de impulso activo

$K_p$  – Coeficiente de impulso passivo

$K_{p,d}$  – Valor de cálculo do coeficiente de impulso passivo

$M_{est,d}$  - Momento resistente actuante na estrutura

$M_{inst,d}$  – Momento instabilizante actuante na estrutura

$q_r$  - Capacidade resistente de uma fundação superficial

$R$  – Força de reacção do solo

$R_d$  - Valor de cálculo da resistência a uma acção

$sc$  - Sobrecarga

$T$  – Força de adesão

$T_{act}$  – Peso de terras localizadas sobre a estrutura de suporte do lado “activo”

$T_{pass}$  - Peso de terras localizadas sobre a estrutura de suporte do lado  
“passivo”

$V$  – Componente vertical da força actuante na base da estrutura

$W$  – Peso da cunha

$X_d$  - Valor de cálculo do parâmetro geotécnico

$x_i$  – Dimensões horizontais de dimensionamento do muro de suporte

$X_k$  - Valor característico do parâmetro geotécnico

$y_i$  – Dimensões verticais de dimensionamento do muro de suporte

$Z$  - Profundidade

$z_0$  – Profundidade de fendas de tracção

▪ **Alfabeto Grego:**

$\alpha$  – Inclinação do tardo do muro com o plano vertical

$\beta$  – Inclinação da superfície do terrapleno com o plano horizontal

$\gamma$  – Peso volúmico do solo

$\gamma_{c'}$  - Coeficiente de segurança parcial de coesão efectiva

$\gamma_{cu}$  - Coeficiente de segurança parcial de resistência não drenada

$\gamma_E$  - Coeficiente de segurança parcial aplicável aos efeitos das acções

$\gamma_F$  - Coeficiente de segurança parcial da acção

$\gamma_G$  - Coeficiente de segurança parcial das acções permanentes

$\gamma_{G,desf}$  - Coeficiente de segurança parcial das acções permanentes desfavoráveis

$\gamma_{G,fav}$  - Coeficiente de segurança parcial das acções permanentes favoráveis

$\gamma_M$  - Coeficiente de segurança parcial referente ao parâmetro geotécnico

$\gamma_Q$  - Coeficiente de segurança parcial das acções variáveis

$\gamma_{Q,desf}$  - Coeficiente de segurança parcial das acções variáveis desfavoráveis

$\gamma_{Q,fav}$  - Coeficiente de segurança parcial das acções variáveis favoráveis

$\gamma_{qu}$  - Coeficiente de segurança parcial de resistência à compressão simples

$\gamma_R$  - Coeficiente de segurança parcial associado à incerteza relativa ao modelo de avaliação da resistência à acção

$\gamma_{R;h}$  - Coeficiente de segurança parcial de resistência horizontal para fundações superficiais

$\gamma_{R;v}$  - Coeficiente de segurança parcial de resistência vertical para fundações superficiais

$\gamma_{sat}$  – Peso volúmico do solo saturado

$\gamma_{solo}$  – Peso volúmico do solo

$\gamma_w$  – Peso volúmico da água

$\gamma_\sigma$  - Coeficiente de segurança parcial do peso volúmico

$\gamma_{\phi'}$  - Coeficiente de segurança parcial do ângulo de resistência ao corte

$\Delta$  – Deslocamento em relação à posição original

$\delta_b$  - Ângulo de atrito entre a base do muro e o maciço de fundação

$\delta_d$  – Valor de cálculo do ângulo de atrito solo/muro

$\delta_k$  - Valor característico do ângulo de atrito solo/muro

$\sigma_{adm}$  - Tensão admissível de actuar na base da estrutura

$\sigma_h$  - Tensão horizontal total

$\sigma'_h$  - Tensão horizontal efectiva

$\sigma_{máx}$  - Tensão máxima actuante na base da estrutura

$\sigma_{min}$  - Tensão mínima actuante na base da estrutura

$\sigma_v$  – Tensão vertical total

$\sigma'_v$  - Tensão vertical efectiva

$\phi'$  - Ângulo de atrito interno do solo

$\phi'_d$  – Valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo

$\phi'_k$  - Valor característico do ângulo de atrito interno do solo

$\Psi$  - Factor que transforma o valor característico em valor representativo

## CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo é elaborado o enquadramento do estudo, são definidos os objectivos do mesmo e estabelece-se a organização do trabalho efectuado.

A Norma Portuguesa EN 1997-1:2007 - Eurocódigo 7 (EC7) quando comparada com a prática tradicional corrente, introduz modificações significativas na prática do dimensionamento das estruturas geotécnicas. A principal alteração que a Norma introduz na prática geotécnica reside na adopção de coeficientes parciais de segurança, contrariamente à abordagem tradicional, na qual se recorre a um coeficiente de segurança global com vista à verificação de segurança em relação aos estados limite, últimos e de utilização. Desta forma, neste trabalho pretende-se aplicar a abordagem preconizada na Norma, por meio de cálculos, ao caso do dimensionamento de estruturas de suporte rígidas, comparando-a com os critérios tradicionais de dimensionamento utilizados em Portugal.

Com vista a alcançar este objectivo, procedeu-se à realização do seguinte plano de estudos: em primeiro lugar, efectuou-se uma revisão bibliográfica síntese sobre o tema, a partir da qual foram escolhidas as teorias de Rankine e Coulomb, bem como os métodos gráficos, visto que se tratam de teorias que permitem determinar com fiabilidade os impulsos actuantes em estruturas de suporte; seguidamente, procedeu-se à formulação geral do problema da verificação da segurança de estruturas de suporte rígidas, de acordo com o preconizado no EC 7, tendo-se para tal distinguido as formulações em relação ao tipo de solo considerado, ou seja, solo incoerente ou coerente; finalmente, por forma a poder estabelecer uma comparação entre as duas abordagens de cálculo, foi desenvolvida uma aplicação utilizando o programa “Microsoft Excel” para a verificação da segurança de exemplos de muros de suporte nos moldes preconizados no EC 7, sendo que os exemplos de dimensionamento contemplam dois tipos de muros de suporte, no que respeita à geometria (muros de gravidade e muros em T invertido) e dois tipos de solos suportados no tardo do muro (solos incoerentes e solos coerentes), analisando igualmente dois tipos de estados limite últimos (ELU): o ELU de deslizamento e o ELU de derrubamento.

Tendo em vista a prossecução dos objectivos propostos, a exposição do trabalho encontra-se dividida nos seguintes capítulos:

- **Capítulo 2 – Impulsos de terras sobre estruturas de suporte rígidas:** Neste capítulo apresentam-se os conceitos teóricos mais relevantes para a caracterização dos impulsos de terras actuantes numa estrutura de suporte genérica, sendo ainda descritas as teorias de Rankine, Coulomb e métodos gráficos que analisam este tipo de problema;
- **Capítulo 3 – Verificação de segurança de estruturas de suporte rígidas:** Neste capítulo são abordados os estados limite últimos em análise e ainda aspectos relacionados com a constituição dos muros de suporte, tais como os materiais, geometria e ainda o aspecto relativo à influência da água nos mesmos. São descritas as duas abordagens por detrás da verificação de segurança deste tipo de estruturas (abordagem tradicional e abordagem segundo o EC 7), e ainda formulado o problema da verificação de segurança de estruturas de suporte rígidas, quer para solos incoerentes quer para solos coerentes, sendo posteriormente elaborada a formulação geral para cada um dos estados limite últimos em análise (ELU de deslizamento e derrubamento);
- **Capítulo 4 – Exemplos de Dimensionamento:** Neste capítulo apresentam-se os resultados da verificação de segurança, segundo as duas abordagens contempladas no capítulo anterior para estruturas de suporte com proporções concretas e sujeitas a acções definidas. São retiradas conclusões dos resultados obtidos;
- **Capítulo 5 – Considerações Finais:** Neste capítulo apresentam-se de forma sucinta as conclusões obtidas neste estudo, e a universalidade ou não da validade das mesmas, bem como certos constrangimentos encontrados no decorrer do trabalho desenvolvido, abordando-se por fim as perspectivas de desenvolvimento do trabalho.

## **CAPÍTULO 2 – IMPULSOS DE TERRAS SOBRE ESTRUTURAS DE SUPORTE RÍGIDAS**

### **2.1. Generalidades**

Teoricamente, o sucesso de uma obra de carácter geotécnico exige o conhecimento das propriedades dos solos com que ou sobre os quais estas são executadas. No entanto, o conhecimento preciso da totalidade destas propriedades pode-se revelar difícil e dispendioso. Na maioria dos casos, procuram-se aferir estas propriedades através de outras mais genéricas e facilmente determináveis, como por exemplo a granulometria do solo, a sua plasticidade, entre outras. Além dessas propriedades, que estão mais ligadas ao material com que os solos são constituídos, existem também propriedades relacionadas com os diversos estados com que o solo se apresenta na natureza, que nos permitem aferir quanto ao comportamento do mesmo. São propriedades essencialmente relacionadas com a sua maior ou menor compactidade e consistência, bem como a sua própria estrutura. Estas propriedades levam-nos a atingir resultados que nos permitem aferir as propriedades mais particulares dos solos com que lidamos, permitindo-nos classificar os solos em grupos relativamente bem conhecidos.

O conhecimento das reais propriedades do solo permite-nos assim determinar os valores das tensões existentes no mesmo, tendo como principal objectivo a determinação dos impulsos actuantes na estrutura de suporte a considerar.

De um modo geral, as estruturas de suporte definem-se como estruturas projectadas com o principal propósito de estabelecer em segurança a transição entre duas superfícies de terreno situadas a cotas diferentes, sendo estas necessárias nos casos em que não se consiga fazer esta transição de uma forma suave.

Devido a motivos relacionados com a garantia de segurança, bem como com a necessidade de preservar a estrutura de suporte da acção prejudicial de certos factores externos, tais como a actividade humana, precipitação, acção

de animais, entre outros, é recomendável que a estrutura de suporte atinja cota abaixo do nível a que se situa a plataforma inferior.

Como o principal objectivo deste estudo é a determinação dos impulsos actuantes na estrutura de suporte a considerar, determinação esta que é fundamental na análise de obras como as estruturas de suporte, importa primeiro definir o conceito “impulso de terras”. Entende-se por impulso de terra a acção produzida pelo maciço terroso sobre a estrutura de suporte que contacta com o mesmo maciço, transmitindo-lhe pressões laterais.

Nos problemas de fundações considerados neste estudo, a interacção das estruturas de suporte com o terreno implica a transmissão a este de forças essencialmente verticais, que advêm do peso próprio daquelas e das sobrecargas consideradas. Porém, muitos são os casos em que esta interacção é desenvolvida através de forças de componente predominantemente horizontal, sendo que as interacções dividem-se em dois casos distintos. Num primeiro caso, a interacção pode ser simbolizada por uma estrutura que é construída com o intuito de suportar um maciço terroso, em que se pode dizer que o maciço está suportado quando a sua superfície lateral tem uma inclinação em relação à horizontal maior do que aquela que possuiria sem auxílio de qualquer acção exterior comunicada pela estrutura de suporte. Daqui resulta que as forças que o solo exerce sobre as estruturas são denominadas de acções, ou seja, por outras palavras, quer dizer que o solo “empurra” a estrutura e esta tenderá a afastar-se daquele. No segundo caso, é a estrutura que é empurrada contra o solo, sendo a força que este exerce sobre a estrutura de natureza passiva (Fernandes, 1995).

Para que se consiga compreender o comportamento da estrutura de suporte quando sujeita a este tipo de solicitações, explana-se de seguida um exemplo genérico de uma estrutura de suporte vertical que suporta um maciço, tal como ilustrado na Fig. 2.1. Neste exemplo, admite-se que esta superfície mantém inalterado o estado de tensão na parte restante do maciço, sendo possível mover-se (afastando-se do maciço - papel activo; ou contra o maciço - papel passivo).

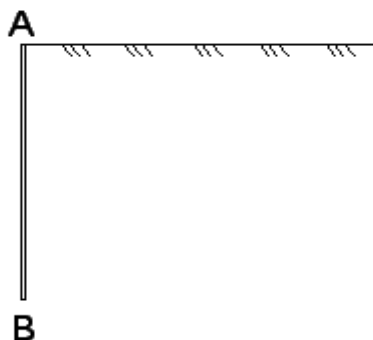


Fig. 2.1 – Maciço suportado

Admitindo que a superfície AB sofre um pequeno deslocamento  $\Delta$  da sua posição original, o terrapleno deforma-se e ocorrem tensões de corte na superfície de escorregamento, as quais conduzem a uma redução do impulso sobre a superfície considerada.

Pelo contrário, se a superfície AB se deslocar no sentido do terrapleno, igualmente com valor igual a  $\Delta$ , também se produzem tensões de deslizamento no solo, sendo que neste caso as tensões fazem aumentar o impulso sobre a superfície, sendo que quanto maior for o deslocamento, maior será o impulso actuante (Caputo, 1977).

Estes estados limites de equilíbrio – o primeiro, estado de equilíbrio inferior e o segundo, estado de equilíbrio superior – são também denominados estados de Rankine.

Ainda considerando o maciço representado anteriormente, o cálculo da pressão vertical  $\sigma_v$  à profundidade  $z$  é dado por:

$$\sigma_v = \gamma \times Z \quad (2.1)$$

onde  $\gamma$  é o peso volúmico do solo.

Tendo ainda por base o exemplo definido na Fig. 2.1, a pressão sobre o plano será horizontal, crescerá linearmente com a profundidade e valerá:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times \gamma Z \quad (2.2)$$

Tais pressões denominam-se pressões em repouso e  $K_0$  coeficiente de impulso em repouso, sendo  $K_0$  dado por:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.3)$$

O impulso que actua sobre um suporte que resiste, denomina-se impulso activo ( $I_a$ ), da mesma forma que quando a parede é que avança contra o terrapleno, teremos o chamado impulso passivo ( $I_p$ ). As pressões correspondentes chamam-se activa e passiva e os respectivos coeficientes são denominados, respectivamente, de activo ( $K_a$ ) e passivo ( $K_p$ ).

Pode dizer-se que o estado activo é aquele que corresponde a uma distensão do solo e o estado passivo o que corresponde a uma compressão.

O gráfico da Fig. 2.2 mostra a variação dos impulsos em função dos deslocamentos, nele se observa que a tensão horizontal diminui ou aumenta, conforme o muro se afasta do maciço ou se desloca contra o maciço. Na primeira situação, o maciço apoia-se sobre o muro – diz-se então que o maciço é activo e, na segunda, o maciço é que resiste à acção transmitida pelo muro – diz-se que o maciço é passivo (Caputo, 1977).

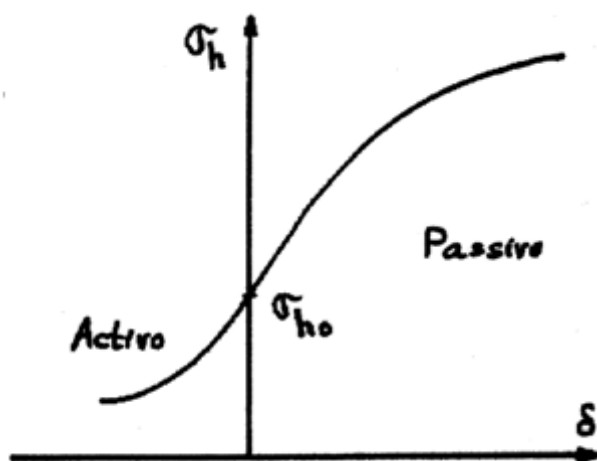


Fig. 2.2 – Tensão horizontal actuante na estrutura de suporte em função do deslocamento verificado (Pereira, 2005)

Observando a Fig. 2.2, conclui-se que para um mesmo deslocamento daquela superfície, advém uma tensão horizontal superior no caso passivo relativamente ao caso activo, devendo-se ao facto do deslocamento da superfície AB contra o maciço corresponder à compressão horizontal deste, da mesma forma que no caso em que ao maciço está reservado o papel activo, é o terreno que tende a exercer pressão sobre a superfície AB.

Ao movimento da superfície AB no sentido de se afastar do maciço, está directamente relacionada a diminuição da tensão horizontal no elemento do solo, mantendo-se constante a tensão vertical (Pereira, 2005), dado que esta tensão apenas depende do peso volúmico do solo e da profundidade do elemento considerado, como se pode verificar através da equação (2.1), explicitada anteriormente.

Tal como foi referido anteriormente, a própria estrutura do solo é um factor importante na análise deste tipo de problemas geotécnicos. Por isso, os solos coesivos reflectem esta característica resistente na forma como interagem com a superfície considerada, dado que esta parcela de resistência tem a particularidade de contrariar a tendência das partículas de solo para acompanharem o movimento da superfície AB, quando esta se afasta do maciço, estando neste caso reflectido o caso activo.

Como se subentende, o objectivo da utilização do exemplo da superfície AB é o de caracterizar genericamente o comportamento das estruturas de suporte em contacto com os mais variados tipos de solo e condições particulares (Pereira, 2005).

Em termos do processo construtivo usado na concepção de uma estrutura de suporte, este constitui-se como um aspecto de extrema importância na resposta dada pelo maciço. Ou seja, se o terreno na parte traseira da estrutura de suporte (tardoz) foi construído por escavação, quando se estabelecem condições inerentes ao estado activo num elemento de solo situado na superfície de rotura, a tensão tangencial vai aumentar, enquanto a tensão normal vai diminuir, sendo que com a realização da escavação, ocorre a diminuição da tensão horizontal, havendo naturalmente lugar à expansão do

solo e, por isso, ocorre diminuição da pressão intersticial. Com o decorrer do tempo, no interior do solo ocorrem fenómenos correspondentes a rearranjos estruturais (consolidação e fluência), o que faz com que a pressão intersticial aumente, tendendo para o valor que tinha antes da realização da escavação. Daqui pode-se concluir que para uma estrutura de suporte que suporta um maciço submetido a escavação, a situação mais próxima da rotura verifica-se a condições drenadas ou a longo prazo, isto é, passado o tempo suficiente para que a pressão intersticial se aproxime do valor registado antes da escavação. Importa recordar que a questão da importância da passagem do tempo sobre o momento da realização da escavação é relevante principalmente no caso de solos de baixa permeabilidade.

No caso em que a estrutura de suporte se destina a suportar um maciço que resulta da construção de aterro, o problema é contrário ao anterior. Com a construção do aterro, geram-se estados de tensão que podem conduzir à rotura, os quais associam-se a um excessivo aumento da pressão intersticial. Com o decorrer do tempo, esta pressão diminui, essencialmente devido à consolidação, conduzindo a estados de tensão mais estáveis, podendo concluir-se que no suporte de aterro a resposta do maciço é determinante na fase imediatamente após a construção do aterro, isto é, em condições não drenadas ou a curto prazo (Pereira, 2005).

Apesar de não terem sido considerados outros aspectos que podem influenciar o comportamento mecânico do solo, fica registada a diferença em termos de comportamento entre estruturas de suporte suportando escavações ou aterros em solos de baixa permeabilidade. As primeiras vão-se tornando menos seguras com o decorrer do tempo, enquanto as segundas tornam-se mais seguras, pois o solo neste caso vai ganhando resistência (Pereira, 2005).

Para cada caso, o resultado final da resultante e da distribuição das pressões, quer as de natureza activa, quer as de natureza passiva, que o solo exerce sobre a estrutura, assim como o estado de deformação associado, são quase sempre muito difíceis de determinar com exactidão, visto que dependem dos mais variados factores, entre eles as relações tensão – deformação - tempo do solo, as quais, como se sabe, são complexas e altamente

dependentes das trajectórias de tensão. Contudo, a avaliação do valor mínimo (caso activo) ou máximo (caso passivo) daquelas pressões é um problema que se pode considerar resolvido de forma satisfatória pelas teorias de Rankine e de Coulomb, embora se trate de teorias que admitem hipóteses simplificadoras mais ou menos discutíveis relativamente às condições reais e, até à data, nenhuma teoria geral e totalmente rigorosa pôde ser elaborada. Desta forma, todas as teorias elaboradas admitem hipóteses simplificadoras relativamente discutíveis em comparação com as condições reais. De um modo abreviado, nas teorias referidas, a resistência ao corte do solo está integralmente mobilizada, ou seja, o maciço encontra-se numa situação de equilíbrio limite. Assim sendo, as referidas teorias são genericamente designadas por “Teorias dos Estados de Equilíbrio Limite”, as quais são abordadas em seguida.

## 2.2. Teoria de Rankine

A teoria de Rankine, publicada em 1857, foi desenvolvida de forma a poder quantificar os impulsos que estão inerentes à interacção estrutura – solo e tem por base os conceitos de pressão activa e pressão passiva, nomeadamente a teoria do equilíbrio plástico activo, desenvolvida através dos círculos de Mohr. Segundo esta teoria, um maciço está em equilíbrio plástico quando existe um equilíbrio entre as tensões actuantes e resistentes em qualquer um dos seus pontos, de tal forma que a tensão actuante de deslizamento iguale a resistência ao deslizamento do material. Deste modo:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_{\phi'} + 2c' \sqrt{N_{\phi'}} \quad (2.4)$$

$$N_{\phi'} = tg^2(45 + \frac{\phi'}{2}) \quad (2.5)$$

onde  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são tensões principais, vertical e horizontal, respectivamente e em que  $\phi'$  é o ângulo de atrito interno e “c” a coesão efectiva do material (Caputo, 1977). As tensões consideradas só podem ser definidas como tensões principais se a superfície do terreno (terrapleno) for horizontal e a superfície AB (contacto do solo com a estrutura de suporte) for vertical.

Para que seja possível aplicar esta teoria, é necessário que sejam cumpridos os seguintes requisitos (Pereira, 2005):

- 1- O terraplano deve ser horizontal;
- 2- A superfície de contacto solo - estrutura de suporte deve ser vertical;
- 3- O solo deve ser homogéneo, isotrópico, elástico - perfeitamente plástico e seco;
- 4- A interface solo - estrutura de suporte não deve possuir atrito nem coesão.

Inicialmente, no interior de uma massa do solo (considerada como um semi-espaço infinito, limitada pela superfície do solo e sem aplicação de nenhuma sobrecarga), uma das tensões principais tem a direcção vertical e o seu valor é dado pelo peso próprio do solo, sendo que a direcção da outra tensão principal será, conseqüentemente, horizontal.

Para o caso de solos não coesivos e admitindo-se que a parede AB se afasta do terraplano, a pressão horizontal  $\sigma_h$  diminuirá até atingir o valor mínimo de  $\sigma_h = \sigma_3 = K_a \gamma h$ , sendo neste caso a pressão vertical  $\sigma_v$  a pressão principal maior:  $\sigma_v = \sigma_1 = \gamma h$ .

Com a continuidade do deslocamento do paramento AB, deixará de haver continuidade das deformações, produzindo-se o deslizamento ao longo da linha BC, que forma um ângulo de  $(45 - \frac{\phi'}{2})$  com a direcção da pressão principal maior ou  $(45 + \frac{\phi'}{2})$  com a da pressão principal menor, tal como se ilustra na Fig. 2.3 (Caputo, 1977).

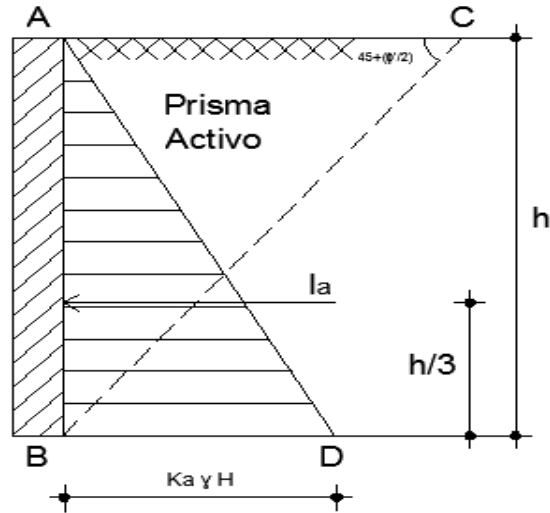


Fig. 2.3 – Actuação do Impulso Activo (Caputo, 1977)

A relação  $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  assume assim, para este tipo de solos, o valor:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_a = \frac{1}{N_{\phi'}} = tg^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.6)$$

denominado de coeficiente de impulso activo.

Analogamente, a expressão do impulso activo total,  $I_a$ , resultante das tensões existentes junto à superfície AB, será obtida por:

$$I_a = \int_0^h K_a \gamma z dz = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (2.7)$$

estando esta força aplicada a uma distância da base de um terço da altura h.

Admitindo agora o problema inverso, ou seja, que a parede se move contra o terrapleno, para que se produza o deslizamento, o impulso deverá ser maior do que o peso do terrapleno. Deste modo, pode-se supor que a pressão principal maior é a horizontal e a menor a vertical. Nessas condições, o valor do coeficiente de impulso será:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K_p = N_{\phi'} = tg^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.8)$$

De maneira análoga, obtém-se para a expressão do impulso passivo total:

$$I_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad (2.9)$$

Na Fig. 2.4 representam-se, segundo o critério de Mohr, os três estados: estado de repouso (1), estado activo (2) e estado passivo (3).

A partir da tensão vertical  $\sigma_v = \gamma z$ , observa-se que o maciço ao expandir-se, promove a redução da tensão horizontal  $\sigma_h$  até que o círculo se torna tangente à recta de Coulomb. Neste ponto, ocorre a rotura e o valor de  $\sigma_h$  é dado por  $K_a \gamma z$ . Na situação oposta, quando o solo é comprimido lateralmente,  $\sigma_h$  cresce até que, aquando da ocorrência da rotura, atinge o valor  $K_p \gamma z$ . Desta forma, os pontos de tangência representam estados de tensão sobre planos de rotura.

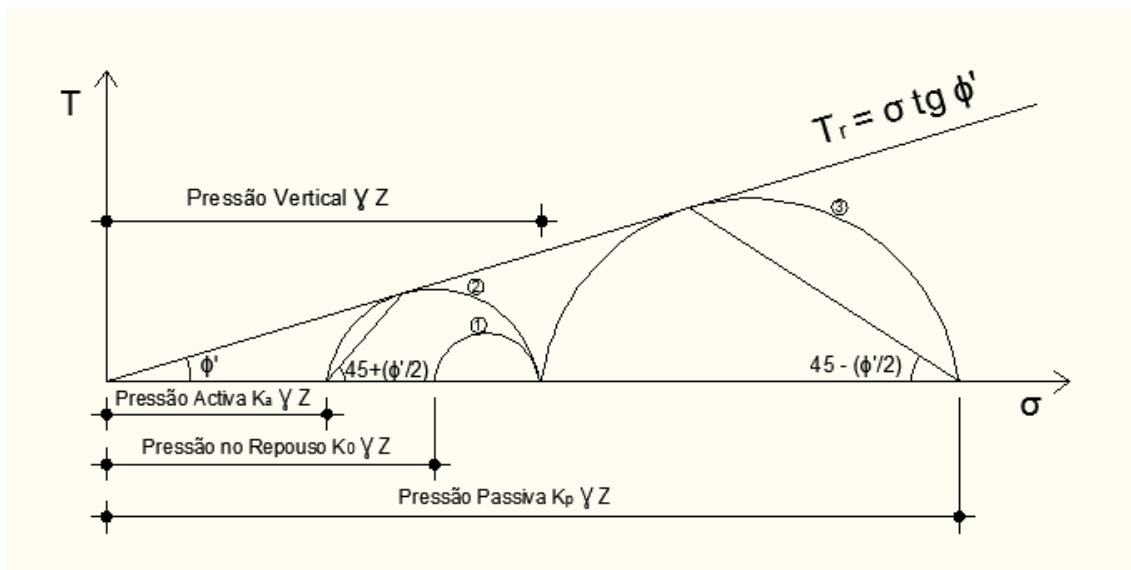


Fig. 2.4 – Estados de repouso (1), activo (2) e passivo (3) (Caputo, 1977)

Se a superfície livre do terrapleno possuir uma inclinação  $\beta$ , os valores dos impulsos serão, segundo dedução analítica de Rankine, respectivamente:

$$I_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (2.10)$$

$$I_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (2.11)$$

com os seus pontos de aplicação ainda a um terço da altura “h” (Caputo, 1977).

