



Universidade Aveiro
2020

João Paulo dos Santos Orçamentação e Direção de Obras
Correia Muros de Suporte em consola



João Paulo dos Santos Correia **Orçamentação e Direção de Obras**
Muros de Suporte em Consola

Relatório de estágio apresentado à Universidade de Aveiro, para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação do patrono Engenheiro Bruno Paiva da empresa Ponto Urbano Consultores Imobiliários e orientação científica do Doutor Paulo Barreto Cachim, Professor Associado com Agregação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho aos meus pais.

o júri

presidente

Prof. Doutor Joaquim Miguel Gonçalves Macedo
Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Domingos António Garcia Ribas
Professor Adjunto, Instituto Politécnico de Viana do Castelo

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim
Professor Associado com Agregação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

A realização deste trabalho não seria possível sem o contributo de algumas pessoas, expresso aqui o meu agradecimento a todas elas.

Agradeço ao meu orientador Prof. Paulo Cachim pelas linhas orientadoras para a realização deste trabalho assim como a sua imensa disponibilidade para me ajudar quando necessitei.

Agradeço aos meus colegas e amigos de curso Hélder Pires e Rui Pereira por me ajudarem a derrubar as adversidades que se levantaram ao longo deste percurso.

Aos amigos que a Universidade de Aveiro me deu para a vida João Gil, Vasco Ferreira e Jorge Alves, agradecer a verdadeira amizade e companheirismo que sempre me demonstraram e fizeram sentir.

Aos meus amigos pinhelenses alguns deles amigos de infância: André Martins, Rodas, Márcio, Kalhordas, Jomi, Gabi, Cheira e Plácido por muitas vezes me ajudarem sem saber que o estavam a fazer, com eles desabafei e ganhei muitas vezes o folego para continuar que por vezes tardava em aparecer.

À minha namorada, Cláudia Redondo, pela inimaginável ajuda, paciência e motivação que me deu ao longo deste trabalho e nestes últimos anos.

À minha irmã, Inês Correia, por ser uma menina fantástica e por ser também uma inspiração para mim.

Por último, mas para mim os mais importantes, aos meus pais Paulo Correia e Maria Emília Correia, sem eles nunca conseguiria ser o que sou hoje, quer a nível académico, quer a nível pessoal. Obrigado pelos valores e educação que me transmitiram ao longo da vida e pela paciência e apoio incondicional que ainda me dão.

O meu muito obrigado a todos.

palavras-chave

Medições, Orçamentação, Direção de obra, Muros de Suporte, Muros em consola, Folha de excel "Dimensionamento de Muros de Suporte em consola".

resumo

O presente trabalho visa expor tudo o que foi feito e aprendido no estágio curricular na empresa "Ponto Urbano Consultores Imobiliários" no campo das medições, orçamentação e direção de obra.

Realizou-se uma folha de cálculo em "Microsoft Excel" para o cálculo de muros de suporte em consola de secção "L" e "T invertido". Esta folha permite o cálculo das ações aplicadas na estrutura, as verificações geotécnicas ao derrube, ao deslizamento pela base, segurança à rotura do solo de fundação, capacidade de carga da fundação e da estabilidade global. Foram implementados três métodos para o cálculo dos coeficientes de impulso: método de Rankine, método de Coulomb e o método apresentado pelo Eurocódigo 7. O cálculo do muro é realizado de acordo com o Eurocódigo 7.

A ação sísmica é considerada no Eurocódigo 8, sendo calculados os coeficientes sísmicos, os impulsos sísmicos e efetuadas as respetivas verificações de segurança.

A folha de cálculo, calcula também a armadura necessária para a estabilidade do betão armado.

keywords

Measurements, Budgeting, Construction management, Support Walls, Walls in console, Excel sheet "Sizing Support Walls in Console".

abstract

The present work aims to expose everything that was done and learned in the curricular internship at the company "Ponto Urbano Consultores Imobiliários" in the field of measurements, budgeting and construction management.

A "Microsoft Excel" sheet was been created to calculate support walls in a "L" and "inverted T" section. This sheet allows for the calculation of the actions applied to the structure, geotechnical checks when tipping, sliding through the base, rupture safety of the foundation soil, the load carrying capacity of the foundation and overall stability. Three methods have been implemented for the calculation of the impulse coefficients: Rankine method, Coulomb method and the method presented by Eurocode 7. The support wall calculation is performed according to Eurocode 7.

The seismic action is considered in Eurocode 8, the seismic coefficients, the seismic impulses are calculated, and the respective safety checks are carried out.

The sheet also calculates the necessary reinforcement for the stability of reinforced concrete.

Índice

Índice de Figuras	IV
Índice de Tabelas	VI
Simbologias e Abreviaturas	VII
1. Introdução	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Motivação e Objetivos	1
1.3. Metodologia de Investigação	3
1.4. Breve abordagem ao estudo dos Muros de Suporte	4
1.5. Estrutura da Dissertação.....	4
2. Estágio Curricular	9
2.1. Breve descrição da Empresa Ponto Urbano	9
2.2. Medição e Orçamentação	9
2.2.1. Generalidades nas Medições da obra “Lux”.....	11
2.2.2. Generalidades da Orçamentação da Obra “Lux”.....	13
2.3. Direção de obra	16
2.4. Resumo do trabalho elaborado na empresa Ponto Urbano	17
3. Muros de Suporte.....	33
3.1. Muros de Gravidade	34
3.2. Muros em consola	39
3.3. Métodos de determinação de impulsos ativos.....	41
3.3.1. Método de Rankine.....	41
3.3.1.1. Coeficientes de impulso ativo e passivo segundo Rankine	41
3.3.1.2. Impulsos ativo e passivo segundo Rankine	43
3.3.1.3. Distribuição das pressões em casos em que existem sobrecargas uniformes verticais na superfície do terreno.....	44
3.3.1.4. Maciços estratificados	45
3.3.1.5. Distribuição de pressões em maciços com nível freático	46
3.3.1.6. Coeficientes de impulso em solos sem coesão	47
3.3.1.7. Coeficientes de impulso em solos com coesão.....	47
3.3.2. Teoria de Coulomb	48

4.	Abordagem aos Eurocódigos.....	55
4.1.	Eurocódigo 7.....	55
4.1.1.	Abordagens de cálculos em situações persistentes ou transitórias.....	56
4.1.2.	Critérios e tipos de estados limites últimos a considerar no projeto geotécnico 57	
4.1.2.1.	ELU de perda de equilíbrio (EQU).....	57
4.1.2.2.	ELU de rotura estrutural (STR) / de rotura do terreno (GEO).....	58
4.1.2.3.	ELU de levantamento global (UPL)	59
4.1.2.4.	ELU de rotura por gradientes hidráulicos (HYD).....	60
4.1.3.	Dados geotécnicos.....	60
4.1.4.	Relatório do projeto geotécnico	61
4.1.5.	Procedimentos para a determinação de pressões de terras	61
4.1.6.	Obtenção dos coeficientes de impulso ativos e passivos através do EC7	63
4.1.7.	Método analítico de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento	67
4.1.7.1.	Condições não drenadas.....	67
4.1.7.2.	Condições drenadas	68
4.2.	Abordagem ao Eurocódigo 8	70
4.2.1.	Coeficientes sísmicos	70
4.2.1.1.	Impulso sísmico ativo e passivo	73
4.2.1.2.	Ponto de aplicação do impulso	75
5.	Folha de Cálculo “Microsoft Excel” – Casos Práticos	79
5.1.	Objetivos da folha de cálculo.....	79
5.2.	Construção da folha de cálculo	79
5.3.	Exemplos práticos.....	83
5.3.1.	Exemplo prático nº1	83
5.3.1.1.	Análise sísmica para o exemplo prático 1.....	95
5.3.2.	Exemplo prático 2	101
5.3.2.1.	Análise sísmica para o exemplo prático 2.....	113
6.	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	119
6.1.	Conclusões	119
6.2.	Desenvolvimentos futuros	120

Bibliografia.....	123
Anexos.....	129
Anexo I - Eurocódigo 7.....	129
Anexo II - Análise ação sísmica.....	141

Índice de Figuras

Figura 1 - Muro de contenção com paredes moldadas.....	2
Figura 2 - Protótipo do edifício Lux após conclusão da obra (Ponto Urbano,2019)	3
Figura 3 - Logótipo da empresa Ponto Urbano (Ponto Urbano,2019).....	9
Figura 4 - Evolução dos trabalhos no ensoleiramento geral da obra "Lux"	12
Figura 5 - Imagem ilustrativa do interior de um apartamento no edifício "Lux" (Ponto Urbano,2019).....	15
Figura 6 - Processo de instalação de Paredes Moldadas (CYPE Ingenieros)	20
Figura 7 - Juntas de construção visíveis nas Paredes Moldadas	20
Figura 8 - Muro perimetral de suporte em consola	21
Figura 9 - Nível freático coincidente com a cota de trabalho	22
Figura 10 - Colocação das agulhas de drenagem	22
Figura 11 - Abertura da caixa de elevador	23
Figura 12 - Betonagem do fundo da caixa de elevador.....	24
Figura 13 - Betonagem da caixa de elevador	25
Figura 14 - Etapa final da betonagem da caixa de elevador.....	25
Figura 15 - Elementos do ensoleiramento geral.....	26
Figura 16 - Aplicação de Sika Water Bar nas juntas de ensoleiramento	27
Figura 17 - Selagem ativa das juntas com o produto Sika Water Bar (Sika).....	27
Figura 18 - Armadura dos muros perimetrais	28
Figura 19 - Betonagem feita num dos muros perimetrais do edifício em estudo.....	28
Figura 20 - Colocação de escoras de suporte para a laje do piso -1.....	29
Figura 21 - Betonagem da laje de piso -1.....	30
Figura 22 - Acabamento dado na laje do piso -1.....	30
Figura 23 - Muro de alvenaria de pedra (esquerda) e muro de betão simples (direita) (Matos Fernandes,2011).....	34
Figura 24 - Muro de betão com contrafortes (Matos Fernandes,2011).....	35
Figura 25 - Muro de Gabiões	36
Figura 26 - Geometria de muros de gravidade (Cernica, 1994).....	36
Figura 27 - Muro de gravidade com perfil retangular (Domingues, 1997).....	37
Figura 28 - Muro de gravidade com perfil trapezoidal (Domingues, 1997)	38