Através da análise dos círculos de Mohr e ainda para um solo não coesivo, é possível deduzir que:

$$\frac{\sigma'_{h(a)}}{\sigma'_v} = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} = \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) = K_a \quad (2.12)$$

Da mesma forma, se pode concluir que para o caso passivo, a expressão conducente ao coeficiente de impulso passivo é dada por:

$$\frac{\sigma'_{h(p)}}{\sigma'_v} = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) = K_p \quad (2.13)$$

Apesar dos requisitos básicos da teoria de Rankine restringirem esta teoria a casos muito particulares, a mesma tem sido aplicada ao caso em que o solo considerado é coesivo. Neste caso, e tendo como base a equação de Mohr, é possível definir, considerando o estado activo de equilíbrio limite ( $\sigma_1 = \sigma_v = \gamma z$  e  $\sigma_3 = \sigma_h$ ), que:

$$\sigma_v = \sigma_h N_{\phi'} + 2c \sqrt{N_{\phi'}} \quad (2.14)$$

Daqui resulta:

$$\sigma_h = \frac{\sigma_v}{N_{\phi'}} - \frac{2c \sqrt{N_{\phi'}}}{N_{\phi'}} \Leftrightarrow \sigma_h = \gamma z \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c \text{tg} \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.15)$$

A equação anterior mostra-nos que, para:

$$\gamma z \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) = 2c \text{tg} \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.16)$$

Então:

$$z = z_0 = \frac{2c}{\gamma} \text{tg} \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (2.17)$$

Deste modo, é possível dizer que a pressão horizontal à cota  $z = z_0$  é nula, o que significa a existência de uma fenda acima deste ponto de referência, denominada de “fenda de tracção”, dado que a existência de coesão significa que o solo possui resistência interna que lhe permite resistir a tracções. Assim, a pressão horizontal é negativa acima de  $Z_0$  e positiva abaixo dessa profundidade.

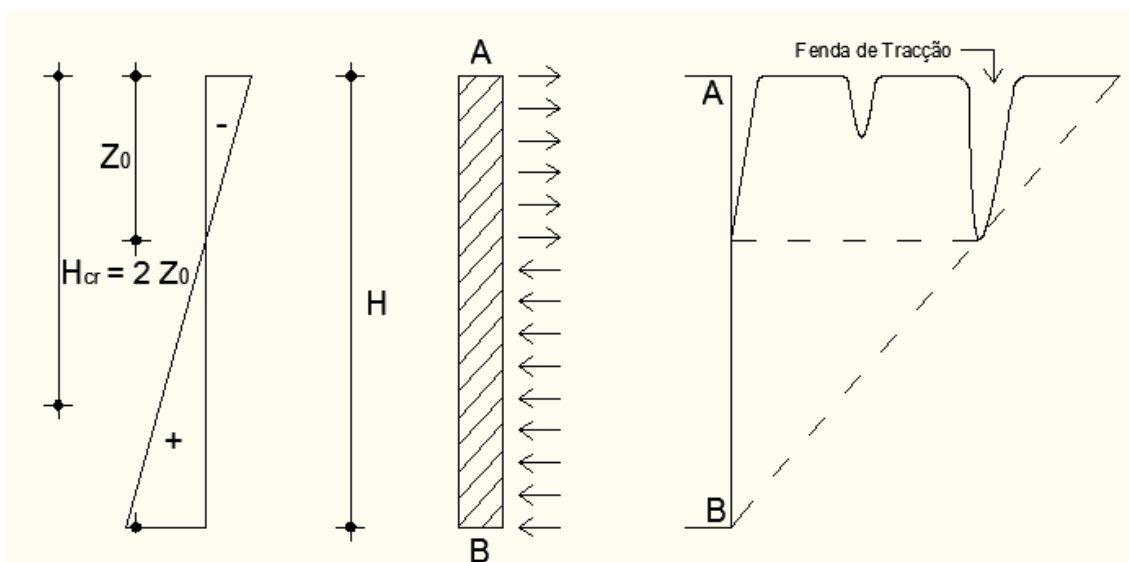


Fig. 2.5 – Fendas de tracção (Caputo, 1977)

Na prática, o cálculo do impulso activo tem em conta a existência de fendas de tracção, dado que a espessura de solo  $Z_0$  não actua directamente sobre a estrutura de suporte. Contudo, através do seu peso próprio, pressiona o terreno situado abaixo dessa profundidade, instalando-se assim um estado de tensão que equilibra aquela carga, o qual se reflecte no valor da pressão actuante sobre a estrutura de suporte.

Com efeito, os solos coesivos reflectem esta característica de resistência na forma como pressionam a estrutura de suporte. Considerando o caso activo, esta componente resistente opõe-se à tendência das partículas de solo para acompanharem o movimento da superfície AB, quando esta se afasta do maciço.

Nestas circunstâncias, o impulso activo resulta da soma de três parcelas: a correspondente ao peso próprio do terreno em contacto com a estrutura de suporte, uma outra relativa ao peso da camada de solo com espessura igual à profundidade atingida pela fenda de tracção e finalmente uma parcela referente à coesão (Pereira, 2005).

$$I_{a(c)} = \frac{1}{2} \gamma * (H - Z_0)^2 * K_a + \gamma * Z_0 * H * K_a - 2c' * (H - Z_0) * \sqrt{K_a} \quad (2.18)$$

Na extensão da teoria de Rankine a solos coesivos, o conceito de fenda de tracção não é aplicável ao caso passivo. De facto, movendo-se a estrutura de suporte contra o terreno, estas fendas não se instalam e no caso de existirem, as mesmas são fechadas (Pereira, 2005).

Resulta então que o impulso passivo em solos que também têm coesão é obtido por:

$$I_{p(c)} = \frac{1}{2} \gamma * H^2 * K_p + 2c' * H * \sqrt{K_p} \quad (2.19)$$

A representação do círculo de Mohr do estado passivo, que corresponde à reacção do maciço à tentativa da superfície AB em comprimi-lo, aplicada aos solos com coesão, permite demonstrar que a pressão horizontal sobre a superfície AB é calculada através da equação:

$$\frac{\sigma'_{h(p)}}{\sigma'_v} = tg^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) + \frac{2c'}{\sigma'_v} tg \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) = K_{pc} \quad (2.20)$$

Comparando as equações definidoras dos coeficientes de impulso para o caso activo e passivo, verifica-se que, para além de elas estarem escritas em função de  $K_a$  e  $K_p$ , respectivamente, a principal diferença consiste no sinal da componente afecta à coesão. No caso passivo, o sinal é positivo, o que significa que quando a superfície AB se move contra o maciço, há necessidade de vencer a oposição do peso da cunha de solo a destacar e também a influência da coesão.

A partir da equação (2.15) e tendo em vista o cálculo do impulso activo total, é obtida a seguinte expressão:

$$I_a = \int_0^h \sigma_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 tg^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2cH tg \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.21)$$

Considerando que:

$$\frac{1}{2} \gamma H^2 tg^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) = 2cH tg \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.22)$$

Então é possível dizer que:

$$H = h_{cr} = \frac{4c}{\gamma} tg \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) = 2z_0 \quad (2.23)$$

A grandeza  $h_{cr} = 2z_0$  é denominada de altura crítica, sendo a altura em que o impulso activo sobre a parede AB se anula. Em termos práticos, esta é a altura para a qual o maciço se mantém estabilizado sem nenhuma contenção.

Apesar das hipóteses básicas da teoria de Rankine a restringirem a casos muito particulares, ela tem sido aplicada ao caso em que o terrapleno é inclinado.

Relativamente ao efeito da sobrecarga “q” aplicada sobre o terreno, este pode também ser considerado como uma altura equivalente de terra, escrevendo-se:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad (2.24)$$

sendo  $\gamma$  o peso volúmico do terreno.

A uma profundidade z, a pressão existente no elemento considerado será igual a  $K\gamma z + K\gamma h_0$ , sendo K igual a  $K_a$  ou  $K_p$ , conforme o caso que se considere.

No caso de estarmos perante uma superfície livre inclinada, a altura equivalente de terra a considerar é dada por:

$$h_n = \frac{q}{\gamma} \quad (2.25)$$

Em que:

$$h_n = h_0 \cos \beta \Leftrightarrow h_0 = \frac{q}{\gamma \cos \beta} \quad (2.26)$$

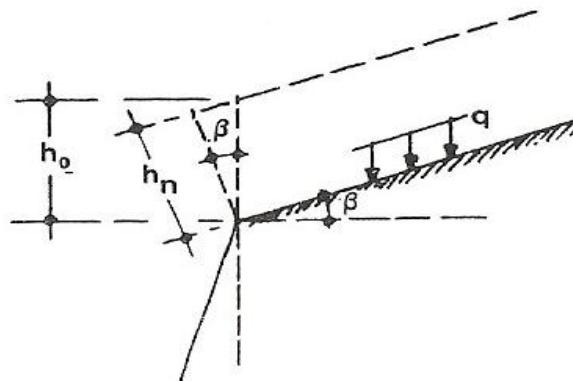


Fig. 2.6 – Aplicação de sobrecarga (Caputo, 1977)

Nesta hipótese, considera-se que a pressão activa sobre a estrutura de suporte tem em conta a inclinação do talude, adoptando-se habitualmente ângulo igual à inclinação da superfície do terraplano com a horizontal. Contudo, tendo em consideração que existem teorias menos restritivas que a teoria de Rankine, esta não deve ser aplicada aos casos em que as suas hipóteses de base são violadas.

Importa ainda referir que, no caso do solo no tardo da estrutura de suporte estar submerso, então a água exercerá também pressão sobre a estrutura, dando origem ao impulso hidrostático. Como a pressão devida à água é de carácter isotrópico, nesta parcela não é considerado o coeficiente de pressão activa ou passiva do solo (Pereira, 2005).

Notando-se que a teoria de Rankine admite que não haja atrito entre o terraplano e a parede, conclui-se que os resultados obtidos não são totalmente precisos, embora estejam em geral a favor da segurança, valendo esta análise essencialmente para o caso activo. Apesar disso, a teoria de Rankine, sendo de fácil e rápida aplicação, continua a ser empregue, embora os seus pressupostos não garantam um total rigor (Pereira, 2005).

### **2.3. Teoria de Coulomb**

A teoria de Coulomb, apresentada em 1773, baseia-se essencialmente na análise do equilíbrio de um corpo rígido. Em termos práticos, considera-se que o terraplano é um maciço indeformável, rompendo segundo superfícies curvas, as quais se admitem planas por simplificação. Até agora, segundo a teoria de Rankine, considerou-se que entre a face do tardo da estrutura de suporte e o solo não existe atrito nem coesão. Na realidade, a quase totalidade das estruturas de suporte possui superfície rugosa, o que faz com que se desenvolvam tensões de corte na interface estrutura/solo.

Desta forma, a teoria de Coulomb considera que a superfície de rotura é plana e que a porção de solo plastificada se comporta como um corpo rígido.

Da análise do equilíbrio de forças que interactivam com a cunha de solo em rotura, resulta a quantificação do impulso. Ao contrário da teoria de Rankine, a orientação da superfície de rotura não é conhecida. O diagrama de pressões é também desconhecido. Resumidamente, segundo a teoria de Rankine ocorre a plastificação total do solo segundo superfícies de que se conhece a inclinação, enquanto na teoria de Coulomb consideram-se superfícies de plastificação que separam corpos rígidos, procurando-se assim identificar a superfície que conduz à situação mais desfavorável para a segurança (Pereira, 2005).

Considere-se agora uma cunha de solo não coesivo que tenha tendência para se deslocar contra a superfície AB, deslocando-se ao longo do plano BC, tal como mostra a Fig. 2.7.

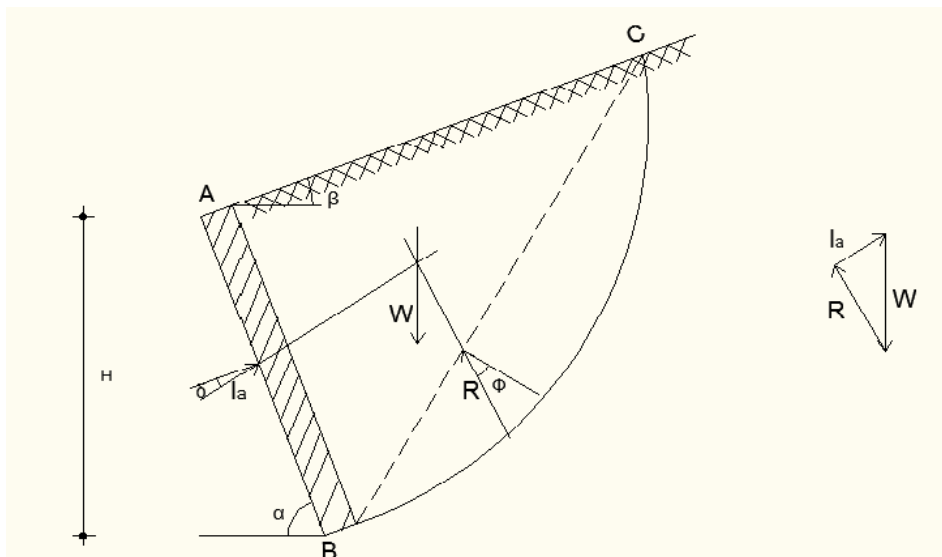


Fig. 2.7 – Superfície de rotura activa idealizada na Teoria de Coulomb (Caputo, 1977)

As forças que actuam na porção de solo considerada são:

$W$  – peso da cunha, conhecido em grandeza e direcção e que actua no centro de gravidade da porção de solo;

$R$  – reacção do solo, formando um ângulo  $\phi$  com a normal à linha de rotura BC;

$I_a$  – Impulso activo resistido pela parede, força cuja direcção é determinada pelo ângulo  $\delta$  de atrito entre a superfície rugosa AB e o solo.

Tendo como principal objectivo a determinação do impulso activo correspondente a uma cunha associada a determinada superfície de rotura, é necessário conhecer a geometria do problema, essencial para a quantificação da força  $W$  e os ângulos  $\phi$  – de resistência ao corte do solo e  $\delta$  – ângulo de atrito na interface estrutura de suporte/solo. Contudo, não é garantido que a força  $I_a$ , correspondente à cunha pré-definida, seja a cunha máxima que pode actuar sobre a estrutura de suporte, atingindo-se a rotura. É possível definir uma infinidade de cunhas, mas apenas uma delas conduzirá à força activa máxima.

A pesquisa do valor do impulso activo poderá ser efectuada por tentativas. No entanto, por agora o impulso será apenas caracterizado analiticamente, explanando-se o método das cunhas tentativas posteriormente.

A Fig. 2.7 esquematiza a aplicação da teoria de Coulomb à determinação do impulso activo de um maciço considerado, ou seja, a força que o paramento tem de exercer para evitar o escorregamento da cunha em causa, limitada pela recta AC (Fernandes, 1995). Partindo das equações de equilíbrio das três forças  $W$ ,  $R$  e  $I_a$ , deduzem-se analiticamente as expressões gerais para o cálculo dos coeficientes de impulso activo, bem como o impulso activo.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (2.27)$$

$$I_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (2.28)$$

O processo de obtenção do impulso passivo é análogo ao explicitado anteriormente, embora neste caso as forças  $R$  e  $I_p$  estejam situadas do outro lado da normal, uma vez que se invertem os sentidos dos movimentos relativos entre a cunha e a estrutura (Fernandes, 1995). A Fig. 2.8 esquematiza a superfície de rotura passiva idealizada na Teoria de Coulomb.

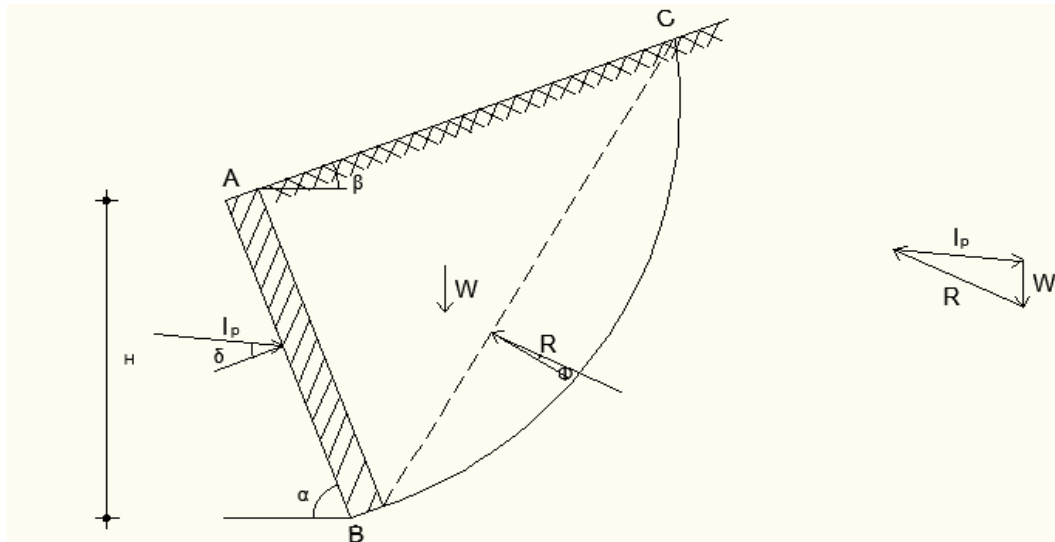


Fig. 2.8 - Superfície de rotura passiva idealizada na Teoria de Coulomb (Caputo, 1977)

Através da análise do equilíbrio de forças é possível deduzir as expressões conducentes aos valores do coeficiente de impulso passivo, bem como o impulso passivo.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left[ 1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\beta - \alpha)} \right]^2} \quad (2.29)$$

$$I_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad (2.30)$$

A curvatura da superfície de rotura no caso passivo tem aqui maior importância que no caso activo e é tanto mais acentuada quanto maior for  $\delta$  em relação a  $\phi$ , o que torna admissível a aplicação da teoria de Coulomb para o cálculo do impulso passivo, só para o caso dos solos não coesivos quando  $\delta \leq \frac{\phi}{3}$ .

A título de curiosidade, para  $\alpha = 90^\circ$  e  $\beta = \delta = 0^\circ$ , as equações de Coulomb conducentes ao cálculo dos impulsos activo e passivo transformam-se nas conhecidas expressões de Rankine (Caputo, 1977):

$$I_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 t g^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.31)$$

$$I_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 t g^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.32)$$

Importa finalmente referir que no caso de estarmos perante um solo coesivo, as equações (2.27) e (2.29) não podem ser aplicadas, sendo que os impulsos activos têm de ser obtidos através de um processo de tentativas (resolução gráfica).

## 2.4. Métodos Gráficos

Os métodos gráficos permitem definir igualmente o valor dos impulsos actuantes na estrutura de suporte, tendo como princípio base a teoria de Coulomb. De seguida, será abordado o processo gráfico de Culmann.

Tal como foi referido anteriormente, este processo admite a hipótese de Coulomb, tratando-se de um processo genérico que pode ser utilizado para qualquer superfície de terreno, existindo ou não sobrecarga aplicada no mesmo, bem como para qualquer formato de paramento interno da estrutura de suporte (Caputo, 1977).

Considere-se agora um exemplo concreto de uma estrutura de suporte rígida do tipo gravidade, suportando um maciço de solo friccional, tal como indicado na Fig. 2.9.

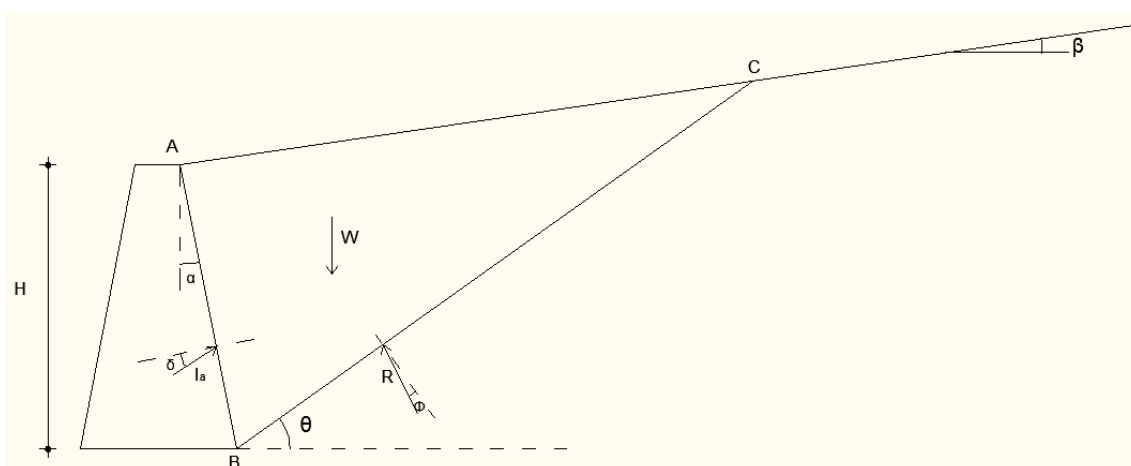


Fig. 2.9 – Estrutura de suporte gravidade (Fernandes, 2007)

Sendo:

$\beta$  – Ângulo de inclinação que a superfície livre do terreno faz com a horizontal;

$\alpha$  – Ângulo que a superfície do tardo do muro faz com a vertical;

$\theta$  – Ângulo que a superfície de deslizamento da cunha tentativa (ABC) faz com a horizontal;

H – Altura total do muro;

$\phi$  – Ângulo de atrito interno do solo suportado;

$\delta$  - Ângulo de atrito entre o solo e a superfície (AB) do tardo do muro;

G – Centro de gravidade da cunha tentativa (ABC);

W – Peso total da cunha;

$\gamma$  - Peso volúmico do solo.

O princípio deste processo consiste em traçar as rectas BT e BO, representadas na Fig. 2.10 e marcar sobre BT, a partir de B e a uma determinada escala, os comprimentos Bd1, Bd2, etc., iguais aos pesos das cunhas  $A'ABC_1C'_1$ ,  $A'ABC_2C'_2$ , etc., correspondentes às possíveis superfícies de escorregamento  $BC_1C'_1$ ,  $BC_2C'_2$ , etc., escolhidas arbitrariamente, sendo que o peso  $W_i$  de uma cunha qualquer se obtém através de:

$$W_i = \gamma * \text{área } A'ABC_iC'_i \quad (2.33)$$

Pelos pontos  $d_1, d_2$ , etc., traçam-se rectas paralelas a BO até aos pontos  $e_1, e_2$ , etc., sobre  $BC_1, BC_2$ , etc. Finalmente, ligando  $e_1$  a  $e_2$ , etc., define-se a chamada linha de Culmann. Obtida essa linha, basta traçar a tangente mais afastada de BT e a ela paralela. O ponto de tangência  $\underline{e}$  determinará a recta BC, explicitando-se, desta forma, a superfície de escorregamento BCC' e o valor máximo do impulso activo. Resumindo, o valor do impulso activo máximo é dado por (Caputo, 1977):

$$I_{a,max} = \overline{e\bar{d}} \quad (2.34)$$

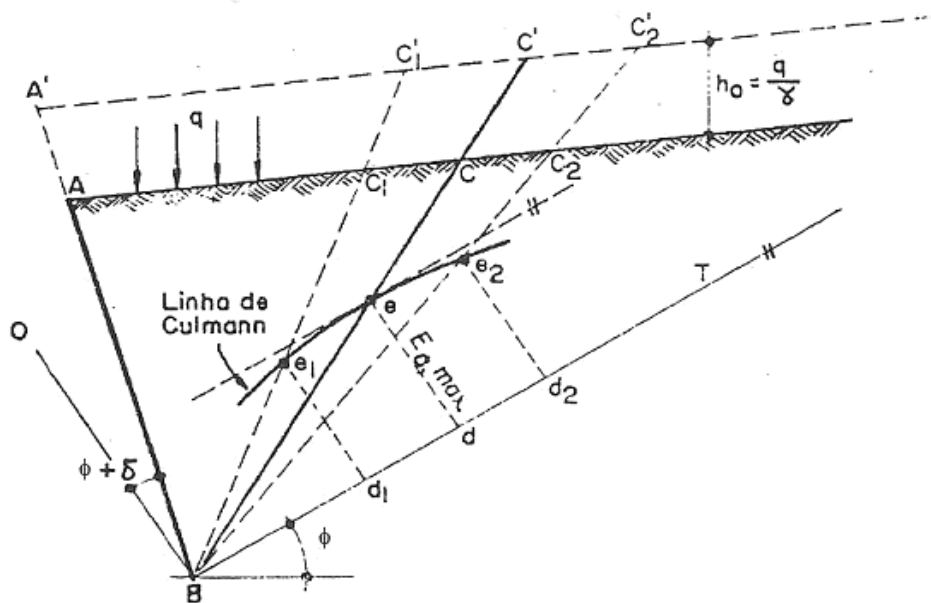


Fig. 2.10 – Linha de Culmann (Caputo, 1977)

Se pretendermos obter o impulso passivo mínimo susceptível de actuar sobre o a estrutura de suporte, o processo de Culmann também é aplicável, sendo que a construção gráfica é semelhante à construção relativa ao impulso activo, sendo que neste caso a inclinação da recta BT é diferente do que em relação ao caso anterior.

Relativamente à aplicação do processo de Culmann ao caso de solos coesivos, além das forças  $R$  (atrito) e  $W$  (peso da cunha), tem ainda que se considerar as forças de coesão  $S$  ao longo da superfície de deslizamento e de adesão,  $T$ , entre o terrapleno e a parede. O objectivo continua a ser alcançar o valor máximo do impulso activo existente (no caso activo), de forma que se consiga fechar o polígono de forças, forças estas que são conhecidas em grandeza e direcção, excepto o caso de  $R$  e  $I_a$ , em que apenas se conhece a respectiva direcção (Caputo, 1977).

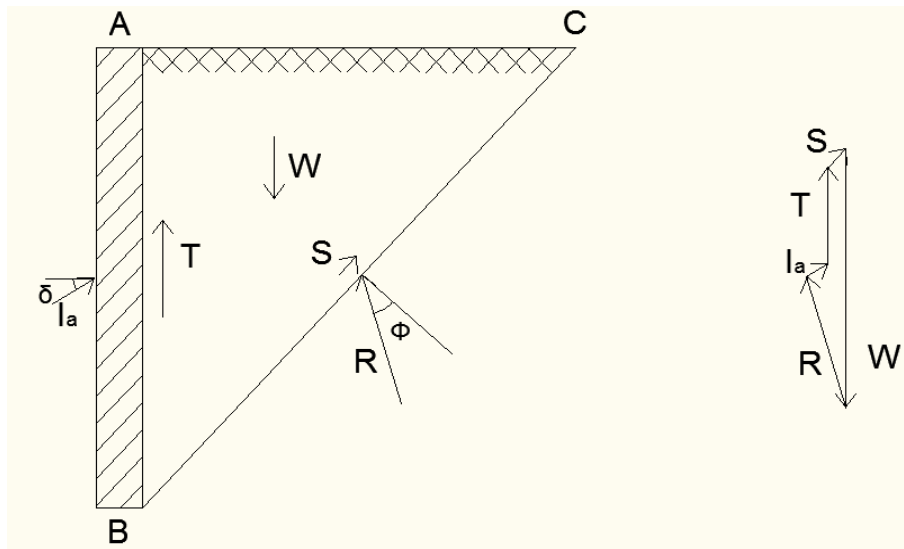


Fig. 2.11 – Forças actuantes no caso de solo com coesão (Caputo, 1977)

## **CAPÍTULO 3 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS DE SUPORTE RÍGIDAS**

### **3.1. Generalidades**

Seguidamente abordar-se-á o tema relativo ao dimensionamento de estruturas de suporte rígidas utilizando dois diferentes métodos – abordagem tradicional e Eurocódigo 7 (EC7). De uma forma genérica, é possível afirmar que as estruturas de suporte em estudo são estruturas cujo peso próprio combinado com parte do peso dos terrenos suportados são essenciais para a obtenção da estabilidade pretendida.

O dimensionamento deste tipo de estruturas advém de um processo iterativo, através do qual, partindo de uma determinada geometria da estrutura de suporte em causa, se procede à determinação dos impulsos de terras (calculados através das teorias explicitadas no capítulo anterior). Estando estes quantificados é possível determinar se a verificação de segurança em relação aos diversos estados limites é garantida, utilizando para tal os dois diferentes métodos referidos anteriormente (método tradicional e EC7). Desta forma, a geometria da estrutura de suporte vai sendo alterada ao longo deste processo, para se conseguir garantir a segurança desta obra mas sem descurar, ao mesmo tempo, as questões ligadas à economia na sua construção (Fernandes, 1995).

### **3.2. Estados Limite em Estudo**

Serão estudados três tipos de estados limites últimos que poderão ocorrer na estrutura de suporte em estudo, a saber:

- Estado Limite Último por deslizamento ao longo da base;
- Estado Limite Último de rotura por derrubamento;
- Estado Limite Último de rotura do terreno de fundação.

Embora o estado limite último de rotura do terreno de fundação não seja contemplado na verificação de segurança dos muros de suporte exemplo do Capítulo 4, este assunto será ainda assim abordado.

No caso do deslizamento da estrutura de suporte, a verificação pressupõe um movimento de translação para o exterior, provocado pelo impulso das terras suportadas, sendo que a força que tende a opor-se a este movimento é composta pela força de atrito mobilizável entre a base do muro e o maciço de fundação e pelo impulso passivo em frente do muro, caso exista ou seja considerado para este efeito.

A verificação da segurança é consumada sempre que a força tangencial actuante se demonstre ser inferior à força tangencial resistente.

No caso da ocorrência do derrubamento da estrutura de suporte, este deve-se essencialmente à rotação da mesma em torno da aresta exterior da sua base, causada pela acção do impulso das terras suportadas, contrariando este movimento o peso próprio da estrutura de suporte e o impulso passivo mobilizável em frente do muro, no caso em que este se encontra parcialmente enterrado. A verificação da segurança é consumada sempre que o valor de cálculo do momento actuante se demonstre ser inferior ao valor de cálculo do momento resistente.

Nestas duas verificações de segurança é conveniente desprezar o efeito do impulso passivo, dado que as terras em frente do muro podem ser parcial ou totalmente retiradas do local futuramente.

No terceiro e último caso (rotura do terreno sob a base da estrutura de suporte), o efeito combinado entre o impulso activo e o peso próprio implica a transmissão à fundação de uma força inclinada, cujo ponto de aplicação dificilmente coincide com o centro de gravidade da base da estrutura de suporte. É importante referir que é conveniente que a força inclinada tenha ponto de aplicação dentro do terço central da base da estrutura de suporte, pois quando tal não acontece, a grandeza da tensão máxima transmitida ao maciço aumenta rapidamente com a excentricidade, ocorrendo assentamentos

diferenciais entre as arestas exterior e interior da base da estrutura de suporte, levando a estrutura ao colapso (Fernandes, 1995).

### **3.3. Constituição das estruturas de suporte**

#### **3.3.1. Materiais**

Para a construção deste tipo de obras os materiais mais correntemente utilizados são a alvenaria de pedra, betão ciclópico, betão armado e os gabiões.

As estruturas de suporte constituídas por alvenaria de pedra são as mais numerosas e antigas. No entanto, o seu custo é elevado bem como são menos eficientes quando comparadas com outros tipos de estruturas de suporte (em betão armado, por exemplo), o que leva a que presentemente a sua construção seja cada vez menos usual.

As estruturas de suporte constituídas por gabiões são formadas por caixas paralelepípedicas de rede de aço preenchidas por brita e constituem a versão moderna dos muros de alvenaria, dado o aumento da sua utilização ao longo dos últimos anos no nosso país (Fernandes, 1995).



Fig. 3.1 – Muro de Gabiões (www.smp.pt)

### 3.3.2. Geometria

Relativamente à geometria destas estruturas, existem vários géneros de estruturas mais comumente adoptados, destacando-se entre estes as estruturas em T invertido, as estruturas de suporte em gravidade e ainda estruturas de suporte de contrafortes.

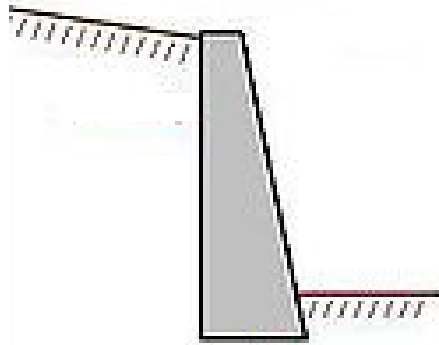


Fig. 3.2 – Muro de gravidade (www. petciviluffj.wordpress.com)

Apesar da sua geometria, as sapatas das estruturas de suporte em T invertido desenvolvem-se também para o lado oposto ao das terras suportadas (com saliência inferior), essencialmente para garantir uma maior estabilidade, assegurando a segurança relativamente ao derrubamento.

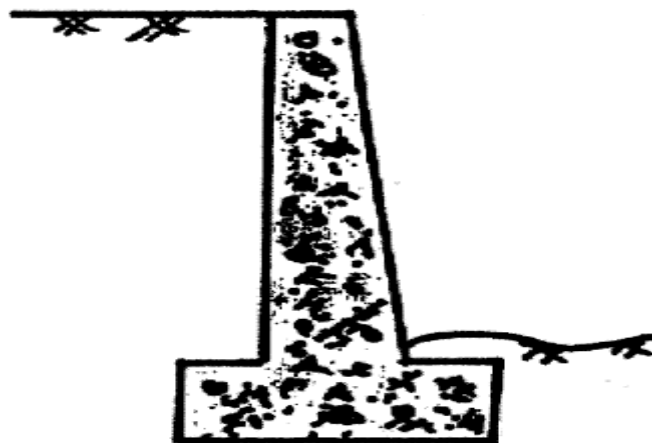


Fig. 3.3 – Muro em T invertido (Pereira, 2005)

Quanto às estruturas de suporte de contrafortes, estas têm como principal vantagem o facto de a partir de alturas elevadas (cerca de 10 metros de altura) ser mais económico utilizar este tipo de solução do que a adopção de uma estrutura de suporte tipo T invertido ou de gravidade. Importa também referir que, quando possível, os contrafortes devem ser virados para o lado das terras suportadas, devido à economia de espaço desta forma conseguida (Fernandes, 1995).

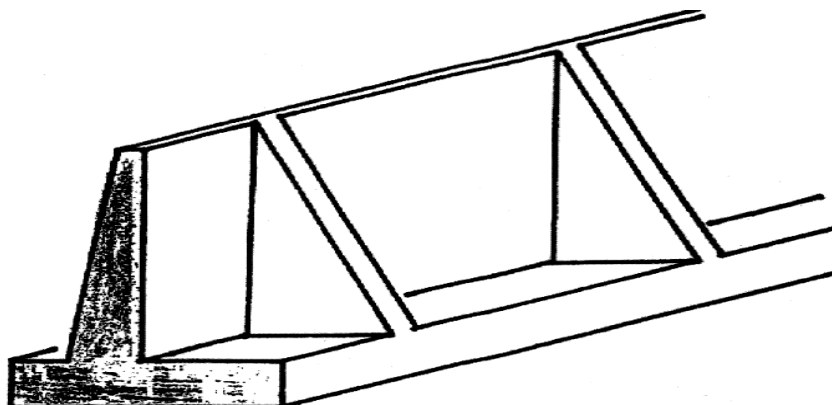


Fig. 3.4 – Muro de contrafortes (Pereira, 2005)

### 3.3.3. Influência da Água

Um factor determinante na segurança da estrutura de suporte é a presença de água nos maciços suportados, dado que a sua presença irá diminuir a capacidade resistente dos terrenos de fundação e aumentar os impulsos actuantes. Através da teoria de Coulomb, enunciada anteriormente, é possível perceber que a eliminação da componente do polígono relativa à acção da água sobre a estrutura de suporte leva a uma diminuição do impulso total. Deste modo, pode-se concluir que a água tem um efeito negativo do ponto de vista da segurança da estrutura de suporte, visto que um maior impulso exigirá maior peso da estrutura.

Assim sendo, torna-se conveniente a aplicação de sistemas de drenagem nas estruturas de suporte a conceber, sempre que possível (Pereira, 2005).

Dada a sua importância, seguidamente expõem-se dois dos sistemas de drenagem mais comumente utilizados nas estruturas de suporte em causa.

No primeiro sistema, ilustrado na Fig. 3.5, procede-se à colocação de uma cortina drenante atrás do muro, constituída por um material grosseiro, sendo igualmente colocado no tardo, junto à base, um tubo furado, que funciona como caleira. Este sistema permite que a água se escoe por gravidade ou por bombagem, quando tal se justificar (Fernandes, 1995).

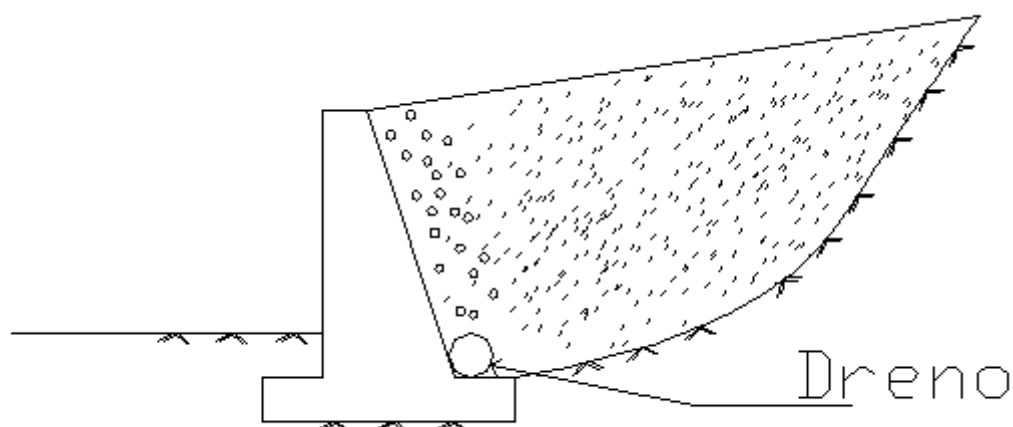


Fig. 3.5 – Sistema de drenagem com dreno (Fernandes, 1995)

No segundo sistema, ilustrado na Fig. 3.6, igualmente possuidor de uma cortina drenante na sua parte interior, procede-se à execução de furos transversais à estrutura de suporte, muitas vezes designados por “barbacãs”, de forma a garantir a drenagem da água para a zona frontal do muro. Este segundo método pode apenas ser utilizado em algumas situações, dada a sua forma de funcionamento poder colidir com condicionalismos físicos na zona da obra em questão (Fernandes, 1995).

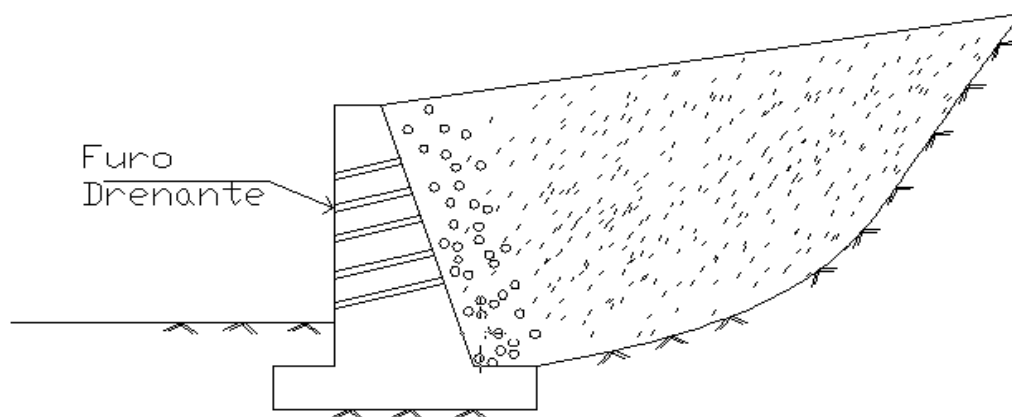


Fig. 3.6 – Sistema de drenagem com furos drenantes (Fernandes, 1995)

Finalmente, para as duas soluções explanadas, importa referir que a zona adjacente aos furos do tubo colector ou aos executados na zona interna do muro devem possuir filtros, de forma a evitar a erosão interna do maciço ou ainda o preenchimento dos mesmos furos por material fino, o que impede a drenagem, para o qual estes sistemas foram concebidos (Fernandes, 1995).

### 3.4. Abordagem Tradicional

#### 3.4.1. Estado Limite Último de deslizamento ao longo da base

O método tradicional utilizado para verificar a segurança da estrutura de suporte rígida relativamente ao deslizamento e derrubamento pressupõe o cálculo de um coeficiente de segurança global.

O coeficiente de segurança global relativo ao deslizamento da estrutura de suporte é calculado através da seguinte expressão (Fernandes, 1995):

$$FS_{desl} = \frac{(W+I_{av}) \tan \delta_b}{I_{ah}} \quad (3.1)$$

Nota: Esta expressão só é válida para solos sem coesão.

Em que:

$W$  – peso da estrutura de suporte;

$I_{av}$  - componente vertical do impulso activo referente ao maciço suportado;

$I_{ah}$  - componente horizontal do impulso activo referente ao maciço suportado;

$\delta_b$  - ângulo de atrito entre a base do muro e o maciço de fundação.

O valor do numerador, dado pelo peso da estrutura de suporte e pela componente vertical do impulso activo, constitui a parcela que se opõe ao movimento de deslizamento do muro. Já no denominador da expressão encontra-se a componente horizontal do impulso activo, principal componente responsável pelo possível deslizamento da estrutura, ou seja, esta componente é considerada por este método como a força destabilizadora.

Vários autores defendem que para o caso de não ser considerada a contribuição do impulso passivo, o coeficiente de segurança global deve ser igual ou superior a 1,5 (Caputo, 1977 ; Fernandes, 1995).

### 3.4.2. Estado Limite Último de Derrubamento

No que diz respeito à verificação da segurança ao derrubamento, a expressão do respectivo coeficiente de segurança global é (Fernandes, 1995):

$$FS_{derr} = \frac{M_{est}}{M_{derr}} \quad (3.2)$$

Em que:

$M_{est}$  - momento estabilizante referente ao maciço suportado;

$M_{derr}$  – momento derrubante referente ao maciço suportado.

De modo a compreender a metodologia utilizada para o cálculo dos momentos estabilizante e derrubante, considere-se a figura seguinte, na qual constam os braços das forças actuantes relativamente ao ponto O.

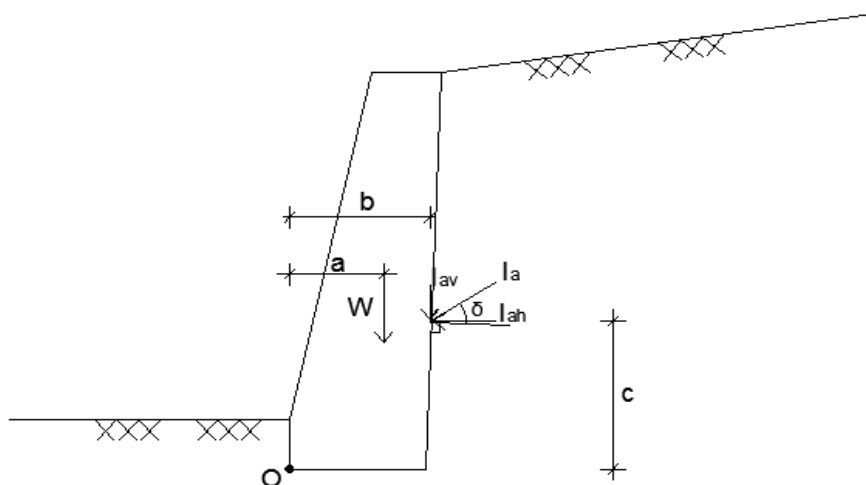


Fig. 3.7 – Muro de suporte genérico (Fernandes, 1995)

Da figura anterior resulta que o momento estabilizante é dado por:

$$M_{est} = W * a \quad (3.3)$$

O momento derrubante é:

$$M_{derr} = I_{ah} \cdot c - I_{av} \cdot b \quad (3.4)$$

Em que:

a – braço horizontal correspondente ao peso da estrutura de suporte;

b – braço horizontal correspondente à componente vertical do impulso activo;

c – braço vertical correspondente à componente horizontal do impulso activo.

Para que se garanta a segurança, é normal admitir um valor mínimo de 1,5 do referido coeficiente.

### 3.4.3. Estado Limite Último de rotura do terreno de fundação

Relativamente à verificação de segurança quanto à rotura do terreno de fundação, a mesma é garantida sempre que o valor calculado da tensão máxima actuante na base da estrutura for menor que a tensão admissível, ou seja, um valor de tensão que, quando ultrapassado, pode suscitar deformações excessivas ou mesmo a rotura do terreno de fundação.

O efeito conjunto do impulso activo e do peso próprio implica a transmissão à fundação de uma força  $R$  inclinada e cujo ponto de aplicação normalmente não é coincidente com o centro de gravidade da base do muro (B). Nestes casos, à força  $R$  inclinada está forçosamente ligada uma excentricidade ( $e$ ).

Sintetizando, para que toda a base do muro esteja carregada é necessário que a força resultante  $R$  actue dentro do terço central. Quando tal não acontece, ou seja quando  $e > \frac{B}{6}$ , parte da base do muro fica descarregada, isto é, sem contacto físico com o maciço de fundação, já que não se podem mobilizar tensões de tracção na respectiva interface. Daí, é possível compreender que apenas no caso de muros fundados em maciços rochosos ou em solos muito resistentes é que se permite que a resultante possa cair fora do terço central (Fernandes, 1995).

Pelo método considerado, a condição que deve ser satisfeita para que se verifique a segurança relativamente ao estado limite último de rotura do terreno de fundação é:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm} \quad (3.5)$$

No caso em que a força resultante  $R$  actua dentro do terço central, as tensões aplicadas na base da fundação são dadas por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (3.6)$$

e,

$$\sigma_{min} = \frac{V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (3.7)$$

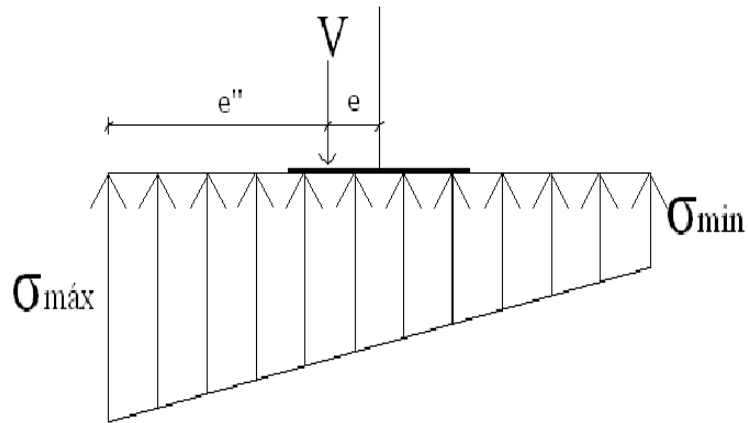


Fig. 3.8 – Diagrama de tensões com carga actuante no terço central

No caso em que a força resultante R actua fora do terço central, a mesma tensão aplicada já será dada por:

$$\sigma_{máx} = \frac{2V}{3e''} \quad (3.8)$$

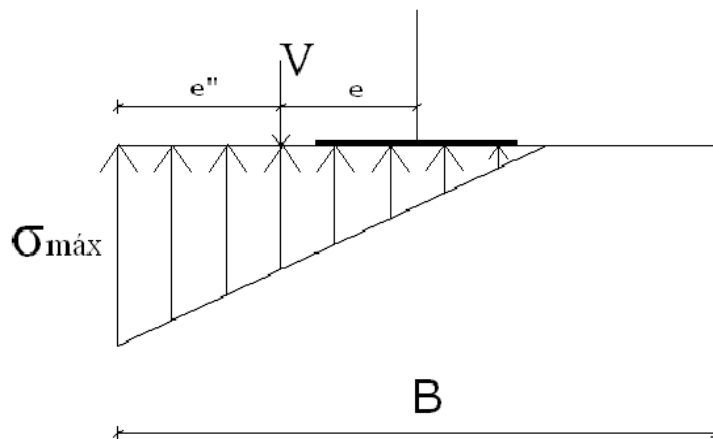


Fig. 3.9 – Diagrama de tensões com carga actuante fora do terço central

A tensão admissível é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{adm} = \frac{q_r}{F.S.} \quad (3.9)$$

Em que:

$q_r$  - capacidade resistente de uma fundação superficial;

F.S. – factor de segurança.

A longo prazo considera-se normalmente um factor de segurança de 1,5. No caso de análises a curto prazo adopta-se normalmente um factor de segurança de 2,0.

### **3.5. Abordagem do EC 7**

Tendo como objectivo a harmonização das normas e códigos dos países constituintes da União Europeia, foi desenvolvido um sistema de Eurocódigos visando o projecto de estruturas, no qual se inclui o EC 7, referente ao projecto geotécnico.

No que diz respeito ao projecto geotécnico, o documento baseia-se na adopção da filosofia de estados limite (últimos e de utilização), utilizando coeficientes de segurança parciais, em oposição ao coeficiente de segurança global utilizado na prática tradicional.

Apesar do objectivo da elaboração do EC 7 ser harmonizar os conceitos técnicos dentro da área da geotecnia entre todos os países constituintes da União Europeia, no documento EN 1997-1 (EC 7) reserva-se a cada estado membro a possibilidade de introduzir algumas opções nacionais através dos designados Anexos Nacionais (AN).

Do ponto de vista prático, o projecto geotécnico deve ser desenvolvido tendo em conta não só a estrutura geotécnica mas também o modo como o maciço onde esta se situa possa influenciá-la. Para cada cenário geotécnico de projecto, deve ser feita a avaliação da segurança relativamente aos estados limite que sejam relevantes e, sempre que possível, os resultados do projecto devem ser comparados com a experiência.

De maneira a estabelecer critérios de exigência relativamente aos diferentes componentes do projecto geotécnico e relativos a cálculos, bem como tendo em conta os riscos que estão associados às obras geotécnicas, estas podem ser classificadas em três categorias (NP EN 1997-1, 2007):

- a) Categoria geotécnica 1 – inclui estruturas pequenas e simples, para as quais é possível assegurar que são satisfeitos os requisitos fundamentais apenas com base na experiência e em estudos de caracterização geotécnica de natureza qualitativa;
- b) Categoria geotécnica 2 – inclui as estruturas e fundações convencionais que não estejam sujeitas a riscos excepcionais, a solos problemáticos ou carregamentos anormais, como por exemplo as fundações correntes, estruturas de suporte, escavações, aterros e ancoragens. Requerem a quantificação e análise dos dados geotécnicos que assegurem que são satisfeitos os requisitos fundamentais, podendo no entanto ser usados procedimentos de rotina nos ensaios de campo e laboratório, bem como na elaboração do projecto e na execução;
- c) Categoria geotécnica 3 – abrange todas as estruturas ou partes de estruturas que não pertençam às categorias 1 e 2. Diz respeito a estruturas de grande dimensão ou pouco comuns, estruturas que envolvam riscos fora do comum ou condições de terreno e de carregamento invulgares ou excepcionalmente difíceis e a estruturas em áreas de sismicidade elevada.

De acordo com o EC 7, os requisitos a que deve obedecer o projecto de uma determinada obra geotécnica, mais concretamente no que respeita à qualidade dos estudos de caracterização geotécnica, aos cálculos e às operações de supervisão da construção, dependem da Categoria Geotécnica em que a obra for inserida, em função da complexidade da obra e dos riscos envolvidos.

Para o caso em estudo, a categoria à qual deve ser dado mais ênfase é a categoria geotécnica 2, visto que esta abrange muros e outras estruturas de contenção ou suporte de terreno ou água. As estruturas desta categoria requerem a quantificação e análise dos dados geotécnicos, bem como uma análise quantitativa que assegurem serem satisfeitos os requisitos fundamentais, podendo no entanto ser usados procedimentos de rotina nos ensaios de campo e laboratório, bem como na execução do projecto de execução (NP EN 1997-1, 2007).

A metodologia de projecto por cálculo preconizada pelo EC 7 assenta na quantificação das acções, das propriedades dos terrenos (parâmetros geotécnicos) e da geometria do problema através dos respectivos valores característicos. Conhecidos estes valores, por aplicação de coeficientes de segurança parciais, obtêm-se os correspondentes valores de cálculo.

Os valores de cálculo das acções e dos parâmetros geotécnicos são obtidos do mesmo modo que nos restantes Eurocódigos. No que se refere às acções, o respectivo valor de cálculo ( $F_d$ ) é obtido através da seguinte equação:

$$F_d = \gamma_F * F_{rep} \quad (3.10)$$

Sendo que:

$$F_{rep} = \Psi * F_k \quad (3.11)$$

Em que:

$\gamma_F$  - coeficiente de segurança parcial da acção;

$F_{rep}$  - Valor representativo da acção;

$\Psi$  - Factor para transformar o valor característico em valor representativo (coeficiente de combinação);

$F_k$  - Valor característico da acção.

Relativamente aos parâmetros geotécnicos, o respectivo valor de cálculo é obtido através da equação seguinte:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.12)$$

Sendo que:

$X_k$  - valor característico do parâmetro geotécnico;

$\gamma_M$  - Coeficiente de segurança parcial referente ao parâmetro geotécnico.

Deste modo, o EC 7 introduz conceitos inexistentes no método tradicional e que importa abordar, como por exemplo o conceito de valor característico, neste caso relativo às propriedades dos materiais, bem como em relação às acções. Nas obras geotécnicas, o valor característico não é exclusivamente determinado pela variabilidade de determinado parâmetro, mas é também pela estrutura e pelo estado limite em consideração. Isto deve-se ao facto da resposta do terreno em contacto com a estrutura geotécnica em causa ser dada por um valor intermédio numa dada região do maciço, para o estado limite em causa. Ou seja, o facto de numa dada secção, onde por hipótese os parâmetros de resistência do solo são inferiores à média, o efeito do impulso de terras ultrapassar o efeito do peso do muro não implica necessariamente a ocorrência de um estado limite último. Esse “deficit” de resistência pode ser facilmente compensado com o “superavit” em secções vizinhas, onde os parâmetros de resistência do terreno sejam mais elevados (Fernandes, 1995).

Teoricamente, a escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser baseada em valores deduzidos, obtidos de ensaios de laboratório e de campo, complementados por experiência. Deste modo, o valor característico de um certo parâmetro geotécnico deve ser escolhido de forma a constituir uma estimativa cautelosa do valor que influencia a ocorrência do estado limite em consideração.

A extensão da zona que condiciona o comportamento de uma estrutura geotécnica num estado limite é normalmente muito maior do que a dimensão da zona afectada pelos ensaios de solos, pelo que o parâmetro determinante é muitas vezes o valor médio numa certa superfície ou volume de terreno, sendo

que o valor característico é, tal como referido anteriormente, uma estimativa cautelosa desse valor médio (NP EN 1997-1, 2007).