Figura 29 - Muro de gravidade com perfil em escala (Domingues, 1997).....	38
Figura 30 - Representação de um muro em pneus.....	39
Figura 31 - Geometria de muro em consola sugerido por Cernica (Cernica,1994).....	40
Figura 32 - Fixação de ancoragens em muros de suporte.....	40
Figura 33 - Dedução dos coeficientes de impulso com o auxílio das circunferências de Mohr (Matos Fernandes,2011)	42
Figura 34 - Diagrama de pressões ativas e passivas (Matos Fernandes,2011).....	43
Figura 35 - Aplicação do método de Rankine quando existe uma sobrecarga vertical na superfície do maciço (Matos Fernandes,2011).....	44
Figura 36 - Aplicação do método de Rankine a maciços estratificados (Matos Fernandes,2011)	45
Figura 37 - Aplicação do método de Rankine em maciços parcialmente submersos (Matos Fernandes,2011)	46
Figura 38 - Diagrama de pressões no maciço com coesão	48
Figura 39 - Método de Coulomb- caso suscetível de solução analítica (Matos Fernandes,2011)	49
Figura 40 - Convenção de sinais para os casos ativo e passivo das equações 3.25 e 3.26 (Matos Fernandes,2011)	50
Figura 41 - Lista dos Eurocódigos estruturais- Normas europeias (EN) e das correspondentes normas portuguesas (NP)	55
Figura 42 - Definições respeitantes à inclinação da estrutura de suporte e da superfície do solo suportado, às sobrecargas e à geometria da superfície de deslizamento (NP EN 1997-1,2010).....	63
Figura 43- Cunha de terras em estado ativo em condições estáticas (Vinevala Jackson,2011)	75
Figura 44- Ângulos e impulsos aplicados num muro de suporte	80
Figura 45- Gráfico de dispersão criado pela inserção de valores da Tabela 10	81
Figura 46- Esquema do muro de suporte para o exemplo nº1	83
Figura 47- Divisão do muro em secções para facilitar o peso próprio do muro.....	85
Figura 48- Referencial adotado para o exemplo prático nº1	86
Figura 49- Verificações calculadas para a combinação 1.....	90
Figura 50- Verificações calculadas para a combinação 2.....	95

Figura 51- Verificações calculadas para a ação sísmica	100
Figura 52- Esquema do muro de suporte para o exemplo prático nº2	101
Figura 53- Verificações calculadas para a combinação 1, para o exemplo prático nº1	107
Figura 54- Verificações calculadas para a combinação 2, exemplo nº2	112
Figura 55- Verificações calculadas para a ação sísmica para o exemplo nº2	116

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Unidades de medida	10
Tabela 2 - Modo de obtenção de preços unitários.....	14
Tabela 3 – Principais tipos de estruturas de contenção e as suas utilizações.....	33
Tabela 4 - Dimensões para o pré-dimensionamento (Moliterno, 1980)	37
Tabela 5 - Valores recomendados para o valor do coeficiente do solo (NP-EN 1998-1 2010)	71
Tabela 6 - Valores do coeficiente r para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal (NP-EN 1998-1 2010)	72
Tabela 7 - Classes de importância para os edifícios (NP-EN 1998-1 2010).....	72
Tabela 8 - Coeficientes de importância (NP-EN 1998-1 2010).....	72
Tabela 9 - Valores de parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica vertical (NP- EN 1998-1 2010).....	73
Tabela 10- Alteração de medidas geométricas de acordo com o muro de suporte em estudo	80
Tabela 11- Apresentação dos resultados dos cálculos para os pesos do exemplo prático nº1	84
Tabela 12 - Cálculo dos impulsos para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 (no sentido ascendente e descendente)	96
Tabela 13 - Valores dos parâmetros numéricos utilizados na expressão da capacidade resistente ao carregamento de fundações superficiais em situações sísmicas (NP EN 1998- 5,2010).....	99
Tabela 14- Apresentação dos resultados dos cálculos para os pesos do exemplo prático nº2	102

Tabela 15- Cálculo dos impulsos para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 (no sentido ascendente e descendente) para o exemplo prático 2..... 113

Simbologias e Abreviaturas

Simbologia

a_d - Valores de cálculo das grandezas geométricas

A - Área da sapata

A' - Área efetiva da sapata

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A

a_{gr} - Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno A

a_{vg} - Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical

B - Largura da sapata

B' - Largura efetiva da sapata

b_c - Inclinação da base da fundação

c - Coesão

c' - Coesão em tensões efetivas

c_u - Resistência ao corte não drenada

$c_{u,d}$ - Valor de cálculo da resistência ao corte não drenada

d - Profundidade da base de uma fundação

e - Excentricidade

E_d - Valor de cálculo do efeito de ações

$E_{stb;d}$ - Valor de cálculo do efeito de ações estabilizantes

$E_{dst;d}$ - Valor de cálculo do efeito de ações destabilizantes

E_{wd} - Impulso hidrodinâmico

E_{ws} - Impulso estático da água

F_d - Valor de cálculo de uma ação

F_{rep} - Valor representativo de uma ação

f_{cd} - Valor de cálculo da resistência à compressão

f_{yd} - Resistência de cálculo do aço à tração

g - Aceleração da gravidade

$G_{dst;d}$ - Valor de cálculo das ações permanentes destabilizantes na verificação relativa ao levantamento global

$G_{stb;d}$ - Valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizantes na verificação relativa ao levantamento global

h - Altura de uma estrutura de suporte

H - Carga horizontal, ou componente da ação total segundo a direção da base de uma fundação

H_{ed} - Valores de cálculo das ações horizontais

H_{rd} - Valores de cálculo das resistências horizontais

I_a - Impulso ativo

I_p - Impulso passivo

ΔI_{as} - Impulso sísmico incremental ativo

ΔI_{ps} - Impulso sísmico incremental passivo

I_{as} - Impulso sísmico ativo

I_{ps} - Impulso sísmico passivo

i_c - Inclinação da carga, causada por uma força horizontal H

k - Razão $\delta_d/\varphi_{cv;d}$

K_a - Coeficiente de impulso ativo horizontal efetivo

K_{as} - Coeficiente de impulso sísmico ativo

K_p - Coeficiente de impulso passivo horizontal efetivo

K_{ps} - Coeficiente de impulso sísmico passivo

K_h - Coeficiente sísmico horizontal

K_v - Coeficiente sísmico vertical

L - Comprimento de uma fundação

L' - Comprimento efetivo de uma fundação

$M_{Ed,stb}$ - Momento de cálculo estabilizador

$M_{Ed,dst}$ - Momento de cálculo derrubador

q - Valor da ação

q_{ed} - Valor de cálculo da ação

$Q_{dst;d}$ - Valor de cálculo das ações variáveis destabilizantes na verificação relativa ao levantamento global

R_d - Valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma ação

V - Carga vertical, ou componente da ação total segundo a direção normal à base de fundação

V_d - Valor de cálculo de v

X_k - Valores característicos das propriedades do terreno

X_d - Valores de cálculo das propriedades do terreno

Letras gregas

α - Inclinação da base de uma fundação relativamente à horizontal

β - Inclinação da superfície de um talude de terreno situado atrás de uma estrutura de suporte

δ - Ângulo de atrito de contacto entre solo e estrutura

δ_d - Valor de cálculo de δ

γ - Peso volúmico

$\gamma_{c\prime}$ - Fator parcial para a coesão em tensões efetivas

γ_F - Coeficiente parcial de segurança para a ação

γ_G - Coeficiente parcial para uma ação permanente

$\gamma_{G;dst}$ - Coeficiente parcial para as ações permanentes desfavoráveis ou destabilizantes

$\gamma_{G;stb}$ - Coeficiente parcial para as ações permanentes favoráveis ou estabilizantes

γ_M - Coeficiente de segurança relativo às propriedades dos materiais

γ_Q - Coeficiente parcial para uma ação variável

$\gamma_{Q;dst}$ - Coeficiente parcial para as ações variáveis desfavoráveis ou destabilizantes

$\gamma_{Q;stb}$ - Coeficiente parcial para as ações variáveis favoráveis ou estabilizantes

γ_R - Coeficiente parcial para uma capacidade resistente

γ_{Rd} - Coeficiente parcial de modelo

γ_{Re} - Coeficiente parcial para a capacidade resistente passiva de terras

γ_{Rh} - Coeficiente parcial para a capacidade resistente ao deslizamento

$\gamma_{R;x}$ - Coeficiente parcial para a capacidade resistente do terreno

γ_{Rv} - Coeficiente parcial para a capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação

γ_γ - Coeficiente parcial para o peso volúmico

$\gamma_{\varphi'}$ - Coeficiente parcial para o ângulo atrito interno em tensões efetivas

φ' - Ângulo de atrito interno em tensões efetivas

φ'_{d} - Valor de cálculo de φ'

φ'_{cv} - Ângulo de atrito interno no estado crítico

$\varphi'_{cv,d}$ - Valor de cálculo de φ'_{cv}

Abreviaturas

EC0 - Eurocódigo 0

EC7 - Eurocódigo 7

EC8 - Eurocódigo 8

EQU - Estado limite para a perda de equilíbrio

FS - Fator de segurança global

GEO - Estado limite de rotura do terreno

HYD - Estado limite para o levantamento hidráulico

STR - Estado limite para a rotura estrutural

UPL - Estado limite para o levantamento global

Capítulo 1

Introdução

1. Introdução

1.1. Enquadramento

O presente relatório de estágio apresenta todas as atividades que foram realizadas durante o estágio curricular do curso de Mestrado Integrado de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, sendo este dividido em duas partes.

A primeira parte tem como principal objetivo descrever todos os trabalhos realizados durante o estágio curricular na empresa Ponto Urbano Consultores Imobiliários, baseando-se estes trabalhos essencialmente nas atividades de medição, orçamentação e de direção de obra.

Por outro lado, a segunda parte tem a ver com uma vertente mais teórica, passando pelo estudo dos muros de suporte, com maior expressão no estudo de muros de suporte em consola com secções “L” e “T invertido”.

Para o sucesso na direção de uma obra é essencial o conhecimento do projeto, assim como a boa interpretação deste, sendo que a medição da obra e a sua consequente orçamentação são duas atividades fulcrais.

Durante o período de estágio, o estagiário teve de aprimorar essas competências, sendo estas muito importantes para o seu desenvolvimento profissional. Como supramencionado, a segunda parte do trabalho desenvolvido centrou-se nos muros de suporte, sendo realizada uma pesquisa teórica aprofundada sobre o tema para consequente realização de uma folha de cálculo em Microsoft Excel, que permite calcular as resistências de muros em consola, assim como o seu dimensionamento.

Em Engenharia Civil estas estruturas são importantíssimas quer para contenção de terras quer para dar apoio ao crescimento da própria estrutura.

1.2. Motivação e Objetivos

A escolha de um estágio curricular foi feita com base na perspetiva de obtenção de experiência profissional, assim como no ganho de ferramentas para a resolução mais rápida e eficaz de problemas de trabalho que podem aparecer em contexto real.

Poder demonstrar algumas das aprendizagens adquiridas ao longo deste percurso académico, torna-se uma experiência gratificante, mas por outro lado o conhecimento de

novos métodos de trabalho com profissionais com elevada experiência faz com que exista uma exigência redobrada da nossa parte, para tentar acompanhá-los e chegar assim à resolução rápida e eficaz de problemas.

Com o mercado de trabalho extremamente competitivo, fruto das poucas vagas para muitos recém-licenciados, o recém-formado é quase obrigado a adquirir o máximo de capacidades possíveis, no menor espaço de tempo possível, quer seja a nível teórico quer num contexto real de trabalho, pelo que a escolha da realização do estágio curricular é enquadrada nesta obtenção de conhecimentos e de experiência laboral.