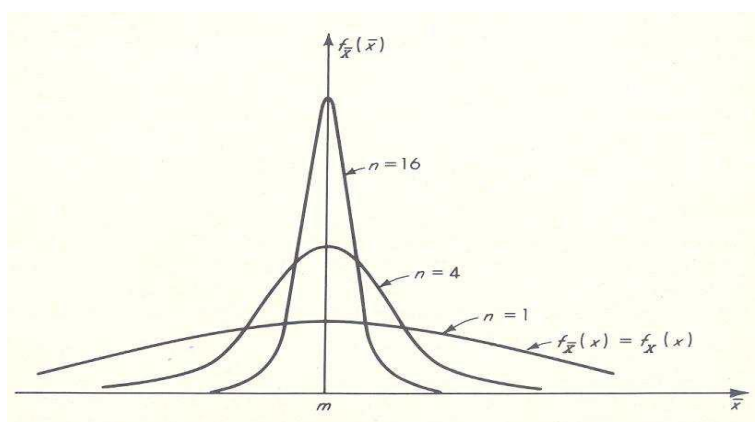


Fig. 3.10 - Distribuição estatística dos valores médios das várias determinações experimentais (Correia, 2008)

No caso da utilização de métodos estatísticos, o valor característico pode ser obtido de forma a que a probabilidade calculada de que seja mais desfavorável o valor que controla a ocorrência de um estado limite não exceda 5%.

Como se depreende, numa qualquer estrutura (tal como para o caso das estruturas de suporte), o valor característico é, para as acções, o valor a que corresponde uma probabilidade de ser excedido de 5% e para as resistências, o valor a que corresponde uma probabilidade de ser excedido de 95%.

Segundo o EC 7, o método conducente à verificação de segurança para qualquer estado limite considerado pressupõe uma filosofia bastante diferente quando comparada com o método tradicional. Esta nova filosofia inclui a utilização de coeficientes de segurança parciais, ao invés dos coeficientes de segurança globais. Tanto para as acções como para os parâmetros geotécnicos, o anexo nacional pode especificar os respectivos coeficientes de segurança parciais, no caso em que estes prevaleçam sobre os que estão incluídos na versão aprovada do Eurocódigo. Estes últimos estão incluídos em tabelas que se apresentam mais à frente.

Nesta metodologia, a verificação da segurança é feita em relação aos estados limite últimos ( $ELU$ ) e de utilização ( $ELU_t$ ). Contudo, apenas merecerão análise mais cuidada os estados limites últimos, visto que são estes os utilizados na verificação da segurança das estruturas de suporte. Deste modo, os estados limite últimos considerados no EC 7 são (NP EN 1997-1, 2007):

- a) Perda de equilíbrio da estrutura e do terreno, considerado como um corpo rígido, no qual a resistência, quer dos materiais estruturais quer do terreno, são insignificantes na contribuição para o equilíbrio, [EQU];
- b) Rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais, incluindo sapatas, estacas, etc., na qual a resistência dos materiais estruturais contribui significativamente para a oposição àquela situação, [STR];

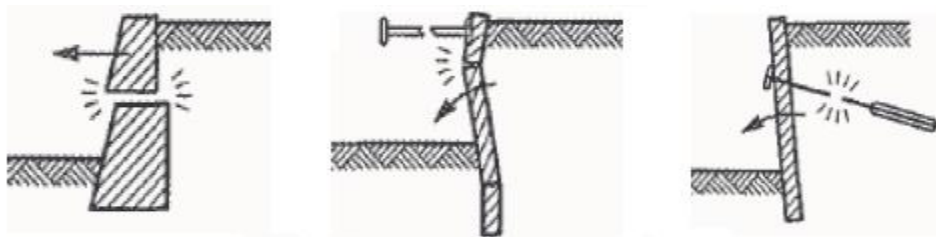


Fig. 3.11 – Exemplos de estados limites últimos de estruturas de suporte devido a rotura estrutural (Correia, 2010)

- c) Rotura ou deformação excessiva no terreno, situação para a qual a resistência do terreno é significativa na oposição àquele estado, [GEO];

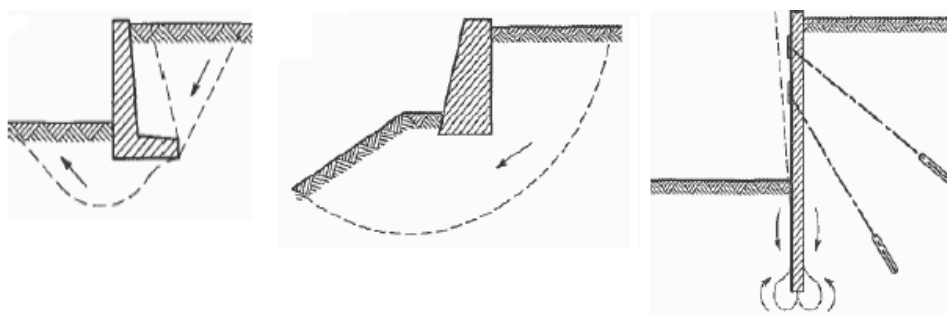


Fig. 3.12 – Exemplos de estados limites últimos de estruturas de suporte por rotura do terreno (Correia, 2010)

- d) Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido a movimento por pressão da água, [UPL];

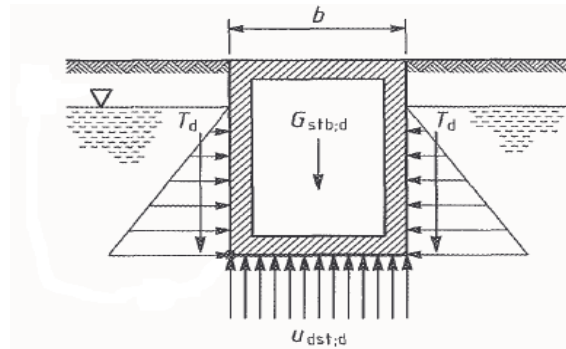


Fig. 3.13 – Exemplo de levantamento global originado por pressão da água (Correia, 2010)

- e) Levantamento hidráulico, erosão interna ou “piping” no terreno causado por gradientes hidráulicos, [HYD].

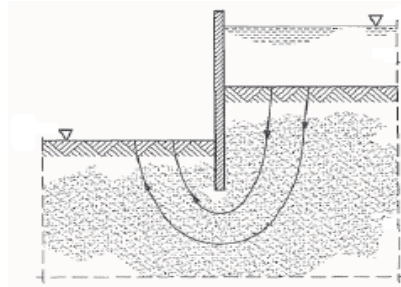


Fig. 3.14 – Exemplo em que a erosão interna ou levantamento hidráulico pode ser condicionante (Correia, 2010)

No âmbito do estudo em curso, só se tratarão os estados limite do tipo EQU, STR e GEO, apesar de os restantes deverem ser considerados sempre que as condições locais da obra apontem para a possibilidade da sua ocorrência.

A verificação da segurança considerando estados limite últimos é feita comparando o valor de cálculo actuante com o valor de cálculo resistente da força ou esforço em análise, estando satisfeita quando o primeiro é menor ou igual ao segundo.

Desta forma, a segurança em relação ao estado limite de equilíbrio (EQU) é verificada através da inequação (NP EN 1997-1, 2007):

$$E_{inst,d} \leq E_{est,d} \quad (3.13)$$

Em que:

$E_{inst,d}$  - Valor de cálculo da resultante das acções que provocam a instabilização;

$E_{est,d}$  - Valor de cálculo da resistência ao desequilíbrio, ou seja, as forças que contribuem para o equilíbrio.

Estes valores são calculados através das seguintes equações, respectivamente:

$$E_{inst,d} = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\}_{inst} \quad (3.14a)$$

$$E_{est,d} = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\}_{est} \quad (3.14b)$$

Em que:

$F_{rep}$  - Valor representativo de uma acção;

$a_d$  - Valor característico de um dado geométrico.

A verificação da segurança relativamente a estados limite últimos de rotura ou deformação excessiva de um elemento estrutural ou região de terreno (STR e GEO) é feita através da inequação (NP EN 1997-1, 2007):

$$E_d \leq R_d \quad (3.15)$$

Em que:

$E_d$  - Valor de cálculo de uma acção ou do efeito de uma acção;

$R_d$  - Valor de cálculo da resistência a uma acção.

O valor de cálculo das acções é obtido aplicando os coeficientes de segurança parciais às acções ( $F_{rep}$ ) ou aos seus efeitos (E), escrevendo-se:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\} \quad (3.16a)$$

$$E_d = \gamma_E * E \left\{ F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\} \quad (3.16b)$$

Sendo que:

$\gamma_E$  - Coeficiente de segurança parcial aplicável aos efeitos das acções e que tem em conta a possibilidade de haver desvios desfavoráveis em relação ao valor representativo daquelas.

O valor de cálculo da resistência é obtido aplicando os coeficientes de segurança parciais às propriedades do terreno (parâmetros geotécnicos - X) ou à resistência (R), ou a ambos, como se mostra com a seguinte equação (NP EN 1997-1, 2007):

$$R_d = R \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\} * \frac{1}{\gamma_R} \quad (3.17)$$

Em que:

$\gamma_R$  – Coeficiente de segurança parcial associado à incerteza relativa ao modelo de avaliação da resistência à acção.

Em alguns casos, a aplicação de coeficientes de segurança parciais ao valor representativo das acções devidas ao terreno, como por exemplo as pressões das terras ou da água, pode conduzir a valores pouco razoáveis. Nestas situações, os coeficientes de segurança parciais podem ser aplicados directamente aos efeitos das acções, quantificados a partir do respectivo valor representativo, sendo então  $\gamma_F = 1,00$ .

A análise de projecto em relação aos estados limite últimos (ELU) de resistência pode ser feita segundo três tipos de abordagem, sendo que a escolha por uma ou outra via não está definida de antemão. Contudo, a existência de três vias para abordagem do projecto geotécnico relativamente aos estados limite tipo STR e GEO é devida à forma como são toleradas as incertezas na modelação dos efeitos das acções e das resistências (NP EN 1997-1, 2007).

O processo de abordagem a utilizar é definido no Anexo Nacional de aplicação do Eurocódigo a cada país.

De seguida, caracterizam-se as três vias de abordagem:

a) Abordagem de Cálculo Tipo 1:

Tem como objectivo verificar que os estados limite de rotura ou deformação excessiva não ocorrem, considerando as seguintes combinações de conjuntos de coeficientes de segurança parciais:

- Combinação 1: A1 + M1 + R1
- Combinação 2: A2 + M2 + R1

Nesta via de abordagem do dimensionamento, a análise é feita considerando separadamente ambas as combinações de conjuntos de coeficientes de segurança parciais definidas para cada caso. Na primeira combinação, os coeficientes de segurança parciais são aplicados majorando as acções, enquanto na segunda são reduzidos os parâmetros resistentes dos materiais (Pereira, 2005).

i. Combinação 1 (Pereira, 2005):

No que se refere às acções,  $\gamma_F \neq 1$  e  $\gamma_E = 1$  e a equação (3.14) escreve-se:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\} \quad (3.18)$$

No entanto, no caso de não haver qualquer incerteza na quantificação da acção, deve-se considerar  $\gamma_F = 1$  e  $\gamma_E \neq 1$ .

Do ponto de vista da resistência,  $\gamma_M = \gamma_R = 1$ , escrevendo-se então a equação (48) na forma:

$$R_d = R \{ \gamma_F * F_{rep}, X_k, a_d \} \quad (3.19)$$

ii. Combinação 2 (Pereira, 2005):

Relativamente às acções,  $\gamma_E = 1$  e  $\gamma_F \neq 1$  apenas para as acções variáveis, escrevendo-se a equação (3.18) na forma:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\} \quad (3.20)$$

Quanto à resistência, tem-se:  $\gamma_M > 1$  e  $\gamma_R = 1$  na maioria dos casos e então a equação (3.19) escreve-se:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\} \quad (3.21)$$

b) Abordagem de Cálculo Tipo 2 (Pereira, 2005):

Deve verificar-se que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva com a seguinte combinação de conjuntos de coeficientes de segurança parciais:

- Combinação 1: A1 + M1 + R2

Esta via de abordagem considera os coeficientes de segurança parciais aplicados às acções ou aos seus efeitos e à resistência do terreno, embora não se apliquem aos parâmetros resistentes do terreno.

Neste tipo de abordagem considera-se habitualmente  $\gamma_E \neq 1$  e  $\gamma_F = 1$  ou  $\gamma_E = 1$  e  $\gamma_F \neq 1$ . Como  $\gamma_M = 1$ , a equação (3.16) escreve-se:

$$E_d = \gamma_E * E \{ F_{rep}, X_k, a_d \} \quad (3.22)$$

ou,

$$E_d = E \{ \gamma_F * F_{rep}, X_k, a_d \} \quad (3.23)$$

E sendo  $\gamma_R \geq 1$ , resulta a equação (3.17) na forma:

$$R_d = R \{ F_{rep}, X_k, a_d \} * \frac{1}{\gamma_R} \quad (3.24)$$

quando  $\gamma_E = 1$ .

Quando  $\gamma_F \neq 1$ , a mesma equação surge na forma:

$$R_d = R\{\gamma_F * F_{rep}, X_k, a_d\} * \frac{1}{\gamma_R} \quad (3.25)$$

c) Abordagem de Cálculo Tipo 3 (Pereira, 2005):

Deve ser verificado que um estado limite último de rotura ou de deformação excessiva não ocorrerá para as seguintes combinações de conjuntos de coeficientes de segurança parciais:

- Combinação 1: (A1\* ou A2\*\*) + M2 + R3

\*aplicado às acções estruturais;

\*\*aplicado às acções geotécnicas.

Neste tipo de abordagem os coeficientes de segurança parciais são aplicados às acções ou aos efeitos das acções devidas à estrutura e aos parâmetros resistentes do terreno.

Com vista à análise de estabilidade global, as acções sobre o terreno são tratadas como acções de natureza geotécnica, usando-se então o conjunto A2 de coeficientes de segurança parciais.

Nesta abordagem, é feita uma diferença entre acções devidas à estrutura ( $F_{rep}$ ) e as acções do ou através do terreno, calculadas usando  $X_k$ . Existem duas possibilidades neste tipo de abordagem:

No que se refere às acções,  $\gamma_E = 1$  e  $\gamma_F \neq 1$  e então:

$$E_d = E\left\{\gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d\right\} \quad (3.26)$$

Ou  $\gamma_E \neq 1$  e  $\gamma_F = 1$ , escrevendo-se a equação (3.17):

$$E_d = \gamma_E * E\left\{F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d\right\} \quad (3.27)$$

E como  $\gamma_M > 1$  e  $\gamma_R = 1$ , resulta em ambos os casos para a resistência:

$$R_d = R\left\{\gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d\right\} \quad (3.28)$$

Nas tabelas seguintes são apresentados os coeficientes de segurança parciais relativos às acções, propriedades dos materiais e de resistência de fundações superficiais para os estados limite últimos de rotura ou deformação excessiva (STR/GEO).

Tabela 3.1 - Coeficientes de segurança parciais das acções (STR/GEO)

Acção	Símbolo	Conjunto	
		A1	A2
Permanente Desfavorável Favorável	$\gamma_G$	1,35	1,00
		1,00	1,00
Variável Desfavorável Favorável	$\gamma_Q$	1,50	1,30
		0	0

Fonte: NP EN 1997-1, 2007

Tabela 3.2 - Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais (STR/GEO)

Propriedade do Material	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de resistência ao corte	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão efectiva	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência não drenada	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistência à compressão simples	$\gamma_{qu}$	1,00	1,40
Peso volúmico	$\gamma_{\sigma}$	1,00	1,00

Fonte: NP EN 1997-1, 2007

Tabela 3.3 - Coeficientes de segurança parciais de resistência para fundações superficiais (STR/GEO)

Resistência	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Vertical	$\gamma_{R;v}$	1,00	1,40	1,00
Ao deslizamento	$\gamma_{R;h}$	1,00	1,10	1,00

Fonte: NP EN 1997-1, 2007

Como ficou explícito, as análises relativamente a estados limites últimos de rotura ou deformação excessiva (STR/GEO) podem ser feitas utilizando três tipos de abordagem, o que exige também uma tipificação cuidada das situações em que uma das vias é mais recomendável que outra. Será apenas dada atenção à abordagem de cálculo tipo 1, de forma a sistematizar a aplicação dos princípios de cálculo preconizados pelo EC 7 e em particular por esta metodologia, dado que esta é a abordagem de cálculo que será preconizado no Anexo Nacional português.

### 3.6. Formulação geral do problema de verificação da segurança de estruturas de suporte rígidas

Definida a metodologia que se encontra por detrás do EC 7, importa agora explicar como se chega à formulação da verificação de segurança das estruturas de suporte rígidas relativamente aos estados limite últimos abordados anteriormente. A formulação que se explana seguidamente tem como base um muro de suporte genérico, o qual se apresenta de seguida e na qual se encontram especificados todos os dados relativos à estrutura de suporte em causa bem como às características do solo suportado.

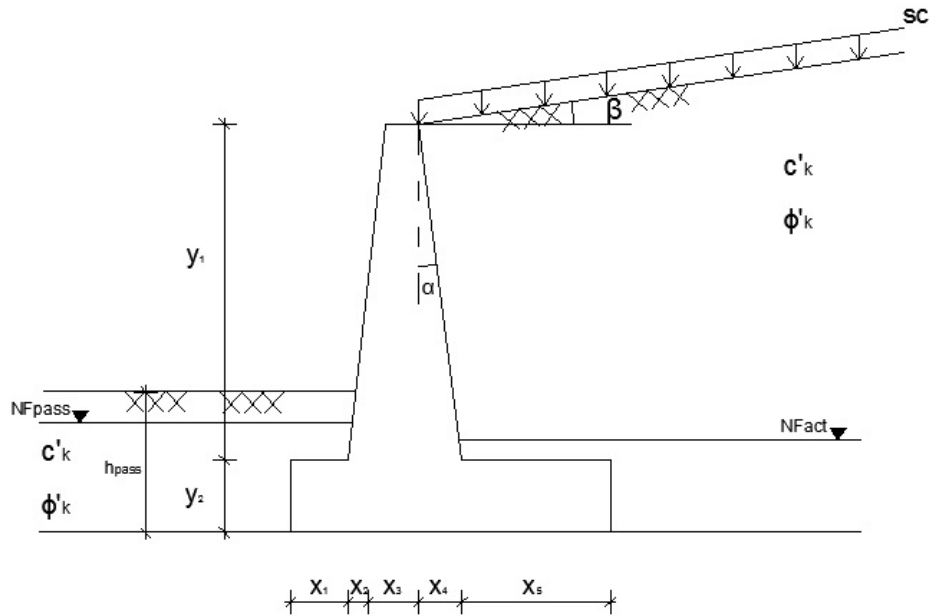


Fig. 3.15 – Muro de suporte genérico

Nesta formulação, optou-se por contemplar a hipótese da existência de dois tipos de solos diferentes, em que o solo diferente do solo suportado se localiza no plano da base da sapata, factor que altera substancialmente a verificação de segurança relativamente ao estado limite último de rotura do terreno de fundação. Além disso, foi também contemplada a possibilidade de existência de nível freático no terreno, sendo que o mesmo se pode situar em dois patamares distintos: entre a superfície do terreno suportado e a base da sapata ou abaixo do plano de fundação. A existência de nível freático no terreno introduz alterações significativas ao nível da verificação de segurança, sendo que as alterações mais significativas ocorrem na verificação do estado limite último relativo à rotura do terreno de fundação, o qual não é tratado explicitamente nos exemplos do Capítulo 4.

Foi também contemplada na formulação a possibilidade de escolha da localização das terras suportadas, podendo estas estar a montante ou a jusante do muro de suporte.

Relativamente ao cálculo dos parâmetros resistentes de cálculo, nomeadamente o ângulo de atrito interno do solo e a coesão (caso exista), estes são obtidos através das seguintes expressões:

$$\phi'_d = \arctg \left( \frac{tg \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \right) \quad (3.29)$$

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}} \quad (3.30)$$

Seguidamente, explicar-se-á todo o raciocínio que se encontra por detrás da verificação de segurança deste tipo de estruturas para os estados limite últimos abordados, que engloba as expressões de cálculo utilizadas no caso de solos incoerentes e coerentes, as teorias de cálculo adoptadas (Coulomb e Rankine) e ainda o tipo de análise efectuada (em condições drenadas ou não drenadas).

### 3.6.1. Formulação geral relativa aos solos incoerentes

No caso do solo suportado ser incoerente, ou seja  $c'_d = 0$ , é usada a teoria de cálculo de Coulomb para a determinação do impulso activo actuante na estrutura de suporte. Assim sendo, o coeficiente de impulso activo é obtido através da expressão (2.27) e o ângulo de atrito solo/muro é calculado através da seguinte expressão:

$$\delta_d = \arctg \left( \frac{tg \delta_k}{\gamma_{\phi'}} \right) \quad (3.31)$$

Sendo que:

$$\delta_k = \frac{2}{3} \phi'_k \quad (3.32)$$

Relativamente ao cálculo do impulso passivo, o coeficiente de impulso passivo ( $K_{p,d}$ ) é determinado através da teoria de Rankine, tendo-se considerado que a pressão horizontal sobre o terreno na frente do muro é igual a  $\frac{1}{3}$  da que corresponde ao estado limite passivo.

Deste modo, o impulso passivo é determinado pela seguinte expressão:

$$K_{p,d} = \frac{1}{3} * (K_{p,d})_{calculado} \quad (3.33)$$

Sendo que:

$$(K_{p,d})_{calculado} = \frac{1 + \text{sen } \phi'_{td}}{1 - \text{sen } \phi'_{td}} \quad (3.34)$$

Através das acções passíveis de actuar na estrutura de suporte é possível identificar as componentes verticais e horizontais e consequente implicação para a verificação de segurança para cada estado limite em causa. Na figura seguinte encontram-se explicitados os diagramas de pressões que actuam sobre o muro de suporte no caso do solo suportado ser incoerente, bem como os pesos próprios do próprio muro, a sobrecarga actuante na superfície do terreno e ainda a presença de nível freático. Importa salientar que o nível freático foi considerado por forma a explicitar todos os diagramas de pressões que actuam sobre o muro de suporte genérico considerado.

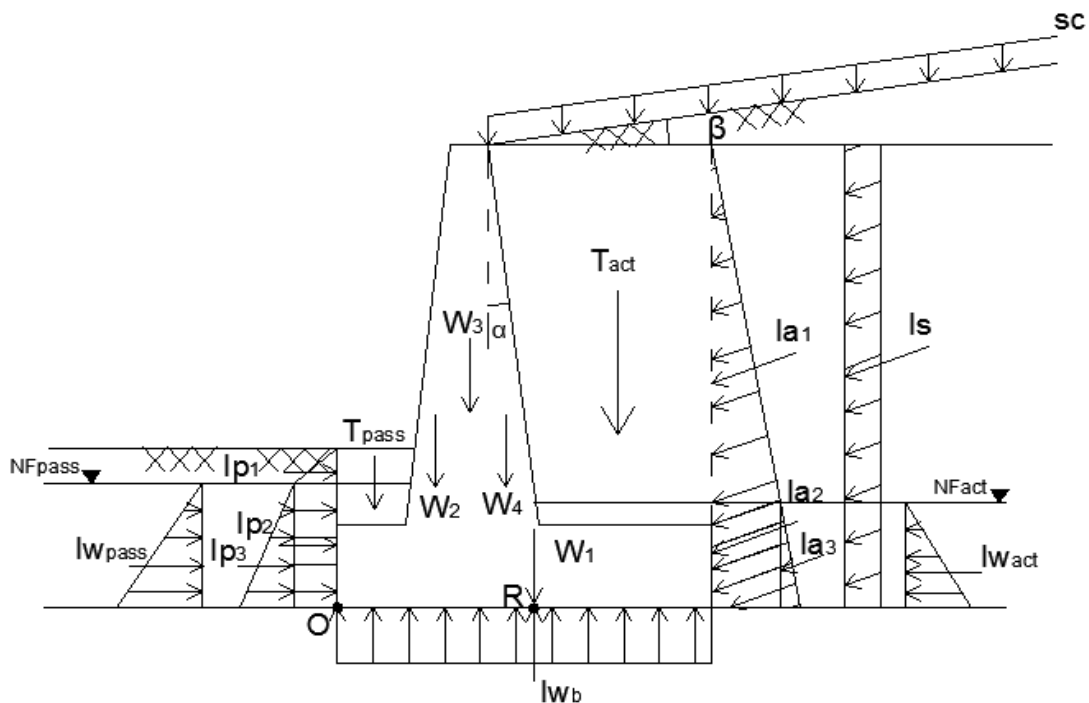


Fig. 3.16 – Diagramas de tensões actuantes em solo incoerente

A partir da Fig. 3.16, pode-se então definir os diagramas de pressões actuantes na estrutura de suporte. Os diagramas têm o seguinte significado:

- $I_s$  – Resultante do diagrama de pressões relativo à acção da sobrecarga;
- $I_{a,1}, I_{a,2}$  e  $I_{a,3}$  – Resultantes das diferentes componentes do diagrama de pressões relativo à acção do peso próprio do terreno suportado (zona activa);
- $I_{w,act}$  e  $I_{w,pass}$  - Resultantes dos diagramas de pressões hidrostáticas;
- $I_{w,b}$  – Resultante do diagrama de subpressões;
- $I_{p,1}, I_{p,2}$  e  $I_{p,3}$  – Resultantes dos diagramas de pressões relativas à acção do peso próprio do terreno (zona passiva);
- $W_1, W_2, W_3$  e  $W_4$  – Componentes relativas ao peso próprio da estrutura de suporte;
- $T_{act}$  e  $T_{pass}$  – Parcelas respeitantes ao peso próprio das terras respectivas.

Seguidamente, encontram-se definidas as expressões utilizadas no cálculo das forças resultantes dos diagramas de pressões acima descritos.

$$I_{a,1} = \gamma_G * \gamma_{solo} * K_{a,d} * \frac{(H-h_{NFact})^2}{2} \quad (3.35)$$

$$I_{a,2} = \gamma_G * \gamma_{solo} * (H - h_{NFact}) * h_{NFact} * K_{a,d} \quad (3.36)$$

$$I_{a,3} = \gamma_G * (\gamma_{sat} - \gamma_w) * \frac{h_{NFact}^2}{2} * K_{a,d} \quad (3.37)$$

$$I_{wb} = \begin{cases} \gamma_w * B * h_{NFact} & , h_{NFact} = h_{NFact,pass} \\ \gamma_w * B * h_{NFact,pass} + \frac{B}{2} * \gamma_w * (h_{NFact} - h_{NFact,pass}) & , h_{NFact} \neq h_{NFact,pass} \end{cases} \quad (3.38)$$

$$I_s = \gamma_Q * K_{a,d} * sc * H \quad (3.39)$$

$$I_{w,act} = \gamma_G * \gamma_w * \frac{h_{NFact}^2}{2} \quad (3.40)$$

$$I_{w,pass} = \gamma_G * \gamma_w * \frac{h_{NFpass}^2}{2} \quad (3.41)$$

$$I_{p,1} = \gamma_G * \gamma_{solo} * \frac{(h_{pass} - h_{NFpass})^2}{2} * K_{p,d} \quad (3.42)$$

$$I_{p,2} = \gamma_G * \gamma_{solo} * (h_{pass} - h_{NFpass}) * h_{NFpass} * K_{p,d} \quad (3.43)$$

$$I_{p,3} = \gamma_G * (\gamma_{sat} - \gamma_w) * \frac{h_{NFpass}^2}{2} * K_{p,d} \quad (3.44)$$

Importa também referir que, como estamos perante uma abordagem utilizando a teoria de cálculo de Coulomb, a determinação das componentes vertical e horizontal dos impulsos calculados pelas expressões anteriores é obtida através da multiplicação em cada expressão pelos termos  $\cos(\delta + \alpha)$  e  $\sin(\delta + \alpha)$ , respectivamente, sendo que  $\alpha$  está representado na Fig. 3.16 e é definido como o ângulo entre o plano vertical e a superfície do paramento interior do muro. Apenas se exclui à necessidade da multiplicação por estes termos as expressões conducentes às forças  $I_{W,act}$ ,  $I_{W,pass}$ ,  $I_{W,b}$ ,  $I_{p,1}$ ,  $I_{p,2}$  e  $I_{p,3}$ , dado que os três primeiros são devidos à presença de água no terreno e os três últimos decorrem da aplicação da teoria de Rankine.

### 3.6.2. Formulação geral relativa aos solos coerentes

No caso do solo suportado ser coerente é usada a teoria de cálculo de Rankine para a determinação dos impulsos activo e passivo que actuam na estrutura de suporte.

A verificação de segurança neste tipo de solos é efectuada utilizando duas análises distintas: análise em tensões efectivas (condições drenadas) ou análise em tensões totais (condições não drenadas).

O primeiro caso, em que os parâmetros de resistência são o ângulo de atrito interno do solo ( $\phi'$ ) e ainda a coesão efectiva ( $c'$ ), corresponde ao modo de resposta dos solos friccionais mas também com coesão quando o

carregamento é lento ou após a dissipação do acréscimo das pressões intersticiais, ou seja, a longo prazo relativamente à data de aplicação da carga.

O segundo caso, em que o parâmetro de resistência é a coesão não drenada ( $C_u$ ), corresponde à resposta imediata do terreno à acção de carregamento, não sendo dado tempo suficiente para que ocorra a dissipação das pressões intersticiais geradas pela carga aplicada, o que é típico dos solos finos, pouco permeáveis (Pereira, 2005).

Importa ainda referir que para ambos os casos referidos anteriormente, foi contemplada na formulação a introdução de um ângulo igual à inclinação da superfície do terraplano com a horizontal, no cálculo dos impulsos activos actuantes na estrutura de suporte.

### **3.6.2.1. Análise em condições drenadas**

Neste caso, os parâmetros resistentes do solo são obtidos através das expressões (3.29) e (3.30). O ângulo de atrito solo/muro é obtido através da expressão (3.31).

Relativamente ao cálculo dos coeficientes de impulso, estes são dados pelas expressões (2.12) e (3.33) para o caso activo e passivo, respectivamente.

Como já foi explanado anteriormente, no caso de solos coesivos existe uma altura de solo que não pressiona directamente a estrutura de suporte, a qual é denominada “profundidade das fendas de tracção” ( $Z_0$ ). No caso em análise, esta grandeza é dada por:

$$Z_0 = \frac{2c'd - sc*\gamma Q}{\gamma\sqrt{K_{a,d}}} \quad (3.45)$$

Na figura seguinte, encontram-se explicitados os diagramas de pressões que actuam sobre o muro de suporte para o caso anteriormente descrito.

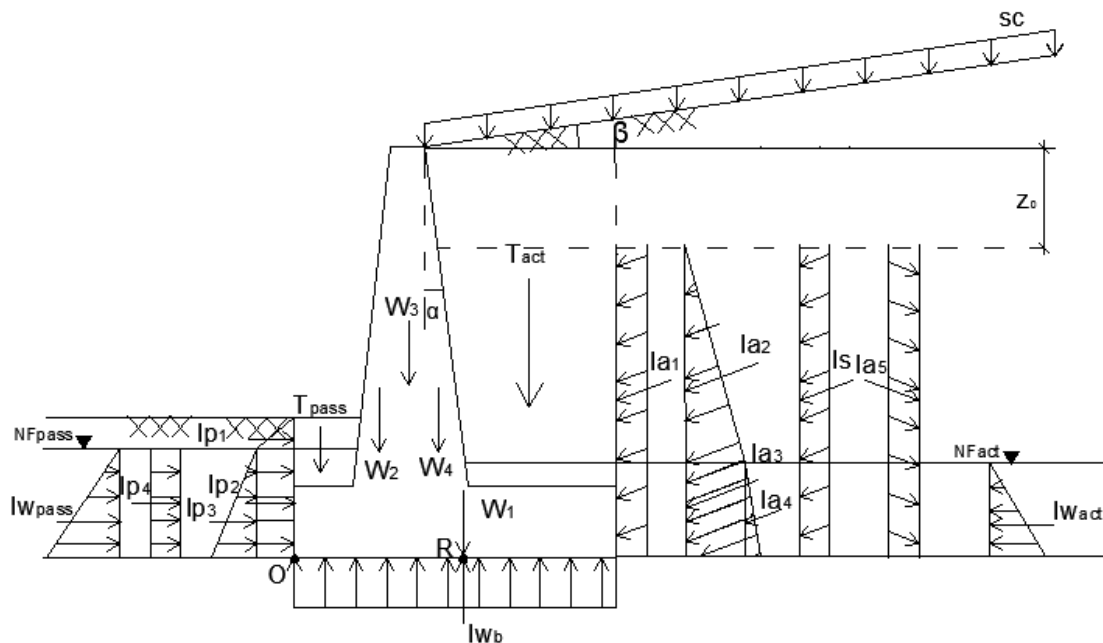


Fig. 3.17 – Diagramas de tensões actuantes em solo coerente

A partir da Fig. 3.17 podem-se definir os diagramas de pressões actuantes na estrutura de suporte. Deste modo, as resultantes indicadas têm o seguinte significado:

- $I_s$  – Resultante do diagrama de pressões relativo à acção de sobrecarga;
- $I_{a,1}$  - Resultante do diagrama de pressões relativo à acção do peso próprio do terreno acima das fendas de tracção;
- $I_{a,2}$ ,  $I_{a,3}$  e  $I_{a,4}$  – Resultantes das diferentes componentes do diagrama de pressões relativo à acção do peso próprio do terreno suportado (zona activa);
- $I_{a,5}$  - Resultante do diagrama de pressões relativo à coesão (zona activa);
- $I_{w,act}$  e  $I_{w,pass}$  - Resultantes dos diagramas de pressões hidrostáticas;
- $I_{w,b}$  – Resultante do diagrama de subpressões;
- $I_{p,1}$ ,  $I_{p,2}$  e  $I_{p,3}$  – Resultantes dos diagramas de pressões relativas à acção do peso próprio do terreno (zona passiva);

- $I_{p,4}$  - Resultante do diagrama de pressões relativo à coesão (zona passiva);
- $W_1, W_2, W_3$  e  $W_4$  – Componentes relativas ao peso próprio da estrutura de suporte;
- $T_{act}$  e  $T_{pass}$  – Parcelas respeitantes ao peso próprio das terras respectivas.

Seguidamente, encontram-se definidas as expressões utilizadas no cálculo das forças resultantes dos diagramas de pressões acima descritos.

$$I_{a,1} = \gamma_G * \gamma_{solo} * K_{a,d} * z_0 * (H - z_0) \quad (3.46)$$

$$I_{a,2} = \gamma_G * \gamma_{solo} * \frac{(H - z_0 - h_{NFact})^2}{2} * K_{a,d} \quad (3.47)$$

$$I_{a,3} = \gamma_G * \gamma_{solo} * (H - z_0 - h_{NFact}) * h_{NFact} * K_{a,d} \quad (3.48)$$

$$I_{a,4} = \gamma_G * (\gamma_{sat} - \gamma_w) * \frac{h_{NFact}^2}{2} * K_{a,d} \quad (3.49)$$

$$I_{a,5} = \gamma_G * 2 * c'_d * (H - z_0) * \sqrt{K_{a,d}} \quad (3.50)$$

$$I_s = \gamma_Q * K_{a,d} * SC * (H - z_0) \quad (3.51)$$

$$I_{p,1} = \gamma_G * \gamma_{solo} * \frac{(h_{pass} - h_{NFpass})^2}{2} * K_{p,d} \quad (3.52)$$

$$I_{p,2} = \gamma_G * \gamma_{solo} * (h_{pass} - h_{NFpass}) * h_{NFpass} * K_{p,d} \quad (3.53)$$

$$I_{p,3} = \gamma_G * (\gamma_{sat} - \gamma_w) * \frac{h_{NFpass}^2}{2} * K_{p,d} \quad (3.54)$$

$$I_{p,4} = \gamma_G * 2 * c'_d * h_{pass} * \sqrt{K_{p,d}} \quad (3.55)$$

As grandezas  $I_{w,act}$ ,  $I_{w,pass}$  e  $I_{w,b}$  são dadas pelas expressões (3.40), (3.41) e (3.38) apresentadas anteriormente, respectivamente.

### 3.6.2.2. Análise em condições não drenadas

Neste caso, o parâmetro resistente do solo é obtido através da seguinte expressão.

$$c_{u,d} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \quad (3.56)$$

Como neste caso o ângulo de atrito interno do solo é igual a zero, então o ângulo de atrito solo/muro é também nulo.

Utilizando a mesma teoria que a usada em condições drenadas, em que os coeficientes de impulso são dados pelas expressões (2.12) e (3.33) para o caso activo e passivo, respectivamente, então é possível concluir que o valor do coeficiente de impulso activo é igual ao coeficiente de impulso passivo, ou seja, igual a 1.

No entanto e seguindo a expressão (3.33), o valor do coeficiente de impulso de cálculo em condições não drenadas é igual a  $\frac{1}{3}$ .

No que diz respeito à determinação da profundidade de fendas de tracção ( $Z_0$ ), a mesma é obtida através da seguinte expressão em condições não drenadas:

$$Z_0 = \frac{2c_{ud} - sc\gamma_Q}{\gamma\sqrt{K_{a,d}}} \quad (3.57)$$

Na Fig. 3.17 encontram-se explicitados os diagramas de pressões que actuam sobre o muro de suporte para o caso anteriormente descrito. No entanto, as expressões utilizadas no cálculo das forças resultantes dos diagramas de pressões são diferentes, como se apresenta de seguida:

$$I_{a,1} = \gamma_G * \gamma_{solo} * Z_0 * (H - Z_0) \quad (3.58)$$

$$I_{a,2} = \gamma_G * \gamma_{solo} * \frac{(H - Z_0 - h_{NFact})^2}{2} \quad (3.59)$$

$$I_{a,3} = \gamma_G * \gamma_{solo} * (H - Z_0 - h_{NFact}) * h_{NFact} \quad (3.60)$$

$$I_{a,4} = \gamma_G * \gamma_{sat} * \frac{h_{NFact}^2}{2} \quad (3.61)$$

$$I_{a,5} = \gamma_G * 2 * c_{u,d} * (H - z_0) \quad (3.62)$$

$$I_S = \gamma_Q * sc * (H - z_0) \quad (3.63)$$

$$I_{p,1} = \gamma_G * \gamma_{solo} * \frac{(h_{pass} - h_{NFpass})^2}{2} * K_{p,d} \quad (3.64)$$

$$I_{p,2} = \gamma_G * \gamma_{solo} * (h_{pass} - h_{NFpass}) * h_{NFpass} * K_{p,d} \quad (3.65)$$

$$I_{p,3} = \gamma_G * \gamma_{sat} * \frac{h_{NFpass}^2}{2} * K_{p,d} \quad (3.66)$$

$$I_{p,4} = \gamma_G * 2 * c_{u,d} * h_{pass} * K_{p,d} \quad (3.67)$$

As grandezas  $I_{w,act}$ ,  $I_{w,pass}$  e  $I_{w,b}$  são dadas pelas expressões (3.40), (3.41) e (3.38) apresentadas anteriormente, respectivamente.

### 3.6.3. Formulação geral relativa ao ELU por deslizamento ao longo da base

A segurança é garantida quando a já referida condição (3.15) for cumprida. Neste caso, como o ELU de deslizamento ao longo da base da estrutura de suporte pressupõe uma movimentação horizontal da mesma, então facilmente se percebe que  $E_d$  é definido por uma força horizontal instabilizante ( $H_{sd}$ ) que promove este movimento e que não é mais do que o somatório das componentes horizontais dos impulsos activos transmitidos pelo terreno ao muro de suporte e representada pela expressão (3.68).

$$H_{sd} = \sum_i I_{iH} \quad (3.68)$$

Sendo:  $I_{iH}$  – componente horizontal genérica de um impulso activo actuante no muro de suporte.

Estas componentes horizontais são afectadas pelos coeficientes parciais de segurança relativos às acções constantes da tabela 3.1 apresentada anteriormente. Neste caso, cada componente horizontal é multiplicada por 1,0 ou 1,3, conforme se trate de uma acção permanente ou uma acção variável desfavorável, respectivamente, dado que tem que ser utilizada a combinação 2 relativa à análise de estado limite último geotécnico (GEO).

Da mesma maneira,  $R_d$  é definido por uma força horizontal resistente a este movimento ( $H_{rd}$ ), sendo que esta força resistente é obtida através do balanço das componentes verticais dos impulsos actuantes no muro no caso activo e passivo, do peso próprio do muro de suporte, da contribuição do impulso relativo à subpressão com sinal negativo (caso o terreno suportado contenha água) e ainda através das componentes horizontais dos impulsos actuantes no muro no caso passivo. Deste modo (Pereira, 2005):

$$H_{rd} = \sum_i [\gamma_G * (W_i - I_{w,b}) + (\gamma_G \text{ ou } \gamma_Q) * I_{IV,activo}] * tg\delta_d + \sum_i \gamma_G [I_{IV} * tg\delta_d + I_{iH}]_{passivo} \quad (3.69)$$

Sendo:  $W_i$  – Força genérica vertical correspondente ao peso de uma parcela do muro de suporte;

$I_{w,b}$  - Força vertical relativa ao impulso de subpressão;

$I_{IV,activo}$  – Componente genérica vertical correspondente ao impulso actuante no muro de suporte para o caso activo;

$I_{IV,passivo}$  - Componente genérica vertical correspondente ao impulso actuante no muro de suporte para o caso passivo;

$I_{iH,passivo}$  - Componente genérica horizontal correspondente ao impulso actuante no muro de suporte para o caso passivo;

$\delta_d$  – Valor de cálculo relativo ao ângulo de atrito entre a base do muro e o maciço de fundação;

$\gamma_G$  - Coeficiente de segurança parcial relativo a acções permanentes;

$\gamma_Q$  - Coeficiente de segurança parcial relativo a acções variáveis.

Todas as componentes integrantes no cálculo de  $H_{rd}$  relativas a impulsos actuantes na estrutura de suporte, bem como a forças resistentes ao movimento em estudo são afectadas pelos respectivos coeficientes parciais de acções, tal como foi referido para o caso de  $H_{sd}$ . Deste modo, são multiplicadas por 1,0, 1,3 ou 0, conforme resultem de acções permanentes desfavoráveis e favoráveis, acções variáveis desfavoráveis ou acções variáveis favoráveis, respectivamente, tal como consta da tabela 3.1 referida anteriormente.

#### 3.6.4. Formulação geral relativa ao ELU de rotura por derrubamento

Neste tipo de verificação, a segurança é garantida quando a expressão (3.13) for verificada. Contudo, na presente verificação de segurança pode-se dizer que a grandeza  $E_{inst,d}$  é definida como um momento instabilizante actuante na estrutura, escrevendo-se agora  $M_{inst,d}$  e, da mesma forma, a grandeza  $E_{est,d}$  define-se agora como um momento resistente actuante na estrutura, representado por  $M_{est,d}$ .

Para os dois casos, os valores de  $M_{inst,d}$  e  $M_{est,d}$  são obtidos através da soma dos momentos actuantes no muro, instabilizantes e estabilizantes, respectivamente, em relação ao ponto O, obtidos através das forças, horizontais e verticais, explicitadas anteriormente nas Figs. 3.16 e 3.17, para o caso respectivo. A Fig. 3.7 esquematiza o descrito anteriormente. É importante referir que as grandezas  $T_{act}$  e  $T_{pass}$  correspondentes aos pesos das terras sobre a estrutura de suporte (ver Figs. 3.16 e 3.17) contribuem também para a estabilidade, sendo contabilizadas para qualquer uma das verificações de segurança em relação aos estados limites últimos.

Importa ainda referir que, para os muros gravidade, os braços horizontais relativos às componentes verticais dos impulsos activos actuantes sobre o muro são menores do que os correspondentes ao caso de muros em T invertido (ver Figs. 3.7 e 3.16), visto que no caso de um muro gravidade se considera que o impulso actua directamente sobre o muro, tal como se mostra na Fig. 3.7.

Dito isto, é importante referir que todas as componentes envolvidas no cálculo da estabilidade da estrutura de suporte devem ser multiplicadas pelos coeficientes de segurança parciais, os quais constam da tabela seguinte.

Tabela 3.4 - Coeficientes de segurança parciais das acções (EQU)

Acção	Símbolo	Valor
Permanente		
Desfavorável	$\gamma_{G,desf}$	1,10
Favorável	$\gamma_{G,fav}$	0,90
Variável		
Desfavorável	$\gamma_{Q,desf}$	1,50
Favorável	$\gamma_{Q,fav}$	0

Fonte: NP EN 1997-1, 2007

Refira-se finalmente que no caso de solos coesivos, devem-se recalculas as componentes do impulso actuante no muro calculadas para a verificação de deslizamento. De facto, o valor inicialmente calculado para a grandeza  $Z_0$  é agora diferente pois os coeficientes de segurança parciais relativos às acções variáveis  $\gamma_Q$  são diferentes nestes dois casos, sendo 1,3 para o primeiro caso (deslizamento) e 1,5 para o segundo (derrubamento).

## CAPÍTULO 4 – EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo é apresentada a comparação entre a aplicação do método tradicional e o do EC7 para o dimensionamento de muros de suporte do tipo gravidade e T invertido, utilizando duas geometrias tipo exemplo e diversas alternativas para as características dos solos suportados. Os casos estudados são:

- Muro gravidade com solos iguais no tardoz;
- Muro gravidade com solos diferentes no tardoz;
- Muro em T invertido com solos iguais no tardoz;
- Muro em T invertido com solos diferentes no tardoz.

Para qualquer um dos casos anteriormente especificados, foi efectuada a análise segundo os dois métodos considerando dois cenários distintos: sem considerar a contribuição do impulso passivo e com a mesma. Além disso, independentemente do tipo de muro de suporte em análise, foram considerados três valores de alturas do mesmo ( $H = 4,0\text{ m}$ ,  $H = 8,0\text{ m}$  e  $H = 12,0\text{ m}$ ), em que o solo suportado está sujeito a uma sobrecarga uniformemente distribuída igual a  $10\text{ kN/m}^2$ .

Considerou-se que o solo suportado é incoerente, com valores do ângulo de atrito interno de  $29^\circ$ ,  $32^\circ$  e  $35^\circ$ . No caso em que o solo que contacta directamente com a base de fundação do muro de suporte (solo 2) é diferente do solo suportado pelo mesmo (solo 1), considerou-se que o solo 2 é coerente, tendo-se procedido a uma análise não drenada do problema, tomando para coesão não drenada do solo 2 um valor de  $90\text{ kPa}$ .

No caso dos solos 1 e 2 serem iguais, procedeu-se a uma verificação de segurança com e sem nível freático, sendo que a altura considerada para o mesmo foi de  $1,0\text{ m}$ , quando aplicável.

De modo a esquematizar os cálculos efectuados, apresenta-se de seguida um índice que engloba todos os tipos de situações consideradas na verificação aos estados limite último de deslizamento e derrubamento, relativos a qualquer tipo de muro:

- a) Sem nível freático
- a.1) Solo homogéneo;  $c' = 0$  ;  $\phi' = 29^\circ$  ;
  - a.2) Solo homogéneo;  $c' = 0$  ;  $\phi' = 32^\circ$  ;
  - a.3) Solo homogéneo;  $c' = 0$  ;  $\phi' = 35^\circ$  ;
  - a.4) Solo 1:  $c' = 0$  ;  $\phi' = 29^\circ$  ; Solo 2 :  $C_u = 90 \text{ kPa}$  ;
  - a.5) Solo 1:  $c' = 0$  ;  $\phi' = 32^\circ$  ; Solo 2 :  $C_u = 90 \text{ kPa}$  ;
  - a.6) Solo 1:  $c' = 0$  ;  $\phi' = 35^\circ$  ; Solo 2 :  $C_u = 90 \text{ kPa}$  ;
- b) Com nível freático 1,0 m acima da base da sapata:
- b.1) Solo homogéneo;  $c' = 0$  ;  $\phi' = 29^\circ$  ;
  - b.2) Solo homogéneo;  $c' = 0$  ;  $\phi' = 32^\circ$  ;
  - b.3) Solo homogéneo;  $c' = 0$  ;  $\phi' = 35^\circ$  ;

Seguidamente, apresentam-se na Fig. 4.1 as características geométricas do muro de gravidade consideradas, independentemente dos tipos de solo em causa e considerando a hipótese da existência de nível freático e a consideração de impulso passivo.

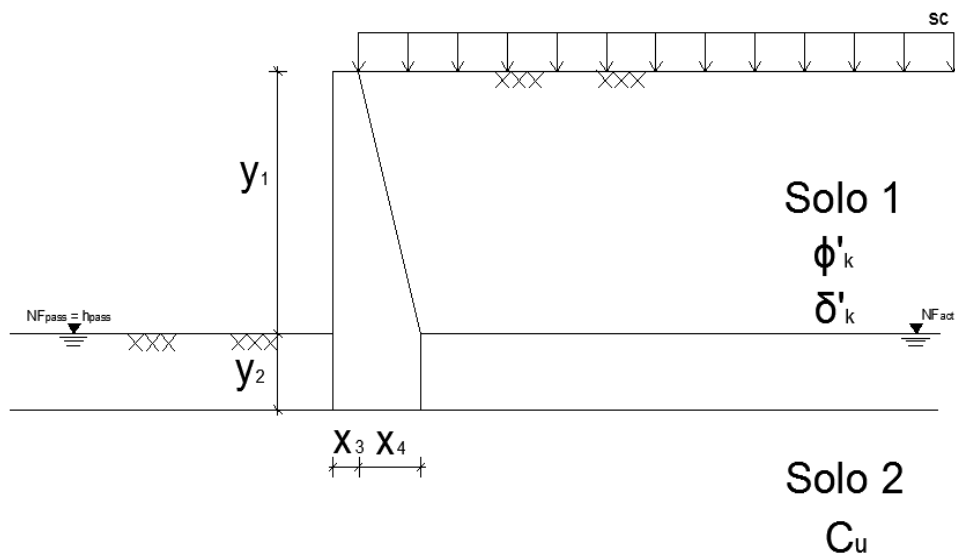


Fig. 4.1 – Tipologia do muro gravidade a utilizar

Os dados presentes na Fig. 4.1 referem-se ao caso da existência de dois solos diferentes com presença de nível freático e altura de terreno por forma a originar um dado impulso passivo.

Através da Fig. 4.1, é possível observar que as dimensões  $x_1, x_2$  e  $x_5$  adoptadas na folha de cálculo (Ver anexo A.1) para parametrizar a geometria do muro são nulas. Por forma a estabelecer comparações entre metodologias de cálculo, a única dimensão que se variou foi a dimensão  $x_4$ . O valor de  $x_3$  foi tomado constante e igual a 0,30 m e  $y_2$  também com valor fixo de 1,0 m. Dependendo da altura a considerar,  $y_1$  tomará o valor de 3,0 , 7,0 ou 11,0 m.

Da mesma forma, na Fig. 4.2 são apresentadas as características geométricas consideradas para os muros em T invertido.

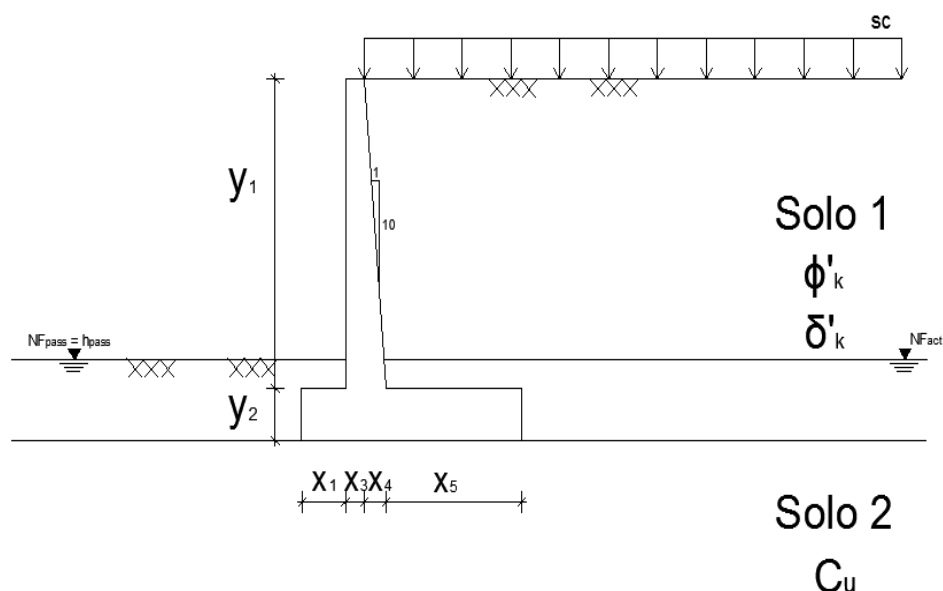


Fig. 4.2 – Tipologia do muro em T invertido a utilizar

Os dados presentes na Fig. 4.2 referem-se igualmente ao caso da existência de dois solos diferentes com presença de nível freático e altura de terreno por forma a originar um dado impulso passivo.

Através da Fig. 4.2, é possível observar que a dimensão  $x_2$  adoptada na folha de cálculo (Ver Anexo A.1) para parametrizar a geometria do muro é nula. Neste caso, a única dimensão que é variável é a dimensão  $x_5$ , sendo que a

dimensão  $x_1$  tem o valor constante de 0,50 m e  $x_3$  tem o valor, também constante, de 0,20 m.  $y_2$  foi tomado variável consoante a altura do muro considerada, ou seja,  $y_2$  foi considerado igual a 0,50 m, 0,80 m ou 1,0 m para as alturas totais do muro de 4,0 m, 8,0 m ou 12,0 m, respectivamente.

No caso em que a altura total do muro foi tomada igual a 12,0 m, a dimensão  $y_2$  é igual à altura das terras “passivas”, levando a que não exista a contribuição do peso das terras sobre o muro com largura igual a  $x_1$ , factor que agrava a verificação de segurança quanto aos estados limite últimos de deslizamento e derrubamento.

De seguida, serão apresentados os valores das larguras das sapatas dos muros de suporte, obtidos para cada um dos casos enunciados anteriormente por forma a ser garantida a verificação de segurança ao deslizamento e derrubamento, utilizando o método tradicional e do EC7. Este resultados foram obtidos por forma a que, segundo o método tradicional, os factores de segurança de deslizamento e derrubamento sejam iguais ou superiores a 1,5 e 2,0, respectivamente e segundo o EC7, de forma a que a força (ou momento, conforme esteja em causa o ELU de deslizamento ou derrubamento) resistente seja maior ou igual à força actuante no muro.

#### **4.1. Muro gravidade com solo homogéneo no tardoz**

##### **4.1.1. Sem contribuição de impulso passivo**

Tendo em atenção todos os aspectos abordados anteriormente, para este caso os valores das dimensões mínimas da base da sapata obtidas relativamente aos estados limite últimos de deslizamento e derrubamento são os que se apresentam nas Figs. seguintes.