O estágio decorreu na empresa Ponto Urbano Consultores Imobiliários com sede e escritório em Cacia, no Concelho de Aveiro, sob a supervisão direta do Engenheiro Civil Bruno Paiva, também este formado pelo Departamento de Engenharia Civil, da Universidade de Aveiro.

A Ponto Urbano tem como finalidade a execução de obras, passando naturalmente pela medição e orçamentação e consequente direção técnica das empreitadas. Todos os engenheiros da empresa devem ter como foco principal que a medição/orçamentação da obra deve ser o mais rigorosa possível, para que depois não existam grandes desvios no seu decurso. Devem também ter em consideração todo o tipo de pormenores construtivos e métodos de construção para que lhes seja possível identificar potenciais problemas de conceção, e consequentemente idealizar as soluções para esses problemas.

Uma vez que a empresa estava a começar um novo empreendimento aquando da minha entrada, e como este, ainda se encontrava em fase de contenção de terras, permitiu assim um estudo mais aprofundado das estruturas de suporte, em especial dos muros de suporte. Neste caso em específico, a solução adotada pela empresa, foi a solução com muro de contenção elaborado com paredes moldadas, como se pode ver na Figura 1.



Figura 1 - Muro de contenção com paredes moldadas

Como já referido, na Figura 1, é visível a solução em paredes moldadas sendo que as juntas do mesmo serão tratadas com produtos Sika, próprios para estas juntas de construção.

É importante referir que depois da realização das paredes moldadas presentes na Figura 1, e após a discussão e estudo das mesmas, no restante perímetro da edificação, tomou-se a decisão de que o muro perimetral a partir deste ponto seria feito através de muros em consola, como se explica mais à frente no capítulo 2.

O edifício representado na Figura 2 é o edifício “Lux”, protótipo idealizado para a conclusão da obra, situado na praia da Barra, Concelho de Ílhavo, na Avenida João Corte Real, edifício este que já foi medido e orçamentado, estando este em fase de construção.



Figura 2 - Protótipo do edifício Lux após conclusão da obra (Ponto Urbano,2019)

Visto que o edifício se encontra na primeira linha do mar, na praia da Barra, é fulcral que tanto os muros perimetrais como o seu ensoleiramento sejam perfeitamente impermeabilizados.

1.3. Metodologia de Investigação

A base metodológica utilizada numa primeira fase, foi em obra, onde se acompanhou diretamente os processos construtivos iniciais da construção do edifício, que teve por base o estágio. Para além disso, recorreu-se também à análise documental e síntese, relacionada com os temas abordados, tais como: livros, pesquisas académicas reconhecidas e normas técnicas.

As abordagens metodológicas usadas na presente dissertação, de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, consideram o estágio em contexto de trabalho e os muros de suporte, com recurso a uma folha de Excel para o seu cálculo como os focos principais.

Inicialmente, tendo acompanhado o início da obra do edifício “Lux”, os diversos processos serão descritos por uma análise fotográfica que foi realizada ao longo do estágio, bem como todas as tarefas que foram elaboradas como adjunto do diretor de obra, como os contactos com subempreiteiros, a elaboração de mapas de medições, as medições da obra, a solicitação de orçamentos para os diversos materiais necessários, entre muitas outras funções.

1.4. Breve abordagem ao estudo dos Muros de Suporte

Como já abordado nos objetivos deste trabalho, o objeto de estudo principal desta dissertação são os muros de suporte em especial os muros em consola, assim como a realização de uma folha de cálculo em Microsoft Excel, sendo que os resultados serão apresentados para com isso permitir o cálculo das resistências destes mesmos muros, quer ao deslizamento, ao derrubamento e capacidade resistente, seguindo o método de cálculo do Eurocódigo 7 (EC7).

Os muros de suporte podem ser de pedra, ou de betão (simples ou armado) dotados de uma sapata na base. De acordo com o EC7 muitas vezes o peso do próprio muro ou das massas estabilizantes do solo desempenham uma função importante no suporte do material retido. Os Muros em consola, “T invertido” e o muro tipo “L” são apenas dois, de muitos tipos de muros de suporte. Como outros exemplos, existem os muros em contraforte, muros em gabião e muros de terra batida, existindo ainda outros tipos de estruturas de suporte como o caso das cortinas. No capítulo 3, é feita uma exposição mais aprofundada sobre muros de suporte, assim como das ações atuantes nessas mesmas estruturas.

1.5. Estrutura da Dissertação

A estrutura e a conceção deste trabalho escrito refletem os objetivos propostos inicialmente e seguem uma organização sequencial lógica para uma melhor apresentação dos temas mencionados. Esta dissertação encontra-se estruturada em seis capítulos e anexos.

Neste capítulo (Capítulo 1), é feita uma abordagem geral dos temas mencionados, o estágio curricular e os muros de suporte.

No capítulo 2 é feita uma descrição mais pormenorizada de todo o trabalho realizado nesse mesmo estágio, assim como tudo o que foi aprendido quer em termos mais teóricos quer em termos práticos, mas em contexto diário de trabalho.

Já no capítulo 3 estudam-se mais pormenorizadamente os muros de suporte assim como os métodos de obtenção dos coeficientes de impulso ativo e passivo, bem como das ações estabilizantes e destabilizantes que atuam no mesmo.

No capítulo 4 fez-se uma exposição geral a cerca do Eurocódigo 7 e do Eurocódigo 8, falou-se sobre as abordagens de cálculo e das múltiplas combinações, explicou-se a obtenção dos coeficientes de impulso, quer analiticamente quer por recurso aos ábacos, e falou-se também dos diversos estados limites. Referente ao Eurocódigo 8 estudaram-se as ações acidentais, mais propriamente as ações sísmicas. Mostrou-se como os coeficientes sísmicos são obtidos assim como os seus impulsos.

No capítulo 5, explica-se como a folha de cálculo em “Microsoft Excel” foi elaborada e foi realizada uma explicação geral de como esta funciona. Também se apresentaram dois exemplos, com muros de diferentes características, que foram verificados e calculados através da folha de cálculo criada.

Por fim, no capítulo 6, tecem-se as considerações finais e apresentam-se perspetivas de investigação futura deixadas em aberto neste trabalho.

Capítulo 2

Estágio Curricular

2. Estágio Curricular

2.1. Breve descrição da Empresa Ponto Urbano

A Ponto Urbano Consultores Imobiliários está sediada na Rua da Paz no nº 192, em Cacia, no distrito de Aveiro, sendo uma empresa recente, com apenas quatro anos.

É uma empresa com uma equipa jovem e dinâmica, direcionada para a construção de habitações, Uni e Multi Familiares, fazendo ainda algumas reabilitações, porém esta última não exprime muito volume do negócio total da empresa.

É uma empresa que conta com seis engenheiros, um Arquiteto, um Financeiro/Administrativo e um Comercial.

A Ponto Urbano Consultores Imobiliários é uma empresa que não faz apenas obras em Aveiro, mas também no Porto, Coimbra e Ílhavo. Alguns exemplos de empreendimentos realizados pela empresa são, o “Puro Homes”, o “Puro Tower”, o “Cinco Avenida”, o “Lux”, o “Porta 10”, o “Edifício Spot”, o “Garden” e o “Point”. Na Figura 3, apresenta-se o logotipo da empresa Ponto Urbano.



PONT URBANO

Figura 3 - Logotipo da empresa Ponto Urbano (Ponto Urbano,2019)

2.2. Medição e Orçamentação

Podemos definir medição na construção como a quantificação de trabalhos a executar numa dada obra, assim como a quantidade de um determinado material de construção, dando assim uma valiosa ajuda para a sua posterior gestão. (Almeida,2016)

As medições são um processo fundamental para posteriormente se puder fazer a orçamentação, mas não é só no aspeto que estas são fundamentais. Necessitamos das medições para planear, determinando assim a quantidades de recursos, quer materiais, quer mão-de-obra, elaborar autos de medição, controlo de faturação e conseqüente controlo económico das obras. (Almeida,2016)

Existe uma série de objetivos associados às medições: (Moderna,2008)

- Possibilitar a determinação prévia de custos e a orçamentação, total ou parcial, de uma obra;
- Permitir com relativa facilidade a quantificação de materiais, mão-de-obra, equipamentos e outros encargos existentes;
- Estabelecer uma base comum para a elaboração de orçamentos e de prazos de execução, necessários à apresentação de propostas para concorrer à execução de uma obra adjudicada;
- Permite a análise e o controlo de custos associados durante a execução de uma obra, permitindo assim uma gestão dos recursos financeiros;
- Facilita às empresas uma gestão eficiente dos recursos humanos existentes;
- Facilidade na elaboração e verificação dos rendimentos de mão-de-obra, materiais e equipamentos.

Cada elemento medido corresponde a uma unidade de medida diferente, essas unidades de medida podem ser consultadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Unidades de medida

Unidade	Designação	Simbologia
Genérica	Unidade	un
Genérica	Valor Global	vg
Comprimento	Metros lineares	ml
Superfície	Metro quadrado	m ²
Volume	Metro cúbico	m ³
Massa	Quilograma	kg

Exemplos de aplicação das unidades de medida apresentadas em cima:

- Unidade (Genérica) – Nº de misturadores de cozinha necessárias para determinado edifício;
- Valor Global (vg) - Valor para a colocação de caixilharias num determinado edifício;
- Metro linear (ml) - Quantidade de metros lineares de rodapé necessário para os quartos de um determinado edifício;
- Metro quadrado (m²) - Área de cerâmico necessário para paredes de WC de um determinado edifício;

- Metro cúbico (m³) – Quantidade de m³ de betão necessários ao levantamento da estrutura de um determinado edifício;
- Quilograma (kg) – Quantidade de kg de aço necessários para a estrutura de um determinado edifício.

É fulcral que as medições sejam o mais rigorosas possível, já que erros graves em medições resultará em impactos negativos enormes na orçamentação da obra.

Normalmente é o diretor de obra que realiza as medições, porém é aconselhável, que estas sejam revistas quer pelo próprio quer por um colega da empresa por exemplo.

É muito importante que os valores obtidos em duas ou mais verificações sejam o mais idênticas possível, permitindo assim saber com precisão o material necessário para fazer determinado trabalho.

Devem ser seguidas as normas utilizadas para efetuar medições.

2.2.1. Generalidades nas Medições da obra “Lux”

Como já referido anteriormente as medições constituem a determinação analítica das quantidades de matéria, quer material quer pessoal, previstos quer no projeto quer na obra.

Após as medições serem feitas devem ser organizadas em listas ou em mapas de medições.

No caso da Ponto Urbano as medições eram efetuadas ainda em fase de projeto, através das peças desenhadas fornecidas pelo projetista, e posteriormente os dados recolhidos eram colocados numa folha em “Microsoft Excel”.

Este ficheiro continha várias colunas, entre as quais: a descrição do trabalho/material, as quantidades, as unidades de medida, o desconto, caso esse existisse, e o valor final do trabalho/material.

Após o preenchimento de todas as linhas relativas às colunas supramencionadas, no final da tabela aparecia o valor total, ou seja, o valor da soma de todos os trabalhos e/ou materiais medidos.

De salientar que as medições elaboradas ainda em fase de projeto serão mais tarde comparadas com as medições realizadas em obra, elaboradas fase a fase, sendo que as medições em projeto serviam apenas para se ter uma ideia dos recursos necessários.

Após os trabalhos iniciarem foi necessário acertar com cada subempreiteiro o método de pagamento utilizado, elaborando para isso um contrato entre ambas as partes. A primeira equipa em obra, não contabilizando a equipa das paredes moldadas, pois nesse período ainda não me encontrava em estágio, foi a empresa responsável pela elaboração de trabalhos estruturais, como a armação de ferro, a cofragem e a betonagem.

Foi acordado com esse subempreiteiro que os pagamentos seriam feitos mensalmente e de acordo com a evolução dos trabalhos em obra, pois como podemos verificar na Figura 1, a área de implementação não poderia ser escavada toda de uma só vez, já que as paredes moldadas poderiam tombar com o peso da areia dos lados que estão virados para a estrada e a evolução dos trabalhos, apesar do objetivo ser sempre o de avançar rapidamente, tem de estar sempre interligada com a segurança de todos os que executam os diversos trabalhos.

As medições em obra servem para averiguar a compatibilidade entre o que foi executado e o que está previsto em orçamento, para além de ser uma ferramenta essencial e que permite ainda a quantificação dos recursos utilizados e necessários.

Como o ensoleiramento geral foi elaborado por troços, mensalmente foi medido juntamente com o Diretor de Obra e com o Subempreiteiro a quantidade de trabalhos executados.

Na Figura 4 consegue-se visualizar a evolução dos trabalhos, que serão realizados por troços, na obra do edifício “Lux”.



Figura 4 - Evolução dos trabalhos no ensoleiramento geral da obra "Lux"

Como se pode ver na Figura 4, os trabalhos de armação de ferro estavam a ser executados numa parte do ensoleiramento, porém no lado Norte pode verificar-se que o ensoleiramento

geral já está construído assim como também já há alguns elementos como muros de contraforte e pilares construídos no mesmo.

Na direção Este, verifica-se que o terreno ainda não foi escavado, o que permite uma maior segurança na laboração.

Resumidamente, no final de cada mês, as medições foram efetuadas (betão gasto, toneladas de aço aplicadas, metros lineares de cofragem aplicadas) em obra, para assim se proceder ao pagamento do subempreiteiro em questão.

Por todos os aspetos referidos anteriormente, percebe-se que não se pode menosprezar a importância de uma boa medição quer em projeto, quer em obra.

2.2.2. Generalidades da Orçamentação da Obra “Lux”

Admite-se que a atividade seguinte às medições passa pela orçamentação da obra.

Em geral, numa obra existem custos diretos e custos indiretos, e ambos os custos devem ser considerados para se fazer o orçamento previsto para a empreitada.

Os custos diretos têm a ver com o trabalho de campo, ou seja, os custos imputados à obra propriamente dita, como por exemplo os m³ de betão ou as toneladas de aço necessárias.

Por sua vez, os custos indiretos são associados a certas atividades que não estão diretamente ligadas à obra, porém são estritamente necessários. Exemplos destes custos são os salários de funcionários ou o pagamento de seguros e impostos.

É necessário identificar todos os serviços, sendo que esta análise necessita de ser realizada paralelamente ao projeto e em conjunto com a entidade executante.

Torna-se importante não confundir orçamento com orçamentação, já que a orçamentação é o processo de elaboração do resultado final dos custos de uma obra. O orçamento por sua vez é justamente esse resultado, ou seja, é o produto final da orçamentação. (Cruz,2016)

Na Ponto Urbano para uma melhor organização utilizam-se mapas comparativos em formato “Microsoft Excel” para uma melhor organização da orçamentação e utiliza-se também uma folha em “Microsoft Excel” para o orçamento final.

Após a listagem dos serviços ter sido elaborada deve-se recorrer aos vários fornecedores com quem a empresa trabalha de modo a obter um variado leque de preços, tomando-se assim a melhor opção (preços mais baixos e qualidade do serviço equivalente aos concorrentes).

No caso do estaleiro os preços eram fornecidos pelo técnico especializado, assim como as redes de especialidades, da estrutura, da rede de águas, da rede de esgotos, das redes de águas pluviais, das redes elétricas, da segurança contraincêndios, do AVAC, entre outras.

Na Tabela 2 tentou-se explicar a proveniência dos valores unitários para os preços presentes no orçamento.

Tabela 2 - Modo de obtenção de preços unitários

Capítulo	Descrição	Obtenção de preços unitários
1	Movimentação e desmontagem de estaleiro	Técnico especializado
2	Movimentação de terras	Valor solicitado ao fornecedor
3	Sistema estrutural	Técnico especializado
4	Alvenarias	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
5	Cobertura	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
6	Rebocos	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
7	Revestimentos exteriores de paredes	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
8	Revestimentos	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
9	Especialidades	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
10	Gesso Cartonado	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
11	Pinturas	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
12	Carpintaria	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
13	Serralharia	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
14	Caixilharia	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
15	Estores/Blackouts	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
16	Arranjos Exteriores	Bases de dados/ Valor solicitado ao fornecedor
17	Diversos	Técnico especializado

Como a Ponto Urbano tinha muitos empreendimentos em andamento tornava-se mais fácil a obtenção de alguns preços. Por exemplo, uma outra obra pertencente à empresa e que

estava já em fase de colocação de alvenarias, e sendo o diretor de obra o mesmo nas duas, realizou-se a adjudicação, relativamente às alvenarias, baixando assim o preço para ambas.

No caso dos equipamentos, na maioria das vezes, os preços que eram praticados à empresa eram fixos, como por exemplo o valor das gruas e das plataformas elevatórias. Quase todos estes valores eram valores de aluguer mensal, por este motivo pode-se também concluir que o cumprimento dos prazos da obra é fundamental para fazer cumprir o orçamento.

A Ponto Urbano tem como objetivo entregar os fogos aos clientes já prontos a habitar, ou seja, desde a fundação, passando pelos acabamentos e concluindo com artigos diversos de decoração, como o sofá, as televisões, os eletrodomésticos e todo o mobiliário, nada é deixado ao acaso, e conseqüentemente todos estes elementos entram no orçamento final.

Mesmo no início da obra, no caso no edifício “Lux”, os clientes já têm acesso a uma projeção final dos fogos, quer por maquetes quer por imagens promocionais, como se ilustra na Figura 5.

Caso o cliente final queira fazer alterações a alguns destes elementos, então, numa fase mais avançada da obra o preço por metro quadrado deve ser revisto não comprometendo assim o orçamento.



Figura 5 - Imagem ilustrativa do interior de um apartamento no edifício "Lux" (Ponto Urbano,2019)

2.3. Direção de obra

Obra define-se como todo o trabalho de construção, reconstrução, reparação, conservação ou adaptação de bens imóveis. (Semedo, 2009)

Existem assim dois tipos de obras, as obras privadas e as obras públicas. As obras privadas são realizadas a entidades privadas e as obras públicas são qualquer trabalho de construção, reconstrução, reparação, conservação ou adaptação de bens imóveis executados por conta de um contraente público. (Semedo, 2009)

Torna-se importante referir que durante o estágio curricular apenas foram abordadas as obras particulares.

O diretor de obra é o indivíduo direta ou indiretamente responsável por medir, orçamentar, elaborar autos de medição, adjudicar trabalhos a subempreiteiros, realizando planos de trabalho relativos á obra, entre outros.

Os planos de trabalhos são uma parte fulcral para a boa realização da obra, pois este permite que todas as atividades sejam bem programadas conseguindo gerir a empreitada de forma organizada, sem perdas de rendimento. Uma excelente ferramenta para ajudar a um bom planeamento de obra é o Programa Microsoft Project, ferramenta usada em quase todos os planeamentos.

Com o crescimento profissional e com o decorrer do tempo houve um aumento de responsabilidades, e conseqüentemente o desempenho de novos tipos de atividade no estágio. Uma destas novas atividades foi o acompanhamento a tempo inteiro dos trabalhos do edifício “Lux”, dando apoio direto ao diretor de obra.

O diretor de obra é sem dúvida um dos intervenientes mais importantes numa obra, seguidamente dar-se-ão alguns exemplos de quais as funções e deveres que este interveniente tem quer em fase de projeto quer na fase de execução.

As principais funções do diretor de obra em fase de projeto são: (Martins)

- Definir equipas de trabalho;
- Elaborar o plano de aprovisionamento de materiais;
- Decidir sobre a aquisição ou aluguer de equipamentos necessários;
- Estudar a organização do estaleiro e elaborar o seu projeto;
- Proceder ao planeamento detalhado da obra.

Na fase de execução, procedeu-se a uma constante reformulação de alguns dos aspetos supramencionados. Um deles é o programa de trabalhos elaborado inicialmente que se deve

ir adequando aos diversos condicionalismos que aparecem no decorrer da obra, sendo que as principais funções do diretor de obra na fase de execução passam por: (Martins)

- Analisar o projeto e avisar a fiscalização da obra das deficiências que encontre;
- Organizar o livro de obra para registo dos acontecimentos mais importantes relacionados com a obra;
- Efetuar o controlo de qualidade de acordo com as regras definidas pelo dono de obra;
- Elaborar o plano definitivo de trabalhos e o respetivo plano de pagamentos;
- Elaborar os pormenores de execução que se mostrarem necessários ou que sejam exigidos nos cadernos de encargos;
- Elaborar ou colaborar na elaboração do plano de segurança e de saúde para a fase de execução, adequado ao tipo de obra a executar visando a segurança de pessoas e bens, o qual deverá ter as medidas de prevenção adequadas para a prevenção de riscos profissionais;
- Estudar os processos construtivos mais adequados para a realização de determinados trabalhos;
- Apresentar à fiscalização da obra todos os documentos exigidos no caderno de encargos e outras disposições de natureza regulamentar ou legislativa, como por exemplo, tabela de salários, periodicidade de pagamento ao pessoal, etc.

No desempenho destas e de muitas outras funções, o Diretor de Obra poderá subdelegar parte delas, em colaboradores, em que neste caso o trabalho foi delegado ao estagiário, sendo que a responsabilidade final pela execução da obra recairá sempre sobre ele.

Como dito anteriormente algumas das funções supramencionadas recaíram sobre o estagiário, no subcapítulo seguinte falar-se-á um pouco do trabalho realizado por este na função de adjunto de diretor de obra.

2.4. Resumo do trabalho elaborado na empresa Ponto Urbano

Neste subcapítulo descreve-se de uma maneira geral o trabalho elaborado pelo estagiário, assim como as suas aprendizagens na empresa que o acolheu, a “Ponto Urbano”.

Numa primeira fase o estagiário realizou em grande parte, o trabalho dentro do escritório, ou seja, tarefas como as medições e a orçamentação, sendo que os tópicos acerca destes assuntos foram já abordados nos subcapítulos anteriores.