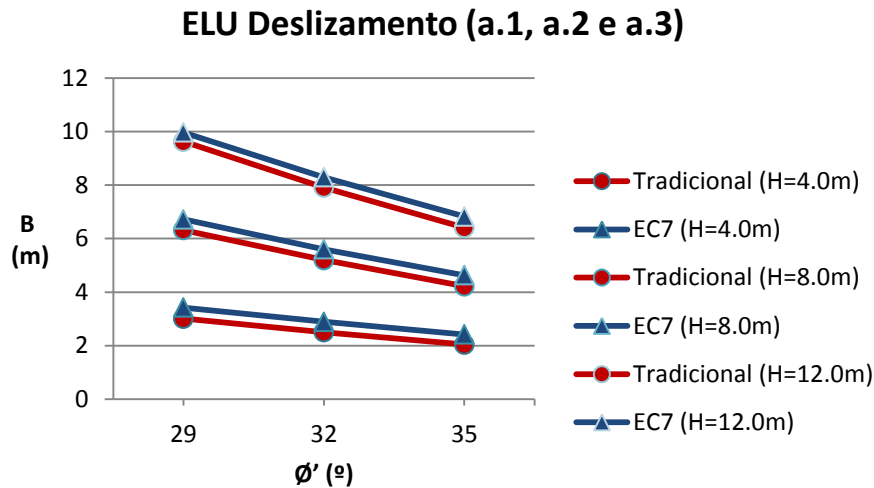


Fig. 4.3 – Muro gravidade com solo homogêneo no tardoz (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento)

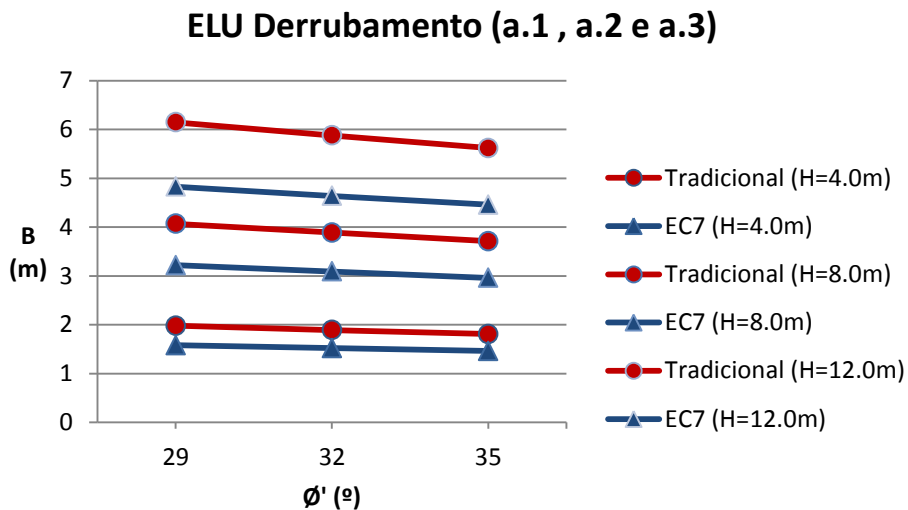


Fig. 4.4 – Muro gravidade com solo homogêneo no tardoz (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento)

Através da análise dos gráficos anteriores, é possível concluir que relativamente ao ELU de deslizamento o método que nos leva a valores maiores da largura de muro é o preconizado pelo EC7, o mesmo não acontecendo no caso do ELU de derrubamento, em que o método que nos conduz a valores maiores da largura de muro é o tradicional. Contudo, qualquer que seja o método considerado, os valores obtidos para o ELU de

deslizamento são condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, ou seja, são sempre maiores.

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo suportado na evolução dos resultados obtidos para a largura de muro, calculou-se a percentagem da diminuição entre o caso em que  $\phi' = 29^\circ$  e o caso em que  $\phi' = 35^\circ$ , tendo-se finalmente calculado o valor médio da diminuição percentual de largura de muro para as três alturas consideradas. Neste caso, regista-se para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média igual a 33% para o método tradicional e 31% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 9% segundo o método tradicional e 8% segundo o EC7 (Ver Anexo A 2.1).

No caso da consideração de existência de nível freático, as conclusões obtidas são as mesmas que para o exemplo anterior (Ver anexo A 2.5), contudo os valores de largura obtidos são um pouco superiores, o que é expectável dado que neste caso a presença de água no terreno contribui para a diminuição da força (ou momento) resistente à acção estabilizadora. Neste caso, regista-se para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média relativa à variação do ângulo de atrito interno igual a 31% para o método tradicional e 29% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 8% segundo o método tradicional e EC7.

#### **4.1.2. Com contribuição de impulso passivo**

Neste caso, os valores das dimensões mínimas da base da sapata obtidos para garantir a verificação de segurança dos estados limite últimos em análise são os que constam nas Figs. seguintes.

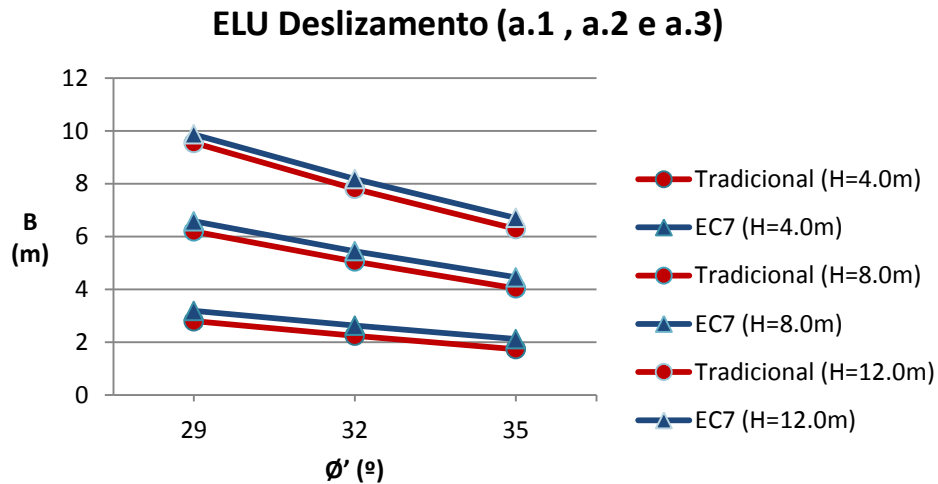


Fig. 4.5 – Muro gravidade com solo homogéneo no tardoiz (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento)

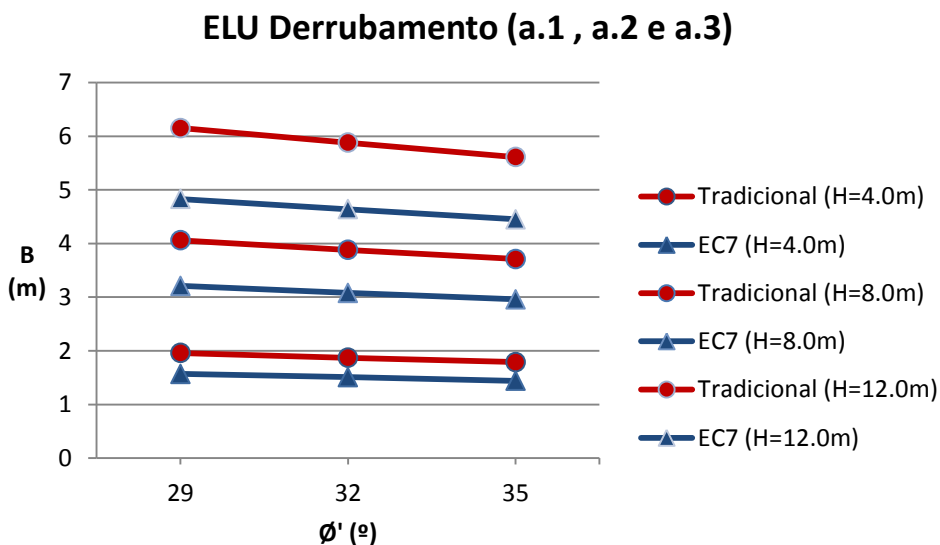


Fig. 4.6 – Muro gravidade com solo homogéneo no tardoiz (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento)

Através da análise dos gráficos anteriores, é possível tirar as mesmas conclusões que para o caso sem contribuição do impulso passivo, ou seja, relativamente ao ELU de deslizamento o método que conduz a valores maiores

de largura de muro é o preconizado pelo EC7, sendo que no caso do ELU de derrubamento o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o tradicional. Contudo, qualquer que seja o método considerado, os valores obtidos para o ELU de deslizamento são condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, ou seja, são sempre maiores, exceptuando o caso do método tradicional para  $H = 4\text{ m}$  com  $\phi' = 35^\circ$ .

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo suportado na evolução dos resultados obtidos para a largura de muro, regista-se para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 36% para o método tradicional e 33% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 9% segundo o método tradicional e 8% segundo o EC7 (Ver anexo A 2.2).

No caso da consideração de existência de nível freático, as conclusões obtidas são as mesmas que para o exemplo anterior, exceptuando o facto de neste caso, independentemente do método considerado, os valores obtidos para o ELU de deslizamento serem sempre condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, sendo que os valores obtidos da largura de muro com a existência de nível freático são um pouco superiores ao caso sem nível freático. Neste caso, regista-se para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 33% para o método tradicional e 31% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 9% segundo o método tradicional e 8% segundo o EC7, (Ver Anexo A 2.6).

## **4.2. Muro gravidade com solos diferentes no tardoz**

### **4.2.1. Sem contribuição de impulso passivo**

Neste caso, os valores das dimensões mínimas da base da sapata obtidos para garantir a verificação de segurança dos estados limite últimos em análise são os que constam nas Figs. seguintes.

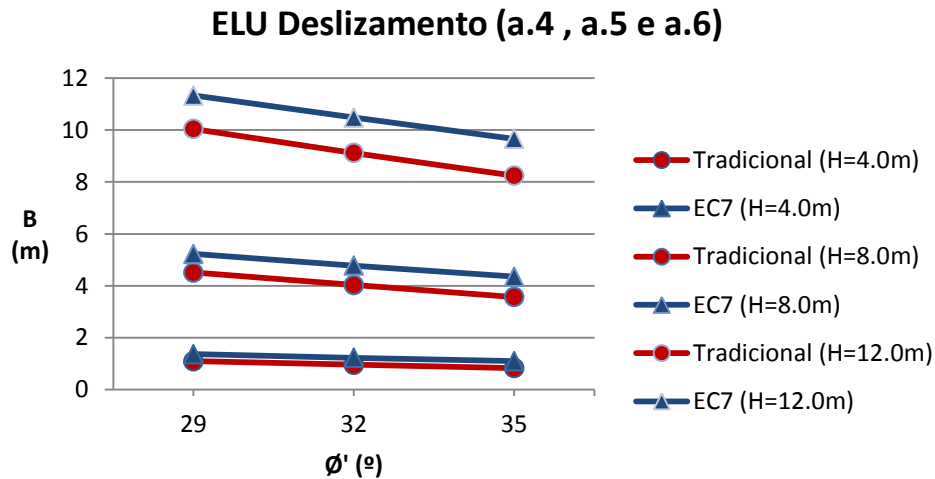


Fig. 4.7 – Muro gravidade com solos diferentes no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento)

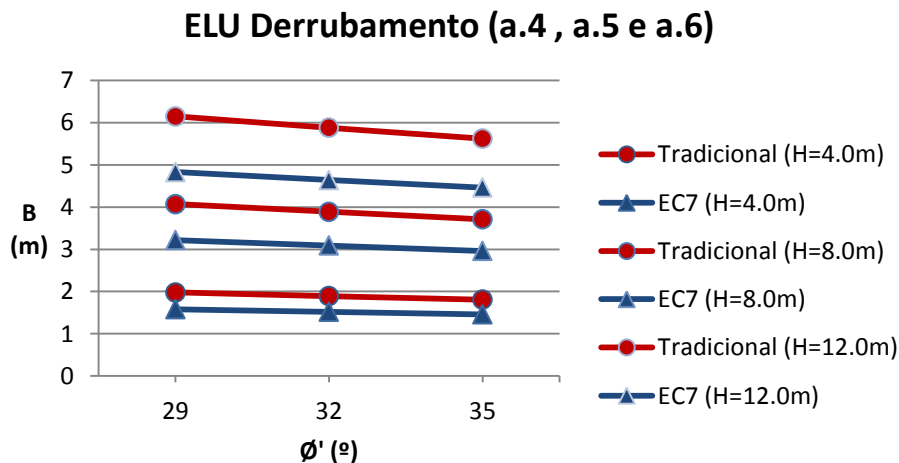


Fig. 4.8 – Muro gravidade com solos diferentes no tardo (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento)

Através da análise dos gráficos anteriores, é possível concluir que relativamente ao ELU de deslizamento o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o preconizado pelo EC7, o mesmo não acontecendo no caso do ELU de derrubamento, em que o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o tradicional. Neste caso, exceptuando os exemplos em que  $H = 4\text{ m}$  para os dois métodos e em que  $\phi' = 35^\circ$  (com

$H = 4\text{ m}$  e  $H = 8\text{ m}$ ), os valores obtidos para o ELU de deslizamento são condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, ou seja, são sempre maiores.

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo suportado na evolução dos resultados obtidos para a largura de muro, regista-se neste caso para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 21% para o método tradicional e 17% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 9% segundo o método tradicional e 8% segundo o EC7 (Ver anexo A 2.1).

#### 4.2.2. Com contribuição de impulso passivo

Neste caso, os valores das dimensões mínimas da base da sapata obtidos para garantir a verificação de segurança dos estados limite últimos em análise são os que constam nas Figs. seguintes.

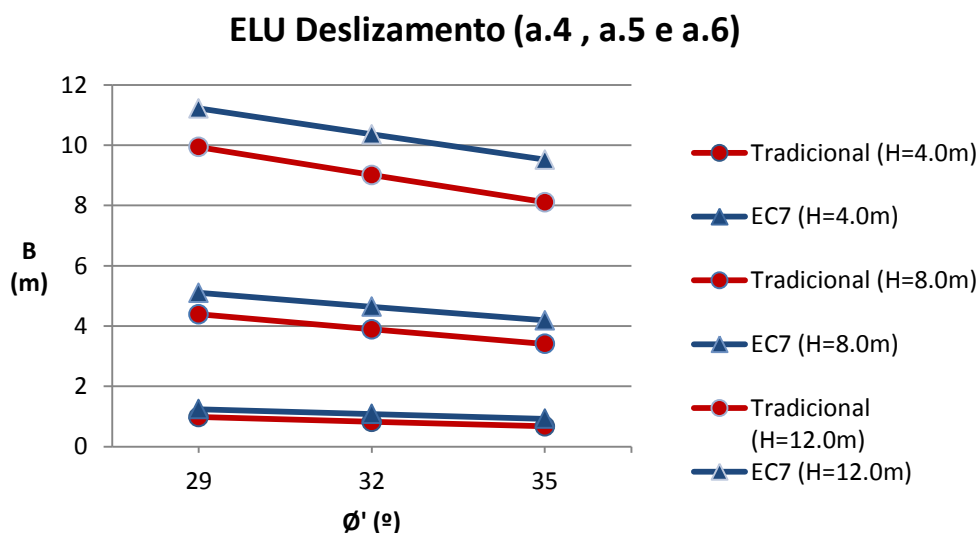


Fig. 4.9 – Muro gravidade com solos diferentes no tardoz (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento)

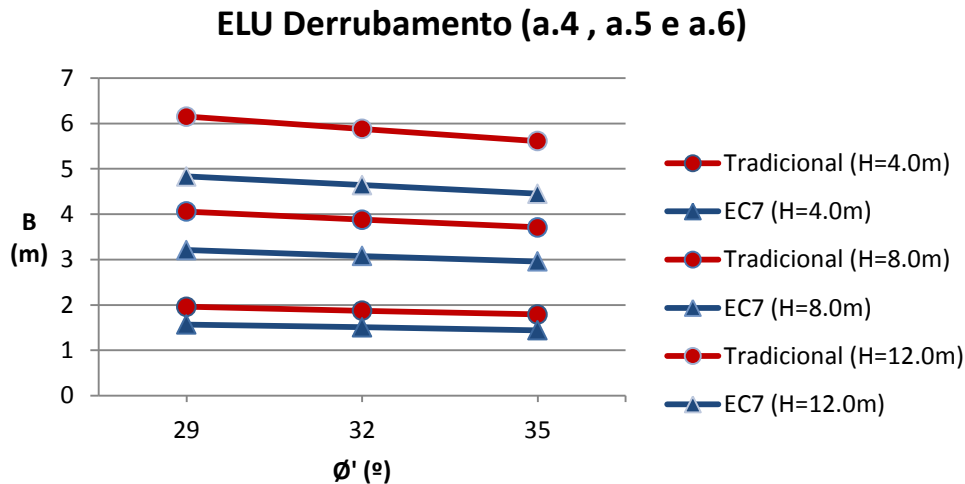


Fig. 4.10 – Muro gravidade com solos diferentes no tardoz (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento)

Da análise dos gráficos anteriores, é possível tirar as mesmas conclusões que para o caso sem contribuição do impulso passivo, ou seja, relativamente ao ELU de deslizamento o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o preconizado pelo EC7, sendo que no caso do ELU de derrubamento o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o preconizado pelo método tradicional. Contudo, qualquer que seja o método considerado, os valores obtidos para o ELU de deslizamento são condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, ou seja, são sempre maiores, exceptuando os casos em que  $H = 4\text{ m}$  (para ambos os métodos) e em que  $\phi' = 35^\circ$  para  $H = 8\text{ m}$  (no método tradicional).

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo suportado na evolução dos resultados obtidos para a largura de muro, regista-se neste caso para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 24% para o método tradicional e 20% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 9% segundo o método tradicional e 8% segundo o EC7 (Ver Anexo A 2.2).

### 4.3. Muro T invertido com solo homogéneo no tardoz

#### 4.3.1. Sem contribuição de impulso passivo

Neste caso, os valores das dimensões mínimas da base da sapata obtidos para garantir a verificação de segurança dos estados limite últimos em análise são os que constam nas Figs. seguintes.

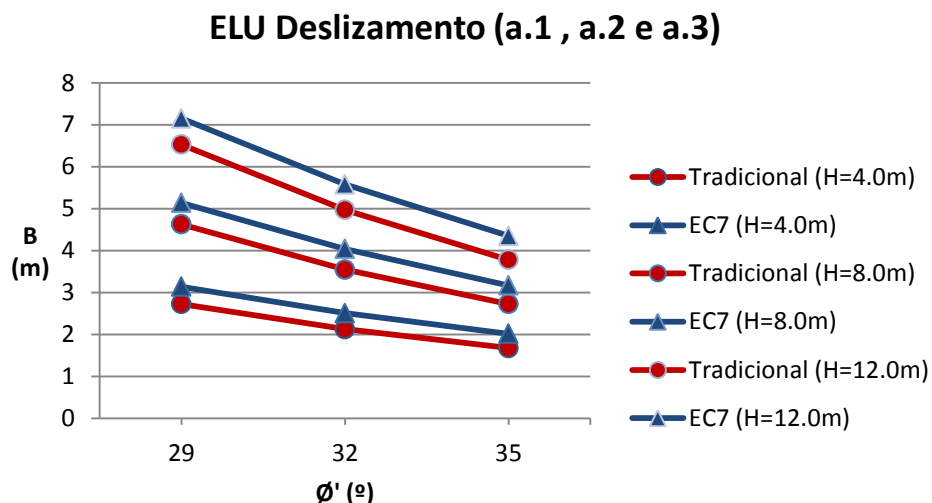


Fig. 4.11 – Muro T invertido com solo homogéneo no tardoz (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento)

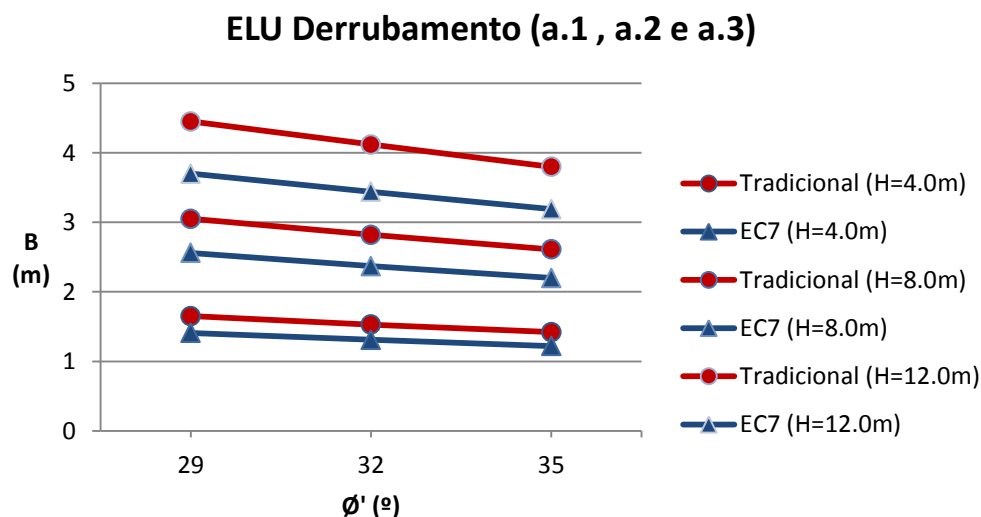


Fig. 4.12 – Muro T invertido com solo homogéneo no tardoz (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento)

Da análise dos gráficos anteriores, é possível concluir que relativamente ao ELU de deslizamento o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o preconizado pelo EC7, o mesmo não acontecendo no caso do ELU de derrubamento, em que o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o tradicional. Contudo, qualquer que seja o método considerado, os valores obtidos para o ELU de deslizamento são condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, exceptuando o caso em que  $\phi' = 35^\circ$  e  $H = 12\text{ m}$  segundo o método tradicional.

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo suportado na evolução dos resultados obtidos para a largura de muro, regista-se para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 41% para o método tradicional e 38% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 14% segundo o método tradicional e EC7 (Ver Anexo A 2.3).

No caso da consideração de existência de nível freático, as conclusões obtidas são as mesmas que para o exemplo anterior, exceptuando o facto de neste caso, independentemente do método considerado, os valores obtidos para o ELU de deslizamento serem sempre condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, sendo que os valores obtidos da largura de muro com a existência de nível freático são um pouco superiores ao caso sem nível freático. Neste caso, regista-se para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 39% para o método tradicional e 37% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 14% segundo o método tradicional e EC7 (Ver Anexo A 2.7).

#### **4.3.2. Com contribuição de impulso passivo**

Neste caso, os valores das dimensões mínimas da base da sapata obtidos para garantir a verificação de segurança dos estados limite últimos em análise são os que constam nas Figs. seguintes.

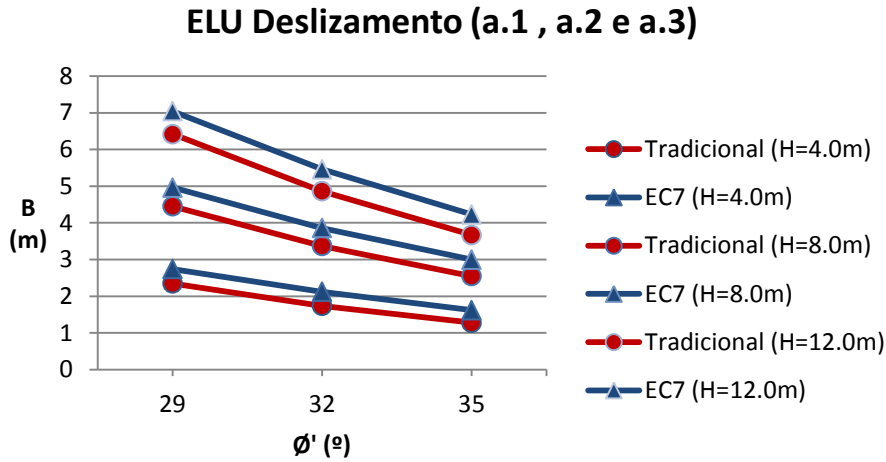


Fig. 4.13 – Muro T invertido com solo homogêneo no tardoz (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento)

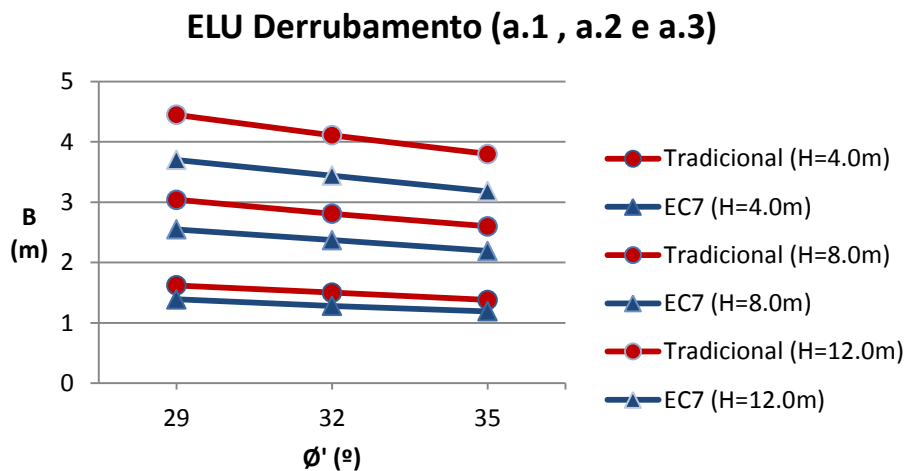


Fig. 4.14 – Muro T invertido com solo homogêneo no tardoz (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento)

Da análise dos gráficos anteriores, é possível tirar as mesmas conclusões que para o caso sem contribuição do impulso passivo. Qualquer que seja o método considerado, os valores obtidos para o ELU de deslizamento são condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, exceptuando os casos em que  $\phi' = 35^\circ$ , segundo o método tradicional.

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo suportado na evolução dos resultados obtidos para a largura de muro, regista-

se para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 44% para o método tradicional e 40% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 15% segundo o método tradicional e 14% segundo o EC7 (Ver Anexo A 2.4).

No caso da consideração de existência de nível freático, as conclusões obtidas são as já referidas para os casos anteriores. Neste caso, regista-se para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 42% para o método tradicional e 39% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 15% segundo o método tradicional e 14% segundo o EC7, (Ver Anexo A 2.8).

#### 4.4. Muro T invertido com solos diferentes no tardoz

##### 4.4.1. Sem contribuição de impulso passivo

Neste caso, os valores das dimensões mínimas da base da sapata obtidos para garantir a verificação de segurança dos estados limite últimos em análise são os que constam nas Figs. seguintes.