Após a fase de aprendizagem em ambiente de escritório, o estagiário passou assim para o trabalho em obra, local onde se aprendeu muito em contexto de obra, já que o mundo prático da Engenharia Civil é muito diferente do mundo teórico a que se está habituado em contexto académico.

Como referido anteriormente, a obra começou pela execução das paredes moldadas, sendo que estas serviam como um muro de contenção. As paredes moldadas funcionam muito bem em terrenos sem coesão ou em terrenos com um nível freático elevado, estando as duas características presentes no edifício “Lux”. Estas são cada vez mais utilizadas quer para servirem como contenções periféricas quer para trabalharem como muros de suporte.

Ao longo do tempo, esta técnica tem vindo a demonstrar eficácia e fiabilidade, tanto na fase construtiva como na fase de implementação, e estas podem ser aplicadas fundamentalmente em três situações: em elemento resistente de contenção periférica, como barreira à penetração da água em solos de nível freático elevado e como elemento de fundação de estrutura. (Brito, 1999)

De notar que se optou por este sistema no edifício “Lux” por diversos motivos, sendo que um deles foi que o espaço disponível para a elaboração de um muro de contenção era muito reduzido, e se a opção passasse por um método mais tradicional, o talude de onde o muro seria originário estaria já a ocupar a via pública, facto este que não poderia ser constatado.

Outro dos motivos, como já referido, foi a estanquidade à água, porém foram observados alguns problemas na zona das juntas de construção, problemas estes que se vão abordar mais à frente nesta dissertação.

Concluindo, a parede moldada irá também funcionar como elemento de fundação da estrutura, apesar da existência de ensoleiramento geral, realizado à posterior.

Como principal desvantagem deste método é que a solução em paredes moldadas é uma solução relativamente cara comparativamente com outras soluções.

Em relação a outras soluções equivalentes de contenção periférica, as vantagens das paredes moldadas são as seguintes: (Brito, 2001)

- É possível, sem problemas de maior, atingir maiores profundidades;
- Oferecem boas garantias de estanquidade à passagem de águas do terreno para o interior, desde que bem executadas;

- Método muito versátil face à natureza do solo (suscetível a aplicações com níveis freáticos elevados, terrenos com percolações de águas e/ou terrenos moles);
- Permite uma grande maleabilidade na programação das obras uma vez que a sua execução é feita por painéis isolados, permitindo inclusivamente várias frentes de trabalho.

Como desvantagens, considera-se:

- Trata-se de uma solução relativamente dispendiosa, devido ao processo de fabrico, recuperação e reciclagem das lamas bentoníticas, mas sobretudo por ter de se recorrer a ancoragens numa fase provisória;
- Em termos de dimensionamento, é muito condicionada pela fase provisória, o que, em termos de custos, é contraproducente;
- Exige equipamento e mão-de-obra especializados;
- Problemas ambientais derivados das lamas bentoníticas.

O processo construtivo das paredes moldadas é também muito diferente dos muros de suporte mais convencionais, pelo que, numa primeira fase constroem-se os muros guia, que têm a função de definir todo o perímetro da obra e servem também para a orientar a ferramenta de escavação usada, que na maior parte das vezes é um balde de maxilas. (Cernica, 1994)

Seguidamente deve-se fazer a escavação das “valas” de acordo com as dimensões dos painéis, sendo também importante garantir a substituição simultânea do material escavado por lamas bentoníticas. Estas têm a função de garantir a estabilidade das paredes das valas à medida que é efetuada a escavação. (Brito, 1999)

Por sua vez, após a escavação estar concluída devem ser colocadas as armaduras em gaiola que podem ainda, conter armaduras de espera, para posterior ligação às lajes dos pisos.

Em seguida deve ser feita a introdução do tubo de junta para que a betonagem submersa seja realizada, de salientar que esta deve ser feita de forma contínua. No final da betonagem os tubos de junta devem ser de imediato retirados, evitando assim que sofram os efeitos da presa do betão. (Coelho,1996)

Por fim, e após a execução dos passos anteriormente descritos devem ser demolidos os muros guia e a parte superior da parede para remoção do betão pobre e o empalme das armaduras com as da viga de coroamento. O processo de instalação de paredes moldadas, apresenta-se na Figura 6. (Brito,1999)

Caso a parede moldada não seja construída segundo as normas, podem ocorrer juntas de construção.

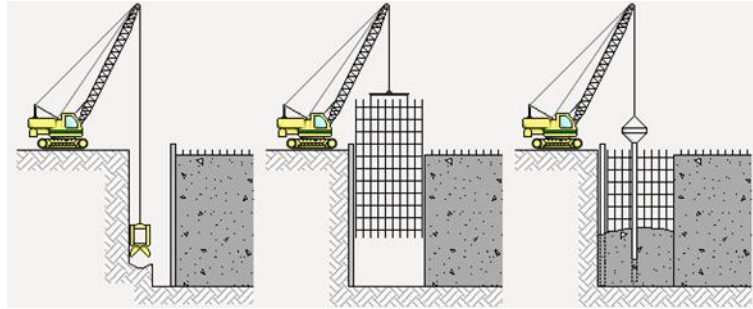


Figura 6 - Processo de instalação de Paredes Moldadas (CYPE Ingenieros)

Os problemas nas juntas de construção, mencionados anteriormente, podem ser constatados na Figura 7.



Figura 7 - Juntas de construção visíveis nas Paredes Moldadas

Como podemos verificar as juntas de construção são muito largas, o que iria fazer com que o custo fosse muito elevado para fazer com que as paredes moldadas cumprissem a sua função de estanquidade. Algumas destas juntas chegavam aos 15 cm de largura, ao nível da profundidade em alguns casos chegavam aos 25 cm, ou seja, podemos concluir que a solução não foi bem executada pelo subempreiteiro, sendo que é importante ainda referir que as

soluções estudadas não garantiam o normal funcionamento do elemento construtivo. Por estes motivos desistiu-se desta solução e começaram-se a fazer muros de suporte em consola, em que o primeiro trecho de muro de suporte está representado na Figura 8.



Figura 8 - Muro perimetral de suporte em consola

Nesta imagem é possível confirmar o que foi dito anteriormente, de que a escavação tem de ser realizada por troços, para assim ser garantido a estabilidade das paredes. É possível também verificar a existência de bombas de drenagem de águas vindas do solo, este fator foi também prejudicial para a execução da obra, já que as cotas originais tiveram que subir, porque seria impossível baixar o nível freático devido á proximidade com o mar, que era cerca de 200 metros.

Assim sendo, teve que se utilizar bombas de drenagem para no mínimo garantir que a água proveniente do mar, não subisse de tal forma que impossibilitasse a realização dos trabalhos.

Como mostram as Figuras 9 e 10 torna-se possível verificar que o nível freático estava a poucos milímetros da cota de trabalho, e de como as agulhas de drenagem eram colocadas, respetivamente.



Figura 9 - Nível freático coincidente com a cota de trabalho



Figura 10 - Colocação das agulhas de drenagem

A Figura 9 é bastante explícita no que diz respeito ao nível freático, sendo também possível verificar que existiam perfis HEB 200 para ajudar na contenção das paredes moldadas.

Com a Figura 10 é visível uma pequena demonstração da colocação das agulhas de drenagem colocadas manualmente. Cada agulha pode ir até cinco metros de profundidade ligando-se estas ao motor. Cada motor tinha capacidade para receber duas agulhas de drenagem, fazendo depois a expulsão da água marítima recebida para o exterior através de um outro tubo. Quase a totalidade destas agulhas foram perdidas, já que os motores funcionavam vinte e quatro horas por dia, e por vezes tornava-se impossível a remoção destas para a betonagem, fazendo com que estas não fossem retiradas.

Um outro aspeto que se tornou muito interessante e propício a uma grande aprendizagem foi a realização das caixas dos elevadores, sendo que este edifício tinha duas caixas de elevadores.

A Figura 11 auxilia na explicação do método utilizado para a colocação das caixas de elevador.



Figura 11 - Abertura da caixa de elevador

Na Figura 11 verifica-se a abertura da caixa de elevador com o auxílio de uma cinta feita em chapa. Esta chapa tinha dimensões superiores à caixa de elevador a implementar, e servia para que a areia circundante não esbarrasse para a caixa a implementar.

Após esta cinta estar colocada à cota correta, colocou-se uma outra caixa, sendo que esta tinha fundo. É nesta caixa que a caixa de elevador propriamente dita irá nascer, e será no fundo desta que será colocada a armadura do elevador, e posteriormente o betão, como se pode verificar na Figura 12.

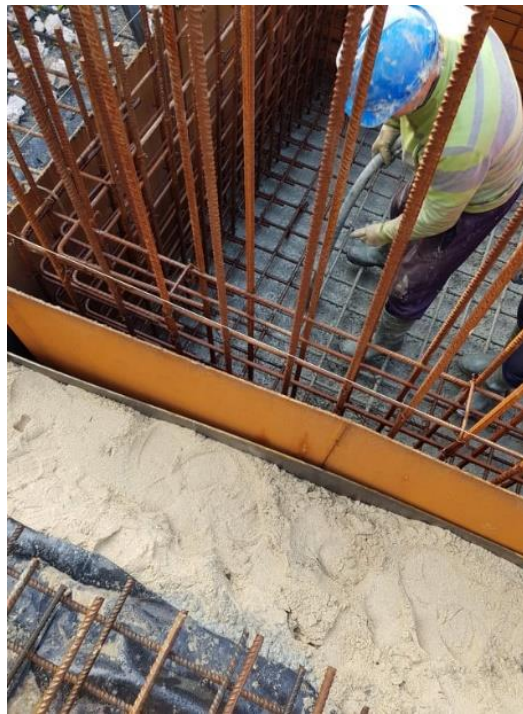


Figura 12 - Betonagem do fundo da caixa de elevador

Após a betonagem ataram-se ferros de diâmetro 16, aos ferros circundantes à caixa, soldando-os à mesma caixa, para que esta se movimentasse o menos possível. Após esta operação a caixa foi cofrada e betonada, como se pode verificar nas Figuras 13 e 14, respetivamente.



Figura 13 - Betonagem da caixa de elevador

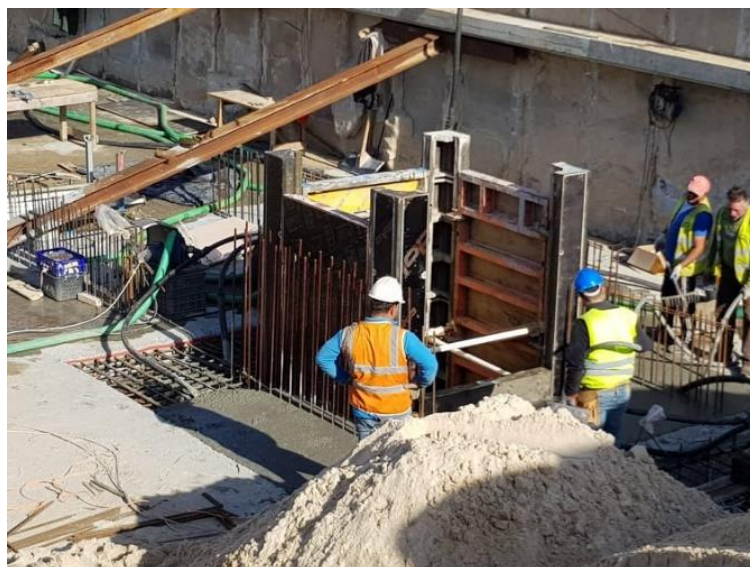


Figura 14 - Etapa final da betonagem da caixa de elevador

É importante notar que todo o betão de elementos estruturais, incluindo as caixas de elevador, deve ser convenientemente vibrado de modo a que não haja espaços vazios nas armaduras, fazendo com que os agregados do betão “circulem livremente” e sejam capazes de preencher toda a armadura.

Na Figura 13 nota-se um cordão vermelho no perímetro da caixa betonada, sendo este um produto Sika hidroexpansivo (SikaSwell A-2010), que quando a água entra em contacto com este ele expande, dificultando assim a passagem de água para locais indesejados. Este produto foi usado em todo o ensoleiramento geral, assim como em todos os muros de contenção.

Motivado pela água do solo nesta obra adotaram-se medidas, que não são muito usuais na maior parte das obras. Com o auxílio da Figura 15 e como explicado em baixo, é de notar as medidas tomadas para controlar a água no ensoleiramento geral.



Figura 15 - Elementos do ensoleiramento geral

Após a escavação, e estando esta concluída, coloca-se betão de limpeza na superfície a tratar, neste caso com uma espessura de 10 cm. Este betão serve para a regularização da superfície e também ajuda a estancar a água vinda do solo.

Como se pode ver na Figura 15, acima do betão de limpeza colocou-se plástico preto por toda a superfície que iria ser trabalhada, de modo também a ajudar na estanquidade.

A membrana amarela visível na Figura 15 é também um produto Sika (Sika WaterBar A-19) usada nas juntas e sapatas de pilares e muros.

Como o ensoleiramento geral foi feito por troços, em todo o comprimento das extremidades do troço betonado tornou-se muito importante o uso deste material (Figura 16) já que esta membrana tem a função de dissipar a água e não deixar passar a mesma para a superfície do ensoleiramento geral, ou seja, a selagem ativa das juntas, Figura 17.



Figura 16 - Aplicação de Sika Water Bar nas juntas de ensoleiramento



Figura 17 - Selagem ativa das juntas com o produto Sika Water Bar (Sika)

Todo o ensoleiramento foi feito de acordo com o processo descrito anteriormente, ficando apenas a faltar a explicação de como foram executados os pilares e os muros de contenção.

Os pilares foram os elementos estruturais mais simples, sendo que só foi necessário verificar no quadro de pilares o aço necessário em cada pilar, armar, cofrar e por fim betonar.

Já os muros perimetrais foram feitos com uma sapata de 45 cm de altura e com 85 cm de largura, tendo estes 25 cm de espessura.

Todos os muros perimetrais foram elaborados com malha dupla com ferro de diâmetro 16 com um espaçamento de 15 cm entre varões. Nestes muros foi também utilizado o cordão

Sika Swell A-2010, pois caso a água subisse até ao topo da sapata, facto este muito pouco provável, este iria expandir e estancar a água naquele local, como mostra a Figura 18.



Figura 18 - Armadura dos muros perimetrais

Após a colocação da armadura, coloca-se a cofragem e após esta estar devidamente aplicada, ou seja, devidamente apertada, pode proceder-se à sua betonagem, como é demonstrado na Figura 19. De notar também que a camada de betão de limpeza foi elaborada com um betão C16/20, já os restantes elementos estruturais, incluindo o ensoleiramento foi elaborado com um betão C35/45 hidrófugo.



Figura 19 - Betonagem feita num dos muros perimetrais do edifício em estudo

Após a betonagem de todos os elementos do ensoleiramento geral, como pilares, muros, caixas de elevador, entre outros, procedeu-se à cofragem, escoramento e posterior betonagem, da laje do piso -1, pois o edifício tinha duas caves.

Para a betonagem da laje, numa primeira fase foi necessário o escoramento, esta laje tinha 720 m² e por isso foi necessário um grande número de escoras. À medida que a colocação de escoras foi avançando no terreno foram também colocadas as tábuas de madeira que serviram de cofragem para a laje, como podemos verificar na Figura 20.



Figura 20 - Colocação de escoras de suporte para a laje do piso -1

A armadura usada foi exatamente a mesma armadura que já tinha sido utilizada nos muros perimetrais, ou seja, diâmetro 16 com espaçamento de 15 cm entre varões.

Após a colocação de todo o escoramento necessário, da cofragem e da armadura, procedeu-se à betonagem da laje. Nesse mesmo dia fez-se também o tratamento escovado da laje dando um outro aspeto ao betão da laje, já que esta não iria levar enchimento.

Depois deste dia, o estágio terminou, considerando que o estagiário aprendeu muito com a experiência quer ao nível de trabalho de gabinete, quer a nível de obra. Nas Figuras 21 e 22, mostra-se a betonagem da laje, assim como o tratamento escovado da mesma, respetivamente.

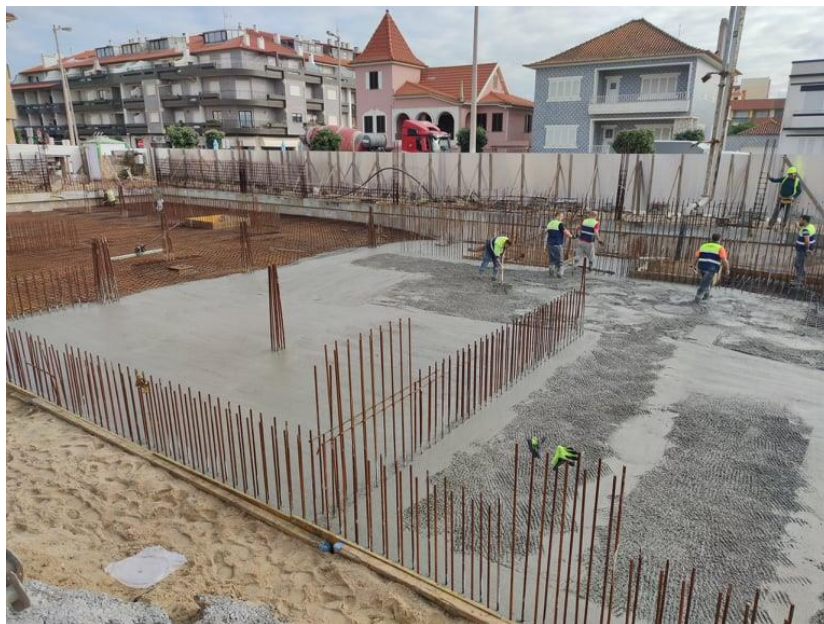


Figura 21 - Betonagem da laje de piso -1



Figura 22 - Acabamento dado na laje do piso -1

Capítulo 3

Muros de soporte

3. Muros de Suporte

O objeto de estudo principal deste relatório são os muros de suporte em especial os muros em consola, assim como a realização de uma folha de cálculo em Microsoft Excel, em que os resultados serão apresentados nos capítulos seguintes, como já foi mencionado anteriormente nesta dissertação.

Os muros de suporte em consola são apenas um dos tipos de muros de contenção de terras, existem também muros de gravidade, gabiões, muros de betão armado, entre outros. Existem também outras estruturas, mas que não designados de muros de contenção de terras, como são exemplos as cortinas de estacas.

Pode-se verificar algumas das características das estruturas supramencionadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Principais tipos de estruturas de contenção e as suas utilizações

Principais tipos de estruturas de contenção	Utilização indicada
Muros de gravidade (não armados- peso próprio anula trações)	Materiais que não resistem a trações
Muros de betão armado em consola (com ou sem ancoragem)	Muros com $H \leq 6m$
Muros de betão armado com contrafortes (em geral não ancorados)	Muros com $H > 6m$
Muros tipo de Berlim (painéis de betão armado ou madeira, em geral ancorados ou escorados, com função resistente)	Acima do Nivel Freático em zonas urbanas (ex: caves)
Paredes moldadas em betão armado (em geral ancoradas ou escoradas, com função resistente e impermeabilizante)	Abaixo do Nivel Freático em zonas urbanas (ex: caves)
Cortinas de estacas tangentes ou secantes (alternativa às paredes moldadas em terrenos rochosos)	Abaixo do Nivel Freático em zonas urbanas (ex: caves)
Muros de gabiões (muros de gravidade constituído por cestos, em rede metálica, preenchidos por brita ou seixo)	Quando o pré-esforço não é importante
Cortinas de estacas prancha-perfis metálicos cravados (em geral ancoradas/ escoradas ou encastradas)	Obras provisórias (com reutilização de perfis)
Cortinas de colunas de jet grouting (com ou sem armaduras-perfis)	Solos Arenosos

Como se pode verificar os muros de betão armado em consola, como mostra na Tabela 3, encontram-se destacados, pois são estes o objeto de estudo principal deste capítulo, por outro lado, fez-se também uma breve exposição sobre os muros de gravidade, pois estes e os muros em consola em “L” ou “T invertido” são os mais comuns. Assim, apresentam-se no seguinte subcapítulo algumas considerações sobre as referidas estruturas.

3.1. Muros de Gravidade

São muito diversos os muros de suporte de gravidade no que respeita ao material constitutivo, à forma e ao processo construtivo. Os dois primeiros aspetos estão fortemente interligados, de modo que na Figura 23 se demonstram os materiais e as formas, mais comuns. (Matos Fernandes,2011)

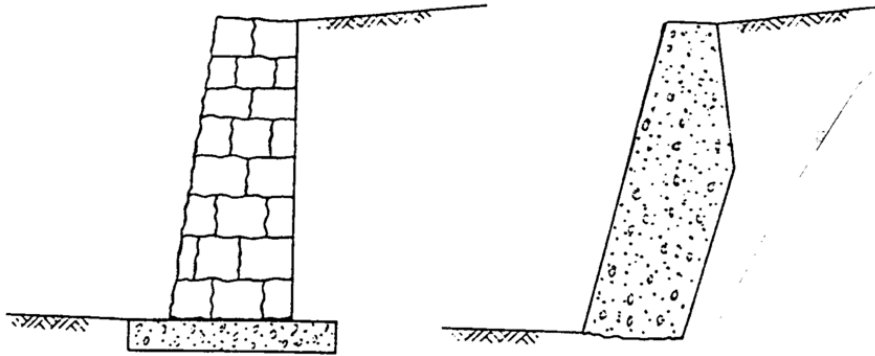


Figura 23 - Muro de alvenaria de pedra (esquerda) e muro de betão simples (direita) (Matos Fernandes,2011)

Os muros de alvenaria de pedra são das mais antigas estruturas de engenharia civil. Estes muros foram aprimorados na sua idealização e construção ao longo dos anos.

Os muros de betão são também muito correntes: betão ciclópico para alturas modestas a moderadas e betão armado, e por vezes pré-esforçado, para maiores alturas.