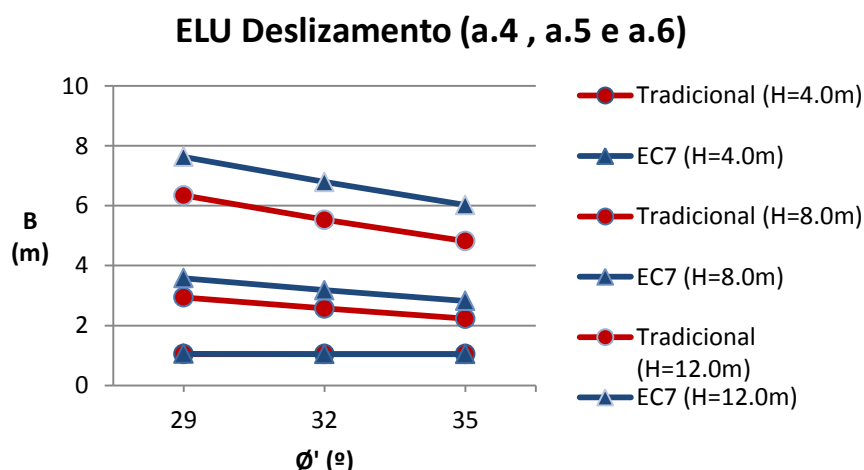


Fig. 4.15 – Muro T invertido com solos diferentes no tardoz (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento)

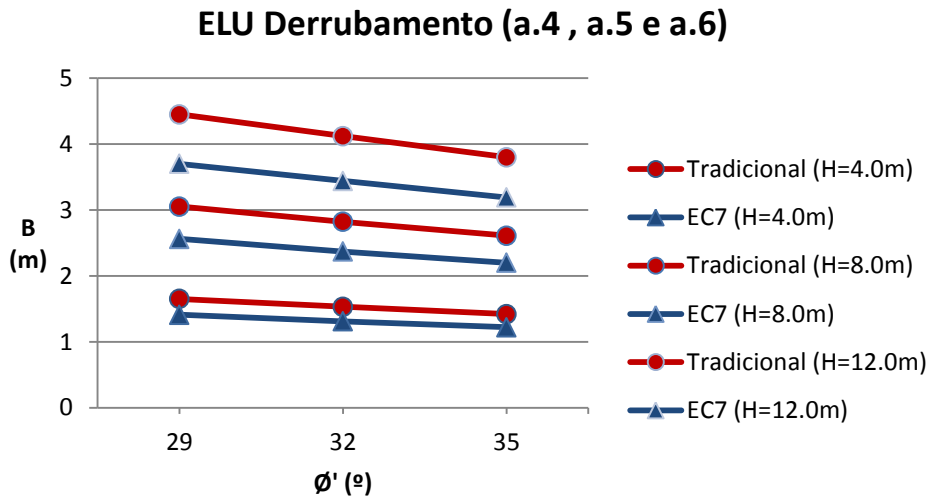


Fig. 4.16 – Muro T invertido com solos diferentes no tardoz (sem contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento)

Da análise dos gráficos anteriores, é possível concluir que relativamente ao ELU de deslizamento o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o preconizado pelo EC7, o mesmo não acontecendo no caso do ELU de derrubamento, em que o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o preconizado pelo método tradicional. Contudo, qualquer que seja o método considerado, os valores obtidos para o ELU de deslizamento são condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, exceptuando o caso em que  $H = 4\text{ m}$  (para ambos os métodos) e em que  $H = 8\text{ m}$  quando  $\phi' = 32^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$ , segundo o método tradicional.

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo suportado na evolução dos resultados obtidos para a largura de muro, regista-se neste caso para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 16% para o método tradicional e 14% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 14% segundo o método tradicional e EC7 (Ver Anexo A 2.3).

#### 4.4.2. Com contribuição de impulso passivo

Neste caso, os valores das dimensões mínimas da base da sapata obtidos para garantir a verificação de segurança dos estados limite últimos em análise são os que constam nas Figs. seguintes.

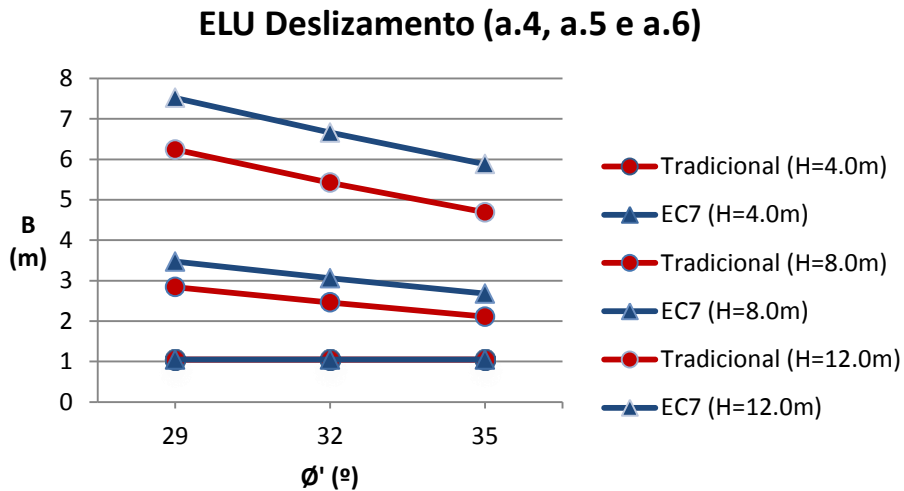


Fig. 4.17 – Muro T invertido com solos diferentes no tardoz (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU deslizamento)

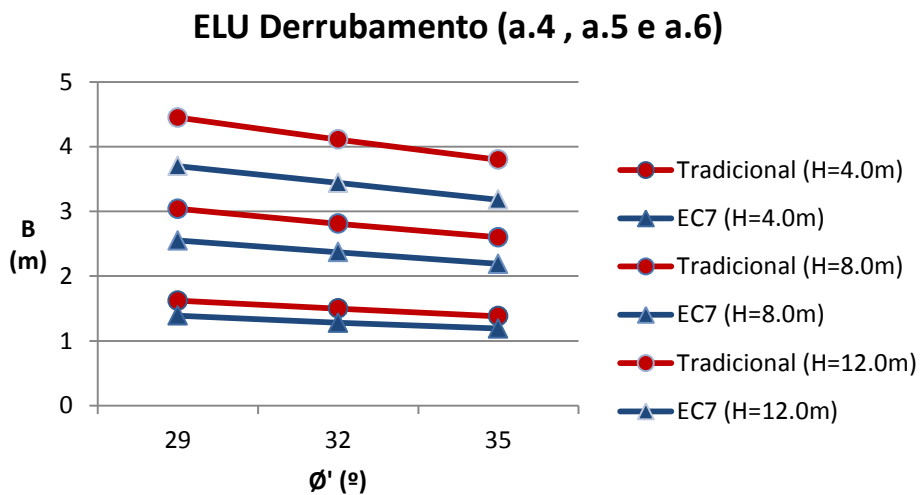


Fig. 4.18 – Muro T invertido com solos diferentes no tardoz (com contribuição do impulso passivo). Largura mínima em função de  $\phi'$  (ELU derrubamento)

Da análise dos gráficos anteriores, é possível tecer as mesmas conclusões que para o caso sem contribuição do impulso passivo, ou seja, relativamente ao ELU de deslizamento o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o preconizado pelo EC7, sendo que no caso do ELU de derrubamento o método que conduz a valores maiores de largura de muro é o tradicional. Contudo, qualquer que seja o método considerado, os valores obtidos para o ELU de deslizamento são condicionantes em relação ao ELU de derrubamento, exceptuando os casos em que  $H = 4\text{ m}$  (para ambos os métodos) e em que  $H = 8\text{ m}$ , segundo o método tradicional.

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo suportado na evolução dos resultados obtidos para a largura de muro, regista-se neste caso para o ELU de deslizamento uma variação de largura de muro média entre  $\phi' = 29^\circ$  e  $\phi' = 35^\circ$  igual a 17% para o método tradicional e 15% segundo o EC7, registando-se para o ELU de derrubamento uma variação de largura de muro média igual a 15% segundo o método tradicional e 14% segundo o EC7 (Ver Anexo A 2.4).

#### **4.5. Conclusões**

De uma forma sumária, para os exemplos analisados, é possível concluir que relativamente ao ELU de deslizamento, a metodologia preconizada pelo EC7 conduz a valores maiores de largura de muro, resultado que é plausível devido à majoração das acções e minoração das resistências. Comparando esta metodologia com a adoptada na prática tradicional, em que para este caso é aplicado um coeficiente de segurança global de 1,5, conclui-se que a introdução dos coeficientes de segurança parciais preconizados no EC7 levam a um resultado final mais conservador do que o correspondente ao do coeficiente de segurança global.

No caso da verificação de segurança relativamente ao ELU de derrubamento, a metodologia que conduz a valores maiores de largura de muro é a preconizada pelo método tradicional, em que o coeficiente de segurança

global utilizado, igual a 2,0, garante a verificação de segurança com larga margem em comparação com o EC7.

Estabelecendo uma comparação entre o caso de solo homogéneo e o caso de dois solos para os estados limite últimos em análise, é possível observar que, em regra, o estado limite último condicionante é o ELU de deslizamento para qualquer tipo de solo suportado, excepto o caso de dois solos em que para uma altura de 4,0 m (e em outros casos para  $H = 8,0 m$ , dependendo do tipo de muro em análise), o estado limite último condicionante é o relativo ao derrubamento. Ainda relativamente à comparação destes dois casos (solo homogéneo e dois solos), regista-se para o ELU de deslizamento uma maior variação de aproximadamente 8% de valores de largura do muro obtidos entre os dois métodos de cálculo para o caso de dois solos do que no caso homogéneo, sendo que esta conclusão apenas é válida para o caso do muro de gravidade (independentemente da existência de impulso passivo).

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo na evolução da largura de muro calculada, nestes dois casos verifica-se uma redução acentuada da influência deste parâmetro no caso de dois solos para o ELU de deslizamento. Esta conclusão era esperada, dado que no caso de dois solos está-se a considerar uma análise não drenada em que o ângulo de atrito do solo que contacta directamente com a base da sapata é igual a zero, o que diminui bastante o valor da força de cálculo estabilizante.

Estabelecendo agora a comparação entre o caso do muro de gravidade e o caso do muro em T invertido, é possível concluir que, regra geral, a solução do tipo gravidade conduz a valores maiores da largura da base do muro. Esta conclusão deve-se ao factor estabilizador que as terras que se encontram sobre o muro em T invertido introduzem. A excepção à regra reside no caso da existência de dois solos diferentes suportados, em que para alguns valores de parâmetros resistentes dos solos em causa e para  $H = 4,0 m$ , verifica-se que o caso do muro em T invertido conduz a valores maiores da largura de muro que o caso do muro de gravidade, ou seja, no caso do muro em T invertido a base terá sempre o valor mínimo de 1,05 m, dados os parâmetros geométricos considerados anteriormente. Deste modo, existem valores de base do muro

para o caso do muro de gravidade inferiores a 1,05 m que garantem a verificação de segurança aos estados limite últimos em análise. Importa referir ainda que estas exceções apenas são verificadas no caso da verificação de segurança relativamente ao ELU de deslizamento (para os dois métodos em estudo).

No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo na evolução da largura de muro calculada na comparação entre as duas geometrias de muro, nestes dois casos regista-se uma redução mais acentuada da largura de muro no caso do muro em T invertido para ambos os ELU em análise, ou seja, neste tipo de muro a influência do ângulo de atrito interno do solo é maior do que no caso de muros gravidade. Esta conclusão deve-se, tal como já foi adiantado anteriormente, ao factor estabilizador que as terras que se encontram sobre o muro em T invertido introduzem nas verificações de segurança, contribuindo assim fortemente para a redução da largura da base. Mais uma vez, a excepção ao verificado anteriormente reside no caso de um muro em T invertido e da existência de dois solos, em que, para  $H = 4,0\text{ m}$ , a verificação de segurança relativamente ao ELU de deslizamento segundo os dois métodos conduz-nos a valores da largura do muro iguais quer consideremos  $\phi' = 29^\circ$  ou  $\phi' = 35^\circ$ , ou seja, neste caso não existe redução da largura do muro visto que a largura mínima igual a 1,05 m verifica a segurança relativamente ao ELU de deslizamento no caso mais gravoso ( $\phi' = 29^\circ$ ).

Estabelecendo agora a comparação entre o caso da existência de nível freático no solo suportado e o caso da inexistência do mesmo para solos homogéneos, regista-se um aumento da largura do muro obtido no caso em que se considera a existência de nível freático no terreno. Esta conclusão é expectável pois a existência de água no solo suportado introduz na formulação do problema o diagrama de subpressões, cuja resultante se opõe às forças estabilizantes abordadas anteriormente para qualquer um dos ELU em análise.

Além disso, verifica-se também que o aumento da largura do muro de suporte entre os dois casos em análise é tanto maior quanto menor for a altura do muro de suporte (Ver Anexo A.1). Importa também referir que o aumento da

largura do muro nestes dois casos particulares é da mesma ordem de grandeza, independentemente do método que estejamos a considerar.

Finalmente, estabelecendo a comparação entre o caso em que não se considera a contribuição do impulso passivo com o caso em que o mesmo é considerado, verifica-se que a largura do muro de suporte em análise é maior no caso da não consideração do impulso passivo, tal como era esperado, visto que a existência de terras do lado “passivo” introduz uma resultante que se opõe aos movimentos de deslizamento ou de derrubamento do muro de suporte.

As variações de largura do muro nestes dois casos são maiores no caso da verificação de segurança em relação ao ELU de deslizamento do que na verificação quanto ao ELU de derrubamento (Ver Anexo A.1).



## CAPÍTULO 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo realizado teve como objectivo a aplicação da abordagem preconizada pelo EC 7 ao caso do dimensionamento de estruturas de suporte rígidas, comparando-a com os critérios tradicionais de dimensionamento utilizados em Portugal.

Resumidamente, as principais conclusões que se podem retirar da comparação das duas abordagens são as seguintes:

- Relativamente aos estados limite últimos em análise, na verificação de segurança em relação ao ELU de deslizamento a abordagem que conduz a valores maiores da largura de muro é a preconizada pelo EC 7, enquanto que no caso da verificação de segurança quanto ao ELU de derrubamento a metodologia que conduz a valores maiores da largura de muro é a preconizada pelo método tradicional;
- Em regra, o estado limite último condicionante é o ELU de deslizamento. Verifica-se igualmente uma redução acentuada da influência do ângulo de atrito interno do solo na evolução da largura de muro obtida, no caso de dois solos, para o ELU de deslizamento, ou seja, neste caso a percentagem de redução obtida para a largura do muro é inferior ao caso de solo homogéneo;
- Conclui-se que, regra geral, a solução do tipo gravidade conduz a valores maiores de largura da base do muro, quando comparada com muros em T invertido;
- No que diz respeito à influência do ângulo de atrito interno do solo na evolução da largura de muro, calculada na comparação entre as duas geometrias de muro (muros de gravidade e T invertido), nestes dois casos regista-se uma redução mais acentuada da largura de muro no caso do muro em T invertido para ambos os ELU em análise;
- Estabelecendo a comparação entre o caso da existência de nível freático no solo suportado e o caso da inexistência do mesmo para solos homogéneos, regista-se um aumento da largura do muro obtido no caso em que se considera a existência de nível freático no

terreno, pese embora o facto do aumento da largura do muro nestes dois casos ser da mesma ordem de grandeza, independentemente da abordagem considerada;

- Regista-se ainda que as variações de largura do muro entre os casos em que não se considera a contribuição do impulso passivo e o caso em que o mesmo é considerado, são maiores no caso da verificação de segurança em relação ao ELU de deslizamento do que na verificação quanto ao ELU de derrubamento.

Contudo, as conclusões descritas anteriormente não são suficientemente abrangentes para cobrir a totalidade das geometrias de muros de suporte, visto que não é possível garantir que o estado limite último condicionante seja o referido anteriormente, quer para outras geometrias, quer para outros tipos de muros. Da mesma forma, não se consegue precisar qual a abordagem condicionante para cada estado limite último considerado.

De um modo geral, foram alcançados os objectivos propostos neste trabalho. Como resultado, foi possível elaborar uma folha de cálculo que tem a vantagem de facilitar a verificação de segurança relativamente aos estados limite últimos de deslizamento e derrubamento de acordo com o estabelecido pelo EC 7. Para além de facilitar as verificações de segurança em causa, a mesma folha permitiu ainda estabelecer comparações entre a abordagem tradicional e a relativa ao EC 7, enunciadas anteriormente.

Em termos de limitações percebidas no decorrer do estudo, há a dizer que não foi possível abordar o aspecto relativo à formulação geral quanto ao estado limite último de rotura do terreno de fundação, por dificuldades relacionadas com o tempo de elaboração do estudo.

No que respeita às perspectivas de desenvolvimento do trabalho, pensa-se que a formulação relativa ao ELU de rotura do terreno de fundação é um assunto que pode ser desenvolvido em trabalhos futuros, de modo a introduzir mais um factor condicionante no dimensionamento deste tipo de estruturas. Embora tenha sido abordada genericamente em capítulos anteriores, a

formulação deste estado limite último introduz factores que condicionam a verificação de segurança para além dos ELU de deslizamento e derrubamento.

A presente dissertação preconizou um enquadramento específico em dois tipos geométricos de estruturas de suporte. No entanto, este processo de verificação de segurança pode ser estendido a mais tipos de estruturas de suporte, nomeadamente a muros de contrafortes, sendo que todos os pressupostos teóricos mencionados anteriormente são idênticos para este caso.

Outro aspecto que pode ser alvo de futuro desenvolvimento trata-se da consideração neste estudo de apenas dois solos diferentes, em que o segundo solo se encontra ao nível do plano de fundação. No entanto, existe a possibilidade do terreno do tardo do muro ser composto por vários solos estratificados. O método utilizado para o cálculo dos impulsos actuantes na estrutura de suporte pode ser alterado de modo a contemplar este caso, tornando assim a folha de cálculo desenvolvida ainda mais abrangente.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- FERNANDES, M. M. (1995), *Mecânica de Solos e Fundações II : Estruturas de Suporte Rígidas – Elementos Teóricos*, II Volume, Porto, FEUP.
- CAPUTO, H. P. (1977), *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*, II Volume, 3ª Edição, Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos.
- PEREIRA, C. S. (2005), *Fundações – Elementos Teóricos*, Lisboa, IST.
- FERNANDES, W. (2007), *Impulsos em Estruturas de Suporte pelo Método dos Centros de Gravidade das Cunhas Tentativas*, Lisboa, ISEL.
- CORREIA, R. (2010), *Eurocódigo 7 – Parte 1: Projecto Geotécnico – Regras Gerais*, Lisboa, LNEC – Seminário Eurocódigos Estruturais.
- NP EN 1997-1 (2007), *Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais*, CT115 (LNEC).
- Sociedade Matérias Primas, Lda. Disponível em: [www.smp.pt](http://www.smp.pt).
- Pet Civil – UFJF, Disponível em: <http://petcivilufjf.files.wordpress.com/2010/12/muros.jpg>.
- FERNANDES, M. M., *Eurocódigo 7: Questões Essenciais e Ponto da Situação*. Disponível em : [http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano4/ms2/ano4\\_ms2\\_files/paper\\_CongGeot\\_2000.htm](http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano4/ms2/ano4_ms2_files/paper_CongGeot_2000.htm).

## OUTRA BIBLIOGRAFIA

- NP ENV 1997-1 (1999), *Eurocódigo 7: Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais*, CT115 (LNEC).
- CLAYTON, C. R. I., et al (1993), *Earth pressure and earth-retaining structures*, 2<sup>nd</sup> ed, London, Blackie Academic & Professional.
- LAMBE, Philip C., et al (1990), *Design and performance of earth retaining structures*, New York, American Society of Civil Engineers, (Geotechnical Special Publication. 25) – Proceedings of a conference.
- CERNICA, John N. (1995), *Geotechnical engineering: soil mechanics*, New York, John Wiley & Sons.
- CLAYTON, C.R. I. (1993), *Retaining structures*, London, Thomas Telford.
- DAS, Braja M. (2002), *Principles of geotechnical engineering*, 5<sup>th</sup> ed., Australia, Brooks/Cole.
- LIU, Cheng, Evett, Jack B. (2004), *Soils and foundations*, 6<sup>th</sup> ed., Upper Saddle River, Pearson Education.
- BOWLES, Joseph E. (1996), *Foundation analysis and design*, 5<sup>th</sup> ed., New York, The McGraw-Hill Companies (McGraw-Hill International Editions: Civil Engineering Series).
- MINEIRO, A. J. C. (1978), *Mecânica dos Solos e Fundações*, Lisboa, UNL.

## **ANEXOS**

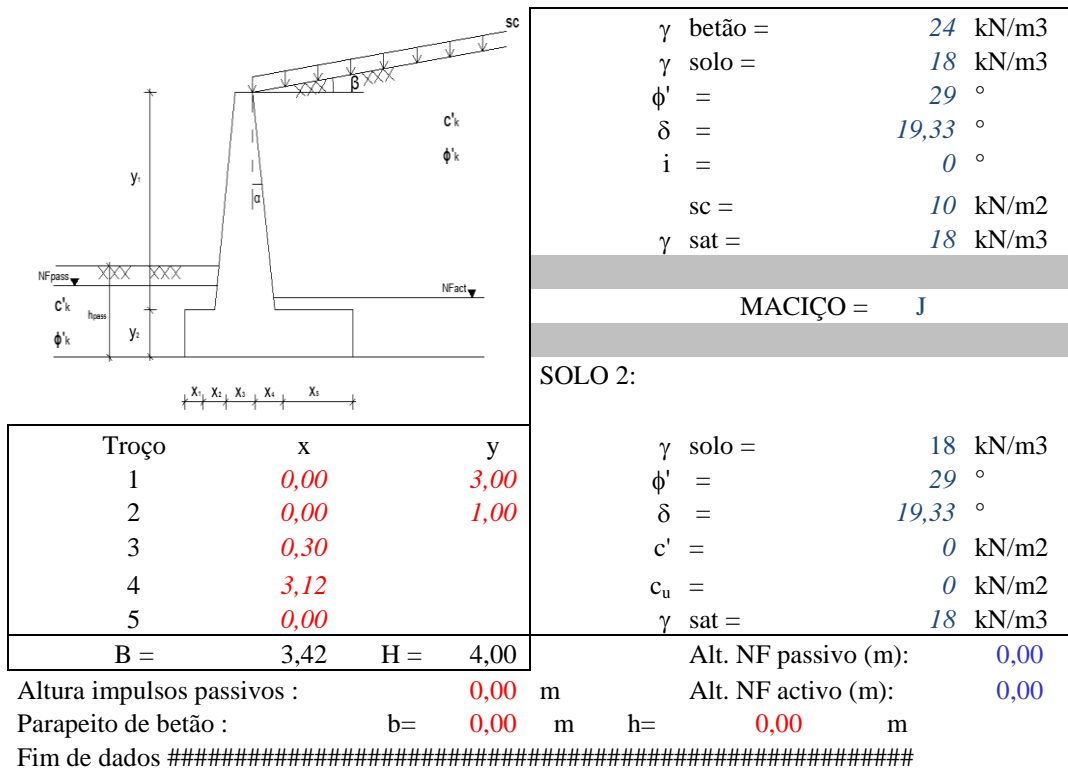


## ANEXO A.1 – EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO

### ▪ A.1.1 – Caso a.1 pelo EC 7 (ELU deslizamento, Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)

#### ➤ A.1.1.1 – H = 4,0 m

Dados #####



#### Parâmetros resistentes de cálculo:

$$\begin{aligned} \phi'_{d1} &= 23,91 \text{ °} & \delta_{d1} &= 15,68 \text{ °} & & 15,68 \text{ °} \\ \phi'_{d2} &= 23,91 \text{ °} & \delta_{d2} &= 15,68 \text{ °} & & 15,68 \text{ °} \\ c'_{d} &= 0,00 \text{ kN/m}^2 & c_{ud} &= 0,00 \text{ kN/m}^2 & & \end{aligned}$$

#### Parâmetros geométricos:

$$\varphi = 46,12 \text{ °}$$

Betão					
	M	x	y	Mx	My
B1	82,08	1,71	0,50	140,36	41,04
B2	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00
B3	21,60	0,15	2,50	3,24	54,00
B4	112,32	1,34	2,00	150,51	224,64
Totais	216,00	1,36	1,48	294,11	319,68

#### Terras - Cunha Triangular

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	9,36	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	84,24	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

### Determinacao dos Coeficientes de Impulso

#### Impulsos Estáticos

$$k_{a,d} = 1,059 \qquad k_p = 2,363$$

$$k_{p,d} = 0,788$$

### IMPULSOS

#### Terreno

$$I_{a_{1h}} = 72,06 \qquad y = 1,33$$

$$I_{a_{1v}} = 134,41 \qquad x = 2,38$$

$$I_{a_{2h}} = 0,00 \qquad y = 0,00$$

$$I_{a_{2v}} = 0,00 \qquad x = 3,42$$

$$I_{a_{3h}} = 0,00 \qquad y = 0,00$$

$$I_{a_{3v}} = 0,00 \qquad x = 3,42$$

$$I_{w_b} = 0,00 \qquad x = \#DIV/0!$$

$$I_{w_{act}} = 0,00 \qquad y = 0,00$$

$$I_{w_{pass}} = 0,00 \qquad y = 0,00$$

#### Sobrecarga

$$I_{s_h} = 20,02 \qquad y = 2,00$$

$$I_{s_v} = 37,34 \qquad x = 2,38$$

$$x = 1,71$$

# ESTABILIDADE

## Acção variável base : Sobrecargas

Forças Estabilizantes

	F	b	M
Betão	216,00	1,36	294,11
Iav	134,41	2,38	319,89
Isv	37,34	2,38	88,86
	<b>387,75</b>		<b>702,86</b>

$$H_{rd1} = 98,35$$

$$H_{rd2} = 98,35$$

### ANÁLISE DESLIZAMENTO

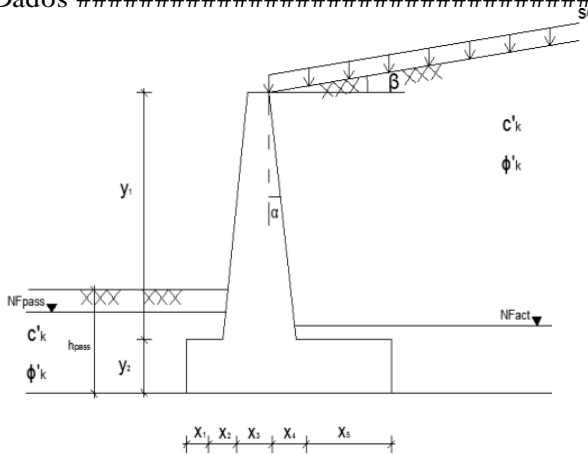
$$H_{rd} = 98,35$$

$$H_{sd} = 98,09$$

Verifica
----------

### ➤ A.1.1.2 – H = 8,0 m

Dados #####



$\gamma$ betão =	24 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ =	29 °
$\delta$ =	19,33 °
i =	0 °
sc =	10 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>
<b>MACIÇO = J</b>	
<b>SOLO 2:</b>	
$\gamma$ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ =	29 °
$\delta$ =	19,33 °
$c'$ =	0 kN/m <sup>2</sup>
$c_u$ =	0 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>

Troço	x	y
1	0,00	7,00
2	0,00	1,00
3	0,30	
4	6,42	
5	0,00	
B =	6,72	H = 8,00

$$\text{Alt. NF passivo (m): } 0,00$$

$$\text{Alt. NF activo (m): } 0,00$$

Altura impulsos passivos : 0,00 m

Parapeito de betão : b = 0,00 m h = 0,00 m

Fim de dados #####

### Parâmetros resistentes de cálculo:

$\phi'_{d1} =$	23,91 °	$\delta_{d1} =$	15,68 °	15,68 °
$\phi'_{d2} =$	23,91 °	$\delta_{d2} =$	15,68 °	15,68 °
$c'_{d} =$	0,00 kN/m <sup>2</sup>	$c_{ud} =$	0,00 kN/m <sup>2</sup>	

### Parâmetros geométricos:

$$\varphi = 42,53 \quad ^\circ$$

#### Betão

	M	x	y	Mx	My
B1	161,28	3,36	0,50	541,90	80,64
B2	0,00	0,00	3,33	0,00	0,00
B3	50,40	0,15	4,50	7,56	226,80
B4	539,28	2,44	3,33	1315,84	1797,60
Totais	750,96	2,48	2,80	1865,30	2105,04

#### Terras - Cunha Triangular

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	8,25	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	404,46	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