Nos muros de betão armado os esforços estruturais são proporcionais à altura do muro, portanto quanto mais alto for o muro mais esforços o muro terá que suportar. Por exemplo, sendo o diagrama de pressões triangular, o momento fletor na base do paramento vertical cresce com o cubo da altura deste paramento. Por isso, a partir de certo valor de altura das terras suportadas passa a ser vantajoso o uso de contrafortes, que permitem reduzir a espessura e a armadura do paramento vertical e também da própria sapata, embora requeiram cofragem mais dispendiosa e maiores dificuldades na execução do aterro no tardo, como representado na Figura 24. (Matos Fernandes,2011)

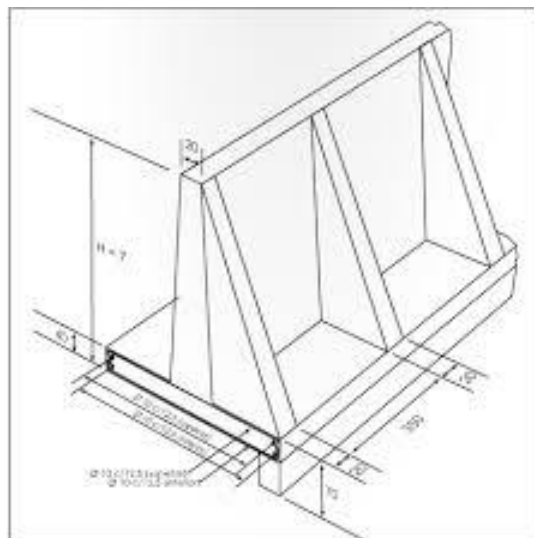


Figura 24 - Muro de betão com contrafortes (Matos Fernandes,2011)

Os muros de gabiões, constituídos por caixas paralelepípedicas de rede de aço galvanizado, preenchidas por brita e executadas com fio de aço galvanizado em forma hexagonal (aberturas com dimensões inferiores ao diâmetro das menores pedras), revestidos com uma camada de PVC que proporciona uma elevada eficiência contra a ação de intempéries, água e solos agressivos.

Estes constituem a versão moderna dos muros de alvenaria. A sua aplicação é muito corrente nas obras viárias, nas quais oferecem boa integração paisagística, como se verifica na Figura 25.

Segundo Gerscovich (Gerscovich, 2010) deverão ser utilizadas pedras de granito em detrimento das pedras calcárias, devido á expansão destas últimas em presença de humidade, podendo assim ocorrer deformações nas gaiolas da rede, é importante referir que as dimensões das pedras devem ser reduzidas (até 20 cm).

A principal vantagem dos muros de gabiões sobre os outros reside na sua elevada permeabilidade, altamente drenante e na flexibilidade que induz numa capacidade de sofrerem deslocamentos e deformações sem se romperem.



Figura 25 - Muro de Gabiões

Dentro dos muros de betão ciclópico, os mais usuais são os muros-cais que constituem um caso especial, já que o betão é pré-fabricado em estaleiro, e seguidamente são levados para o local de construção, onde são afundados. (Matos Fernandes,2011)

Como referido na Tabela 3, os muros de gravidade são estruturas de terras em que o seu peso próprio se revela no principal elemento responsável pela sua estabilidade e são geralmente utilizados em locais em que o solo apresenta boas capacidades resistentes (Domingues, 1997).

De acordo com Cernica (Cernica,1994), a geometria corrente para este tipo de muro é do tipo da ilustrada na Figura 26.

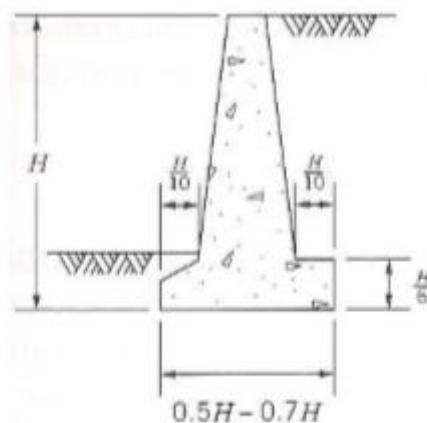


Figura 26 - Geometria de muros de gravidade (Cernica, 1994)

No entanto, Domingues (Domingues,1997) apresenta três perfis básicos para o projeto de muros de gravidade: retangular, trapezoidal e em escada.

Domingues (Domingues,1997) refere que o muro de gravidade com perfil retangular é económico para alturas até 2 metros e geralmente concebido em betão ciclópico. Na Figura 27, mostra-se uma ilustração deste tipo de muro.

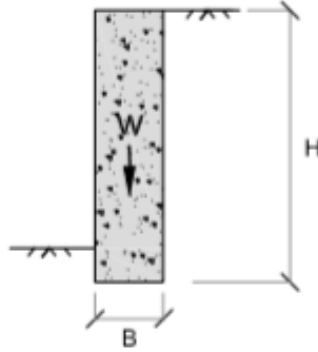


Figura 27 - Muro de gravidade com perfil retangular (Domingues, 1997)

Onde:

- H- Altura total do muro;
- B- Largura da base;
- W- Peso próprio do muro.

Segundo Moliterno (Moliterno,1980), podem ser adotadas, para o pré-dimensionamento dos muros de gravidade com secção retangular, as dimensões presentes na Tabela 4.

Tabela 4 - Dimensões para o pré-dimensionamento (Moliterno,1980)

Tipo de estrutura	Dimensão
Muro em alvenaria de tijolo	$B=0,4 H$
Muro de betão ciclópico	$B=0,3 H$

Por outro lado, os muros de gravidade de secção trapezoidal são mais económicos que os de perfil retangular, e podem ser aplicados em alturas até 4 metros.

A geometria proposta por Moliterno (Moliterno,1980) apresenta-se na Figura 28, de referir que se destaca a face externa da parede inclinada, fazendo com que o centro de gravidade se situe do lado do terreno suportado.

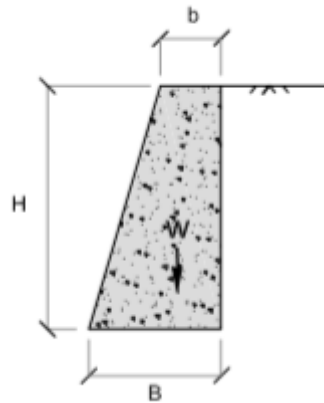


Figura 28 - Muro de gravidade com perfil trapezoidal (Domingues, 1997)

Moliterno (Moliterno,1980) apresenta as seguintes dimensões a considerar no pré-dimensionamento dos muros em perfil trapezoidal:

$$b = 0.14 H \quad (3.1)$$

$$B = b + \frac{H}{3} \quad (3.2)$$

Por sua vez os muros com perfil em escada, de construção em alvenaria de pedra, foram também analisados por Domingues (Domingues,1997), que os apresenta úteis nas mesmas circunstâncias que os de perfil trapezoidal, mas revelando-se estes mais económicos.

Na Figura 29 ilustra-se a geometria dos muros em questão.

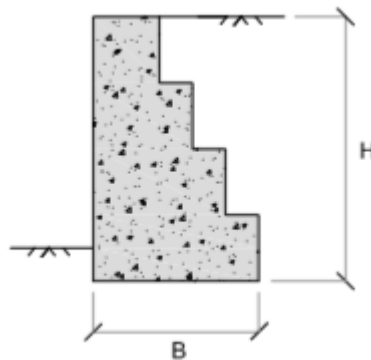


Figura 29 - Muro de gravidade com perfil em escada (Domingues, 1997)

Por fim, e para terminar a exposição sobre muros de gravidade, considera-se que os muros de pneus são estruturas pouco usadas. No entanto, revela-se interessante o seu estudo, pois revelam um custo muito reduzido comparado com os muros supramencionados.

Apresentam-se como muros de gravidade e são construídos através de pneus usados, dispostos horizontalmente, amarrados entre si, normalmente com arame, após a sua amarração estes são preenchidos com solo compactado.

Este tipo de muro permite muitos deslocamentos horizontais e verticais devido à elevada flexibilidade do material, como é evidente estes deslocamentos são muito superiores aos deslocamentos visíveis nos muros de alvenaria ou de betão. Por este facto não deverão ser aplicados em contenções que sirvam de suporte a estruturas pouco deformáveis, como fundações ou vias ferroviárias.



Figura 30 - Representação de um muro em pneus

3.2. Muros em consola

A maior parte dos muros atualmente projetados e executados são muros em consola, ou seja, muros com secção tipo “L” ou tipo “T invertido”. Estes muros de suporte surgem geralmente através de estruturas esbeltas e apresentam como dificuldade principal na sua análise a determinação dos impulsos ativos e passivos que atuam sobre eles.

É importante também salientar que os muros em consola resistem essencialmente a impulsos por flexão, estes utilizam o seu peso combinado com parte do peso do maciço que descarrega no seu elemento de fundação para evitarem uma possível translação na direção da ação.

Para tal, existe a necessidade das armaduras da sapata e do paramento serem calculadas, tendo em especial atenção a ligação entre elas. Neste tipo de muros pode-se considerar o uso de parte do peso próprio do maciço suportado, apoiado sobre a base, de forma a garantir um maior equilíbrio do mesmo. (Carneiro Matos,2011)

A geometria deste tipo de muros é sugerida por Cernica (Cernica,1994) e ilustrada na Figura 31.

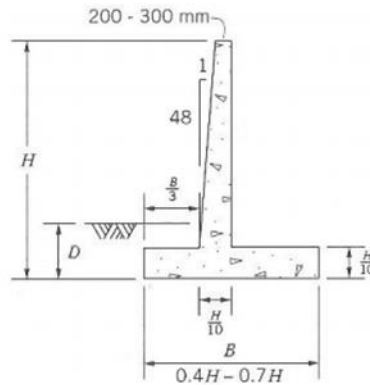


Figura 31 - Geometria de muro em consola sugerido por Cernica (Cernica,1994)

Caso a resistência ao deslizamento não atinja os valores pretendidos podem ser adicionados a estes muros ancoragens, de modo a aumentar a resistência ao deslizamento. Esta solução poderá ser adotada caso o espaço disponível seja limitado ou exista um solo demasiado resistente na fundação. As ancoragens podem encontrar-se ou na base, ou no topo do muro, estando, nesta última vertente fixadas a uma placa de ancoragem, como podemos verificar na Figura 32. (Silva Vieira,1997)

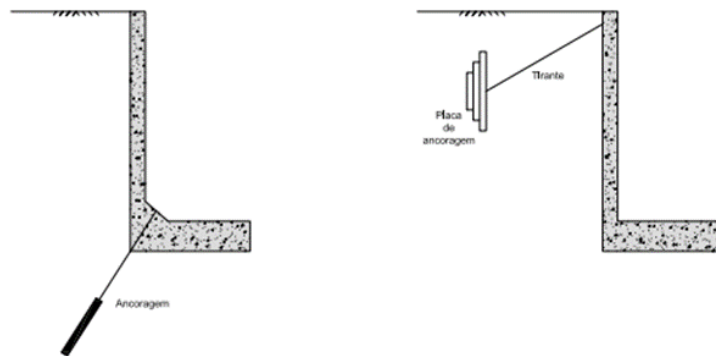


Figura 32 - Fixação de ancoragens em muros de suporte

Os impulsos de terras habitualmente considerados no dimensionamento deste tipo de estrutura recorre, com regularidade às teorias de Rankine e Coloumb.