### **Determinação dos Coeficientes de Impulso**

#### Impulsos Estáticos

$$k_{a,d} = 0,952$$

$$k_p = 2,363$$

$$k_{p,d} = 0,788$$

### **IMPULSOS**

#### Terreno

#### Sobrecarga

$I_{a1h} = 288,92$	$y = 2,67$	$I_{sh} = 40,13$	$y = 4,00$
$I_{a1v} = 466,05$	$x = 4,58$	$I_{sv} = 64,73$	$x = 3,97$
$I_{a2h} = 0,00$	$y = 0,00$		
$I_{a2v} = 0,00$	$x = 6,72$		
$I_{a3h} = 0,00$	$y = 0,00$		
$I_{a3v} = 0,00$	$x = 6,72$		
$I_{wb} = 0,00$	$x = \#DIV/0!$	$x = 3,36$	
$I_{wact} = 0,00$	$y = 0,00$		
$I_{wpass} = 0,00$	$y = 0,00$		

# ESTABILIDADE

## Acção variável base : Sobrecargas

Forças Estabilizantes

	F	b	M
Betão	750,96	2,48	1865,30
Iav	466,05	4,58	2134,52
Isv	64,73	3,97	256,88
	<b>1281,74</b>		<b>4256,71</b>

H<sub>rd1</sub> = 341,59  
H<sub>rd2</sub> = 341,59

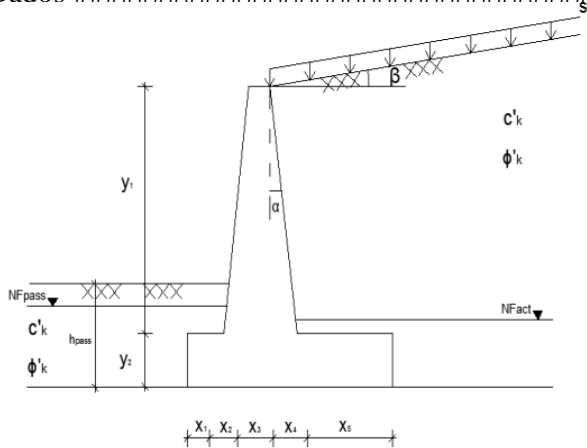
### ANÁLISE DESLIZAMENTO

H<sub>rd</sub> = 341,59  
H<sub>sd</sub> = 341,09

Verifica

➤ A.1.1.3 – H = 12,0 m

Dados #####



γ betão =	24 kN/m <sup>3</sup>
γ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
φ' =	29 °
δ =	19,33 °
i =	0 °
sc =	10 kN/m <sup>2</sup>
γ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>
<b>MACIÇO = J</b>	
<b>SOLO 2:</b>	
γ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
φ' =	29 °
δ =	19,33 °
c' =	0 kN/m <sup>2</sup>
c <sub>u</sub> =	0 kN/m <sup>2</sup>
γ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>

Troço	x	y
1	0,00	11,00
2	0,00	1,00
3	0,30	
4	9,67	
5	0,00	
<b>B =</b>	<b>9,97</b>	<b>H = 12,00</b>

Altura impulsos passivos : 0,00 m      Alt. NF passivo (m): 0,00  
Parapeito de betão : b= 0,00 m      h= 0,00 m      Alt. NF activo (m): 0,00

Fim de dados #####

### Parâmetros resistentes de cálculo:

φ'<sub>d1</sub> = 23,91 °      δ<sub>d1</sub> = 15,68 °      15,68 °  
φ'<sub>d2</sub> = 23,91 °      δ<sub>d2</sub> = 15,68 °      15,68 °  
c'<sub>d</sub> = 0,00 kN/m<sup>2</sup>      c<sub>ud</sub> = 0,00 kN/m<sup>2</sup>

### Parâmetros geométricos:

φ = 41,32 °

## Betão

	M	x	y	Mx	My
B1	239,28	4,99	0,50	1192,81	119,64
B2	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00
B3	79,20	0,15	6,50	11,88	514,80
B4	1276,44	3,52	4,67	4497,32	5956,72
Totais	1594,92	3,58	4,13	5702,01	6591,16

## Terras - Cunha Triangular

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	7,91	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	957,33	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

## Determinacao dos Coeficientes de Impulso

### Impulsos Estáticos

$$k_{a,d} = 0,920$$

$$k_p = 2,363$$

$$k_{p,d} = 0,788$$

## IMPULSOS

### Terreno

$$\begin{aligned} I_{a1h} &= 649,50 & y &= 4,00 \\ I_{a1v} &= 1000,02 & x &= 6,75 \\ I_{a2h} &= 0,00 & y &= 0,00 \\ I_{a2v} &= 0,00 & x &= 9,97 \\ I_{a3h} &= 0,00 & y &= 0,00 \\ I_{a3v} &= 0,00 & x &= 9,97 \\ I_{wb} &= 0,00 & x &= \#DIV/0! \\ I_{w act} &= 0,00 & y &= 0,00 \\ I_{w pass} &= 0,00 & y &= 0,00 \end{aligned}$$

### Sobrecarga

$$\begin{aligned} I_{sh} &= 60,14 & y &= 6,00 \\ I_{sv} &= 92,59 & x &= 5,57 \\ & & x &= 4,99 \end{aligned}$$

## ESTABILIDADE

### Acção variável base : Sobrecargas

Forças Estabilizantes

	F	b	M
Betão	1594,92	3,58	5702,01
Iav	1000,02	6,75	6746,78
Isv	92,59	5,57	516,17
	<b>2687,53</b>		<b>12964,96</b>

$$H_{rd1} = 728,34$$

$$H_{rd2} = 728,34$$

#### ANÁLISE DESLIZAMENTO

$$H_{rd} = 728,34$$

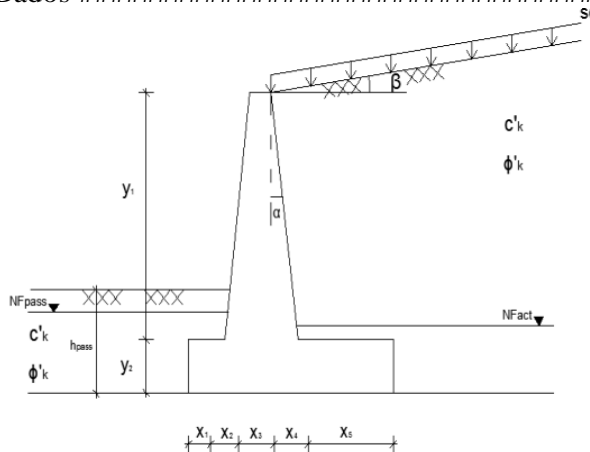
$$H_{sd} = 727,68$$

Verifica

- **A.1.2 – Caso a.1 pelo EC 7 (ELU derrubamento, Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

➤ A.1.2.1 – H = 4,0 m

Dados #####



Troço	x	y
1	0,00	3,00
2	0,00	1,00
3	0,30	
4	1,28	
5	0,00	
<b>B =</b>	<b>1,58</b>	<b>H = 4,00</b>

$\gamma$ betão =	24 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ =	29 °
$\delta$ =	19,33 °
i =	0 °
sc =	10 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>
<b>MACIÇO = J</b>	
<b>SOLO 2:</b>	
$\gamma$ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ =	29 °
$\delta$ =	19,33 °
c' =	0 kN/m <sup>2</sup>
c <sub>u</sub> =	0 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>

Altura impulsos passivos :

$$0,00 \text{ m}$$

Alt. NF passivo (m):

$$0,00$$

Parapeito de betão :

$$b = 0,00 \text{ m}$$

Alt. NF activo (m):

$$0,00$$

$$h = 0,00 \text{ m}$$

Fim de dados #####

Parâmetros resistentes de cálculo:

$$\phi'_{d1} = 23,91 \text{ °}$$

$$\delta_{d1} = 15,68 \text{ °}$$

$$15,68 \text{ °}$$

$$\phi'_{d2} = 23,91 \text{ °}$$

$$\delta_{d2} = 15,68 \text{ °}$$

$$15,68 \text{ °}$$

$$c'_d = 0,00 \text{ kN/m}^2 \quad c_{ud} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

Parâmetros geométricos:

$$\varphi = 23,11^\circ$$

Betão

	M	x	y	Mx	My
B1	37,92	0,79	0,50	29,96	18,96
B2	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00
B3	21,60	0,15	2,50	3,24	54,00
B4	46,08	0,73	2,00	33,48	92,16
Totais	105,60	0,63	1,56	66,68	165,12

Terras - Cunha Triangular

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	3,84	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	34,56	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

**Determinação dos Coeficientes de Impulso**

Impulsos Estáticos

$$k_{a,d} = 0,592 \quad k_p = 2,363$$

$$k_{p,d} = 0,788$$

**IMPULSOS**

Terreno

Sobrecarga

$I_{a1h} = 66,45$	$y = 1,33$	$I_{sh} = 18,46$	$y = 2,00$
$I_{a1v} = 53,40$	$x = 1,15$	$I_{sv} = 14,83$	$x = 1,15$
$I_{a2h} = 0,00$	$y = 0,00$		
$I_{a2v} = 0,00$	$x = 1,58$		
$I_{a3h} = 0,00$	$y = 0,00$		
$I_{a3v} = 0,00$	$x = 1,58$		
$I_{wb} = 0,00$	$x = \#DIV/0!$	$x = 0,79$	
$I_{wact} = 0,00$	$y = 0,00$		
$I_{wpass} = 0,00$	$y = 0,00$		

# ESTABILIDADE

## Acção variável base : Sobrecargas

Forças Instabilizantes

	F	b	M
Iah	66,45	1,33	88,60
Ish	18,46	2,00	36,92
$\Sigma$	<b>84,91</b>		<b>125,52</b>

ANÁLISE DERRUBAMENTO

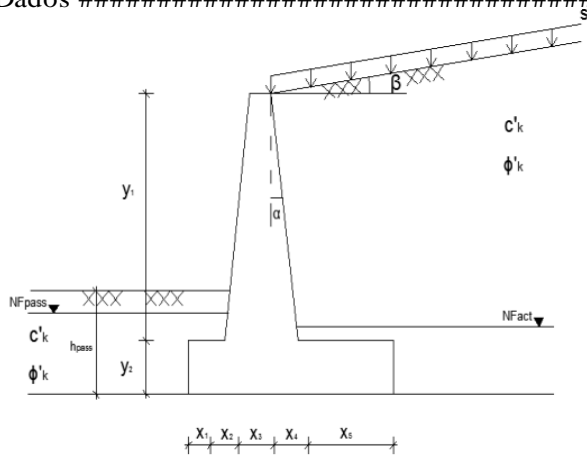
$M_{rd} = 60,01$

$M_{sd} = 59,43$

Verifica

➤ A.1.2.2 – H = 8,0 m

Dados #####



$\gamma$ betão =	24 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ =	29 °
$\delta$ =	19,33 °
i =	0 °
sc =	10 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>

MACIÇO = J

SOLO 2:

$\gamma$ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ =	29 °
$\delta$ =	19,33 °
c' =	0 kN/m <sup>2</sup>
$c_u$ =	0 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>

Troço	x	y
1	0,00	7,00
2	0,00	1,00
3	0,30	
4	2,92	
5	0,00	
<b>B =</b>	<b>3,22</b>	<b>H = 8,00</b>

Alt. NF passivo (m): 0,00

Alt. NF activo (m): 0,00

Altura impulsos passivos : 0,00 m

Paraqueto de betão : b = 0,00 m h = 0,00 m

Fim de dados #####

Parâmetros resistentes de cálculo:

$\phi'_{d1} = 23,91$ °	$\delta_{d1} = 15,68$ °	15,68 °
$\phi'_{d2} = 23,91$ °	$\delta_{d2} = 15,68$ °	15,68 °
$c'_{d} = 0,00$ kN/m <sup>2</sup>	$c_{ud} = 0,00$ kN/m <sup>2</sup>	

Parâmetros geométricos:

$\varphi = 22,64$  °

### Betão

	M	x	y	Mx	My
B1	77,28	1,61	0,50	124,42	38,64
B2	0,00	0,00	3,33	0,00	0,00
B3	50,40	0,15	4,50	7,56	226,80
B4	245,28	1,27	3,33	312,32	817,60
Totais	372,96	1,19	2,90	444,30	1083,04

### Terras - Cunha Triangular

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	3,75	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	183,96	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

## Determinação dos Coeficientes de Impulso

### Impulsos Estáticos

$$k_{a,d} = 0,586$$

$$k_p = 2,363$$

$$k_{p,d} = 0,788$$

## IMPULSOS

### Terreno

$$I_{a1h} = 264,90$$

$$y = 2,67$$

$$I_{a1v} = 209,37$$

$$x = 2,25$$

$$I_{a2h} = 0,00$$

$$y = 0,00$$

$$I_{a2v} = 0,00$$

$$x = 3,22$$

$$I_{a3h} = 0,00$$

$$y = 0,00$$

$$I_{a3v} = 0,00$$

$$x = 3,22$$

$$I_{wb} = 0,00$$

$$x = \#DIV/0!$$

$$I_{w\ act} = 0,00$$

$$y = 0,00$$

$$I_{w\ pass} = 0,00$$

$$y = 0,00$$

### Sobrecarga

$$I_s\ h = 36,79$$

$$y = 4,00$$

$$I_s\ v = 29,08$$

$$x = 1,97$$

$$x = 1,61$$

# ESTABILIDADE

## Acção variável base : Sobrecargas

Forças Instabilizantes

	F	b	M
Iah	264,90	2,67	706,41
Ish	36,79	4,00	147,17
$\Sigma$	<b>301,69</b>		<b>853,57</b>

ANÁLISE DERRUBAMENTO

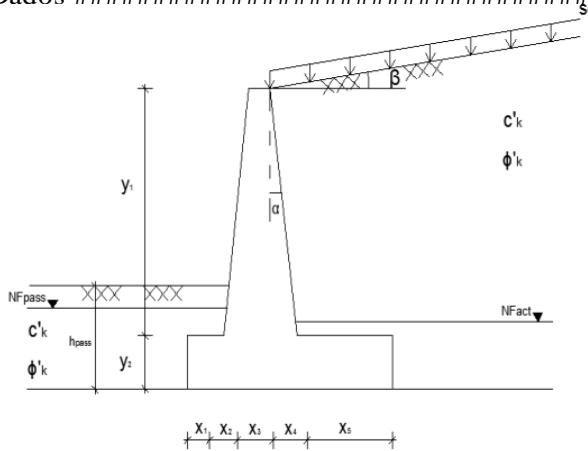
$$M_{rd} = 399,87$$

$$M_{sd} = 394,51$$

Verifica

➤ A.1.2.3 – H = 12,0 m

Dados #####



$\gamma$ betão =	24 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ =	29 °
$\delta$ =	19,33 °
i =	0 °
sc =	10 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>
<b>MACIÇO = J</b>	
<b>SOLO 2:</b>	
$\gamma$ solo =	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ =	29 °
$\delta$ =	19,33 °
c' =	0 kN/m <sup>2</sup>
$c_u$ =	0 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma$ sat =	18 kN/m <sup>3</sup>

Troço	x	y
1	0,00	11,00
2	0,00	1,00
3	0,30	
4	4,53	
5	0,00	
<b>B =</b>	<b>4,83</b>	<b>H = 12,00</b>

Altura impulsos passivos : 0,00 m      Alt. NF passivo (m): 0,00  
 Parapeito de betão : b= 0,00 m      h= 0,00 m      Alt. NF activo (m): 0,00

Fim de dados #####

### Parâmetros resistentes de cálculo:

$\phi'_{d1}$ =	23,91 °	$\delta_{d1}$ =	15,68 °	15,68 °
$\phi'_{d2}$ =	23,91 °	$\delta_{d2}$ =	15,68 °	15,68 °
$c'_d$ =	0,00 kN/m <sup>2</sup>	$c_{ud}$ =	0,00 kN/m <sup>2</sup>	

### Parâmetros geométricos:

$$\varphi = 22,38 °$$

### Betão

	M	x	y	Mx	My
B1	115,92	2,42	0,50	279,95	57,96
B2	0,00	0,00	4,67	0,00	0,00
B3	79,20	0,15	6,50	11,88	514,80
B4	597,96	1,81	4,67	1082,31	2790,48
Totais	793,08	1,73	4,24	1374,13	3363,24

### Terras - Cunha Triangular

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	3,71	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

	M	x	y	Mx	My	M utilizar
T1	448,47	0,00	-	0,00	-	0,00
T2	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
Totais	0,00	#DIV/0!	-	0,00	-	0,00

## Determinacao dos Coeficientes de Impulso

### Impulsos Estáticos

$$k_{a,d} = 0,583 \quad k_p = 2,363$$
$$k_{p,d} = 0,788$$

## IMPULSOS

### Terreno

$$I_{a_{1h}} = 594,87 \quad y = 4,00$$
$$I_{a_{1v}} = 465,78 \quad x = 3,32$$
$$I_{a_{2h}} = 0,00 \quad y = 0,00$$
$$I_{a_{2v}} = 0,00 \quad x = 4,83$$
$$I_{a_{3h}} = 0,00 \quad y = 0,00$$
$$I_{a_{3v}} = 0,00 \quad x = 4,83$$
$$I_{wb} = 0,00 \quad x = \#DIV/0!$$
$$I_{w_{act}} = 0,00 \quad y = 0,00$$
$$I_{w_{pass}} = 0,00 \quad y = 0,00$$

### Sobrecarga

$$I_s h = 55,08 \quad y = 6,00$$
$$I_s v = 43,13 \quad x = 2,77$$
$$x = 2,42$$

## ESTABILIDADE

### Acção variável base : Sobrecargas

Forças Instabilizantes

	F	b	M	ANÁLISE DERRUBAMENTO
Iah	594,87	4,00	2379,47	$M_{rd} = 1236,72$
Ish	55,08	6,00	330,48	$M_{sd} = 1232,85$
$\Sigma$	<b>649,95</b>		<b>2709,96</b>	Verifica

- **A.1.3 – Quadro resumo caso a.1 pelo método tradicional: valores mínimos de largura de muro que garantem a segurança (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	3,01	1,98
H = 8,0 m	6,32	4,07
H = 12,0 m	9,63	6,15

- **A.1.4 – Quadro resumo caso a.2: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,50	1,89	2,89	1,52
H = 8,0 m	5,20	3,89	5,60	3,09
H = 12,0 m	7,91	5,88	8,29	4,64

- **A.1.5 – Quadro resumo caso a.3: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,04	1,81	2,42	1,46
H = 8,0 m	4,22	3,71	4,63	2,96
H = 12,0 m	6,41	5,62	6,83	4,46

- **A.1.6 – Quadro resumo caso a.4: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,10	1,98	1,37	1,58
H = 8,0 m	4,51	4,07	5,23	3,22
H = 12,0 m	10,04	6,15	11,33	4,83

- **A.1.7 – Quadro resumo caso a.5: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	0,96	1,89	1,23	1,52
H = 8,0 m	4,03	3,89	4,78	3,09
H = 12,0 m	9,12	5,88	10,48	4,64

- **A.1.8 – Quadro resumo caso a.6: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	0,83	1,81	1,10	1,46
H = 8,0 m	3,57	3,71	4,35	2,96
H = 12,0 m	8,24	5,62	9,66	4,46

▪ **A.1.9 – Quadro resumo caso b.1: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	3,31	2,08	3,80	1,67
H = 8,0 m	6,68	4,20	7,12	3,33
H = 12,0 m	10,01	6,29	10,37	4,95

▪ **A.1.10 – Quadro resumo caso b.2: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,81	2,00	3,26	1,61
H = 8,0 m	5,55	4,02	5,99	3,20
H = 12,0 m	8,27	6,01	8,67	4,76

- **A.1.11 – Quadro resumo caso b.3: (Muro Gravidade, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,36	1,91	2,79	1,55
H = 8,0 m	4,55	3,84	5,00	3,07
H = 12,0 m	6,75	5,75	7,19	4,57

- **A.1.12 – Quadro resumo caso a.1: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,80	1,96	3,19	1,57
H = 8,0 m	6,20	4,06	6,58	3,21
H = 12,0 m	9,55	6,15	9,87	4,83

- **A.1.13 – Quadro resumo caso a.2: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,25	1,87	2,63	1,51
H = 8,0 m	5,06	3,88	5,45	3,08
H = 12,0 m	7,81	5,88	8,18	4,64

- **A.1.14 – Quadro resumo caso a.3: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,74	1,79	2,12	1,44
H = 8,0 m	4,04	3,71	4,46	2,96
H = 12,0 m	6,29	5,61	6,71	4,45

- **A.1.15 – Quadro resumo caso a.4: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	0,98	1,96	1,24	1,57
H = 8,0 m	4,39	4,06	5,10	3,21
H = 12,0 m	9,94	6,15	11,22	4,83

- **A.1.16 – Quadro resumo caso a.5: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	0,82	1,87	1,08	1,51
H = 8,0 m	3,89	3,88	4,64	3,08
H = 12,0 m	9,01	5,88	10,36	4,64

- **A.1.17 – Quadro resumo caso a.6: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	0,67	1,79	0,92	1,44
H = 8,0 m	3,41	3,71	4,19	2,96
H = 12,0 m	8,11	5,61	9,52	4,45

- **A.1.18 – Quadro resumo caso b.1: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	3,11	2,07	3,57	1,66
H = 8,0 m	6,55	4,19	6,98	3,32
H = 12,0 m	9,92	6,29	10,28	4,95

- **A.1.19 – Quadro resumo caso b.2: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,57	1,98	3,00	1,60
H = 8,0 m	5,40	4,01	5,84	3,19
H = 12,0 m	8,16	6,01	8,56	4,76

- **A.1.20 – Quadro resumo caso b.3: (Muro Gravidade, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,07	1,89	2,50	1,53
H = 8,0 m	4,38	3,83	4,83	3,07
H = 12,0 m	6,63	5,74	7,07	4,57

- **A.1.21 – Quadro resumo caso a.1: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,73	1,65	3,14	1,41
H = 8,0 m	4,63	3,05	5,14	2,56
H = 12,0 m	6,53	4,45	7,15	3,70

- **A.1.22 – Quadro resumo caso a.2: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,13	1,53	2,51	1,31
H = 8,0 m	3,55	2,82	4,04	2,37
H = 12,0 m	4,97	4,12	5,58	3,44

- **A.1.23 – Quadro resumo caso a.3: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,68	1,42	2,02	1,22
H = 8,0 m	2,73	2,61	3,17	2,20
H = 12,0 m	3,78	3,80	4,35	3,19

- **A.1.24 – Quadro resumo caso a.4: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,05	1,65	1,06	1,41
H = 8,0 m	2,94	3,05	3,58	2,56
H = 12,0 m	6,34	4,45	7,63	3,70

- **A.1.25 – Quadro resumo caso a.5: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,05	1,53	1,05	1,31
H = 8,0 m	2,57	2,82	3,18	2,37
H = 12,0 m	5,53	4,12	6,79	3,44

- **A.1.26 – Quadro resumo caso a.6: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,05	1,42	1,05	1,22
H = 8,0 m	2,23	2,61	2,82	2,20
H = 12,0 m	4,82	3,80	6,02	3,19

- **A.1.27 – Quadro resumo caso b.1: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	3,21	1,75	3,67	1,51
H = 8,0 m	4,99	3,13	5,54	2,64
H = 12,0 m	6,86	4,53	7,51	3,79

- **A.1.28 – Quadro resumo caso b.2: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,55	1,62	2,97	1,40
H = 8,0 m	3,85	2,90	4,37	2,45
H = 12,0 m	5,23	4,19	5,87	3,51

- **A.1.29 – Quadro resumo caso b.3: (Muro T invertido, sem contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,05	1,51	2,43	1,31
H = 8,0 m	2,98	2,68	3,46	2,27
H = 12,0 m	4,00	3,88	4,59	3,26

- **A.1.30 – Quadro resumo caso a.1: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,35	1,62	2,74	1,39
H = 8,0 m	4,45	3,04	4,96	2,55
H = 12,0 m	6,42	4,45	7,04	3,70

- **A.1.31 – Quadro resumo caso a.2: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,74	1,50	2,12	1,28
H = 8,0 m	3,37	2,81	3,86	2,37
H = 12,0 m	4,86	4,11	5,46	3,44

- **A.1.32 – Quadro resumo caso a.3: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,28	1,38	1,62	1,19
H = 8,0 m	2,55	2,60	3,00	2,19
H = 12,0 m	3,67	3,80	4,23	3,18

- **A.1.33 – Quadro resumo caso a.4: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,05	1,62	1,05	1,39
H = 8,0 m	2,84	3,04	3,47	2,55
H = 12,0 m	6,24	4,45	7,52	3,70

- **A.1.34 – Quadro resumo caso a.5: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,05	1,50	1,05	1,28
H = 8,0 m	2,46	2,81	3,06	2,37
H = 12,0 m	5,42	4,11	6,66	3,44

- **A.1.35 – Quadro resumo caso a.6: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,05	1,38	1,05	1,19
H = 8,0 m	2,11	2,60	2,68	2,19
H = 12,0 m	4,69	3,80	5,88	3,18

- **A.1.36 – Quadro resumo caso b.1: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,77	1,72	3,22	1,48
H = 8,0 m	4,80	3,13	5,34	2,63
H = 12,0 m	6,74	4,53	7,39	3,78

- **A.1.37 – Quadro resumo caso b.2: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	2,10	1,59	2,52	1,37
H = 8,0 m	3,66	2,89	4,18	2,44
H = 12,0 m	5,12	4,19	5,75	3,51

- **A.1.38 – Quadro resumo caso b.3: (Muro T invertido, com contribuição de Impulso Passivo)**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
H = 4,0 m	1,59	1,47	1,97	1,27
H = 8,0 m	2,78	2,67	3,26	2,26
H = 12,0 m	3,88	3,87	4,47	3,25

**ANEXO A.2 – DIMINUIÇÃO PERCENTUAL MÉDIA (PARA AS TRÊS ALTURAS) DA LARGURA DO MURO ENTRE  $\phi' = 29^\circ$  E  $\phi' = 35^\circ$**

▪ **A 2.1 – Caso Muro Gravidade sem contribuição do Impulso Passivo**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
Solo Homogéneo	32,96%	8,68%	30,61%	7,78%
Dois Solos	21,11%	8,69%	17,09%	7,77%

▪ **A 2.2 – Caso Muro Gravidade com contribuição do Impulso Passivo**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
Solo Homogéneo	35,61%	8,69%	32,59%	7,98%
Dois Solos	24,12%	8,69%	19,60%	7,98%

▪ **A 2.3 – Caso Muro T invertido sem contribuição do Impulso Passivo**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
Solo Homogéneo	40,54%	14,32%	37,72%	13,77%
Dois Solos	16,04%	14,33%	14,42%	13,77%

▪ **A 2.4 – Caso Muro T invertido com contribuição do Impulso Passivo**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
Solo Homogéneo	43,69%	14,63%	40,10%	14,19%
Dois Solos	16,85%	14,63%	14,86%	14,19%

- **A 2.5 – Caso Presença de Água em Muro Gravidade sem contribuição do Impulso Passivo**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
Solo Homogéneo	31,05%	8,44%	29,01%	7,56%

- **A 2.6 – Caso Presença de Água em Muro Gravidade com contribuição do Impulso Passivo**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
Solo Homogéneo	33,25%	8,68%	30,67%	7,68%

- **A 2.7 – Caso Presença de Água em Muro T invertido sem contribuição do Impulso Passivo**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
Solo Homogéneo	39,37%	14,15%	36,74%	13,75%

▪ **A 2.8 – Caso Presença de Água em Muro T invertido com contribuição do Impulso Passivo**

	Método Tradicional		EC 7	
	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento	ELU Deslizamento	ELU Derrubamento
Solo Homogéneo	42,37%	14,60%	39,09%	14,09%