Torna-se importante referir que a principal diferença entre muros de gravidade e muros em consola é que nos muros em consola podem ser contabilizados os esforços resistentes de flexão. No subcapítulo seguinte será elaborada uma exposição mais profunda destas duas teorias.(Matos Fernandes,2011)

3.3. Métodos de determinação de impulsos ativos

3.3.1. Método de Rankine

O método de Rankine foi apresentado para condições altamente idealizadas, apresentam-se de seguida algumas das hipóteses em que foi baseado:

- Maciço de solo granular e homogéneo;
- A superfície do terreno é horizontal;
- O paramento é vertical e rígido;
- O solo não é coesivo;
- É nulo o ângulo de atrito entre o solo e o paramento.

Cumprindo as condições supramencionadas, as tensões horizontais atuantes no maciço, com profundidade z serão:

$$\sigma'_h(z) = K\sigma'_v(z) \quad (3.3)$$

Integrando a expressão 3.3 entre a superfície e uma determinada profundidade h , obtém-se a resultante das pressões atuantes até aquela profundidade, isto traduz-se no impulso de terras dado pela expressão 3.4 em que K representa o coeficiente de impulso ativo ou o coeficiente de impulso passivo, dependendo do caso pretendido.

$$I = \int_0^h K\sigma'_v dz = \frac{1}{2}K\gamma h^2 \quad (3.4)$$

O ponto de aplicação do impulso, para maciço homogéneo, está a uma profundidade de $(2/3H)$, ou seja, a uma distância de $(1/3H)$ da base do paramento.

3.3.1.1. Coeficientes de impulso ativo e passivo segundo Rankine

A relação entre as tensões efetivas horizontais e verticais atuantes num dado ponto do maciço, em Mecânica dos Solos designa-se por coeficiente de impulso.

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (3.5)$$

Quando as tensões efetivas quer horizontais ou verticais correspondem ao estado em repouso, então este coeficiente designa-se por coeficiente de impulso em repouso.

Para solos normalmente consolidados o coeficiente de impulso em repouso pode ser obtido a partir da seguinte expressão:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (3.6)$$

A relação entre a tensão efetiva horizontal no estado ativo e a sua tensão efetiva vertical dá-nos o coeficiente de impulso ativo K_a .

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.7)$$

Por outro lado, o coeficiente de impulso passivo, K_p , é o quociente da tensão efetiva horizontal no estado passivo pela correspondente tensão efetiva vertical:

$$K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.8)$$

A tensão efetiva vertical presente nas equações 3.7 e 3.8 não é obrigatoriamente a tensão efetiva vertical de repouso. Como se poderá verificar nos problemas de interação solo-estrutura em que os conceitos de estado ativo e passivo são utilizados, pode haver situações em que, por carregamento da superfície, o estado de tensão vertical de repouso foi modificado. Por outro lado, apenas no âmbito da teoria original de Rankine é que as tensões que intervêm na definição de K_a e K_p são as tensões horizontal e vertical.

As deduções feitas do coeficiente de impulso ativo e passivo foram feitas através das circunferências de Mohr, Figura 33, e de acordo com a dedução (Matos Fernandes,2011):

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\varphi'}{1 + \text{sen}\varphi'} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3.9)$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\varphi'}{1 - \text{sen}\varphi'} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3.10)$$

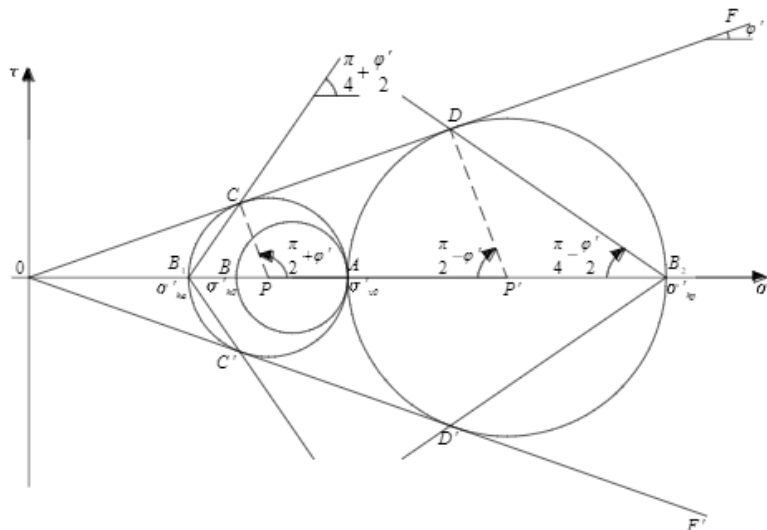


Figura 33 - Dedução dos coeficientes de impulso com o auxílio das circunferências de Mohr (Matos Fernandes,2011)

3.3.1.2. Impulsos ativo e passivo segundo Rankine

Nas condições mencionadas no início do subcapítulo 3.3.1, o método de Rankine permite o cálculo para uma dada profundidade da tensão horizontal (a pressão) sobre um paramento estrutural.

Sendo γ o peso volúmico do solo as tensões sobre o paramento a uma profundidade z :

$$\sigma'_{ha}(z) = K_a \sigma'_v(z) = K_a \gamma z \quad (3.11)$$

$$\sigma'_{hp}(z) = K_p \sigma'_v(z) = K_p \gamma z \quad (3.12)$$

Nas equações 3.11 e 3.12 os valores de K_a e K_p são os mesmos coeficientes resultantes das equações 3.9 e 3.10.

As resultantes das pressões ativas e passivas até à profundidade fictícia h , são então considerados os impulsos ativos e passivos por metro linear de desenvolvimento do paramento.

Os impulsos ativos e passivos podem ser obtidos através das seguintes expressões:

$$I_a = \int_0^h K_a \sigma'_v dz = \int_0^h K_a \gamma z dz = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \quad (3.13)$$

$$I_p = \int_0^h K_p \sigma'_v dz = \int_0^h K_p \gamma z dz = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 \quad (3.14)$$

A Figura 34 serve para o auxílio do cálculo destes impulsos, de notar que se o maciço for homogéneo os diagramas de pressões são triangulares, fato que se explica através do círculo de Mohr na obtenção dos coeficientes ativos e passivos. (Matos Fernandes, 2011)

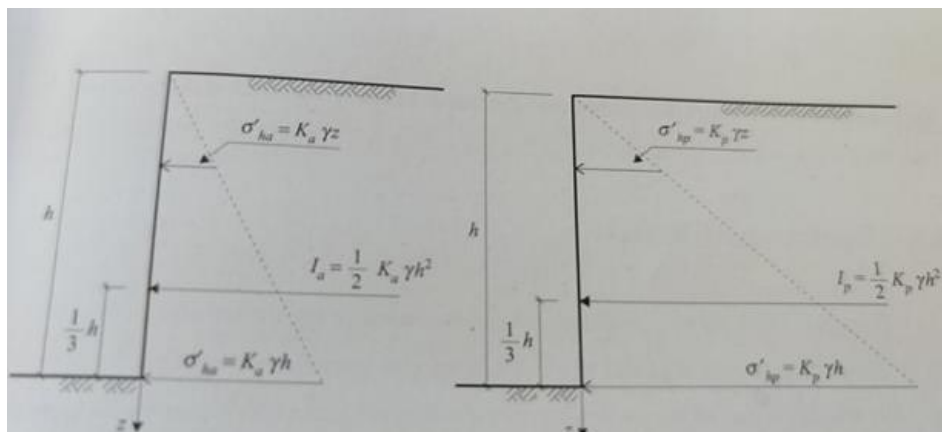


Figura 34 - Diagrama de pressões ativas e passivas (Matos Fernandes, 2011)

O ponto de aplicação dos impulsos, como se pode verificar situa-se a uma profundidade de $\frac{2}{3}$ da altura total do paramento, caso o maciço seja homogéneo. Atendendo às expressões 3.9 e 3.10 pode concluir-se que a grandeza de K_a diminui com o aumento do ângulo de resistência ao corte, já a grandeza de K_p aumenta quando este mesmo ângulo cresce. (Matos Fernandes,2011)

3.3.1.3. Distribuição das pressões em casos em que existem sobrecargas uniformes verticais na superfície do terreno

Como se mostra na Figura 35, na superfície do maciço pode verificar-se a existência de uma sobrecarga (q) uniformemente distribuída ao longo deste mesmo maciço, assim aumentando a altura z, a tensão vertical efetiva em qualquer ponto do maciço também aumentaria.

$$\sigma'_v = \gamma z + q \tag{3.15}$$

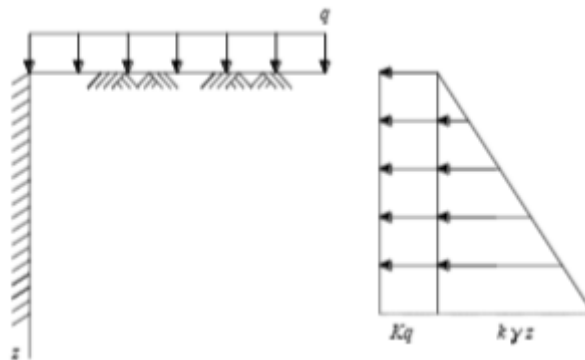


Figura 35 - Aplicação do método de Rankine quando existe uma sobrecarga vertical na superfície do maciço (Matos Fernandes,2011)

A pressão ativa ou passiva, atuante sobre o paramento à profundidade z (caso o maciço se encontre em equilíbrio limite) representa-se na expressão 3.16:

$$\sigma'_h(z) = K\sigma'_v(z) = K\gamma z + Kq \tag{3.16}$$

Em que K, mais uma vez, é considerado como K_a ou K_p , consoante o caso.

Pode concluir-se que a sobrecarga distribuída presente na superfície do terreno e em situação de equilíbrio, criará um diagrama uniforme de pressões sobre o paramento definido por uma pressão igual à multiplicação do valor efetivo da sobrecarga pelo coeficiente de

impulso, ativo ou passivo. Deve adicionar-se o diagrama resultante ao diagrama de pressões de terras. (Matos Fernandes,2011)

3.3.1.4. Maciços estratificados

O que foi referido no ponto 3.3.1.1. pode ser usado para o cálculo de pressões no caso de maciços estratificados, em que em cada estrato estejam perfeitamente conhecidos os valores dos pesos volúmicos e ângulo de resistência ao corte, neste caso os valores paramétricos irão sempre diferir de estrato para estrato, já que cada estrato representa um material, uma coesão, um peso volúmico...

Pela análise da Figura 36 a pressão no ponto imediatamente acima da superfície de separação dos estratos é calculada (e vale K_1, γ_1, h_1):

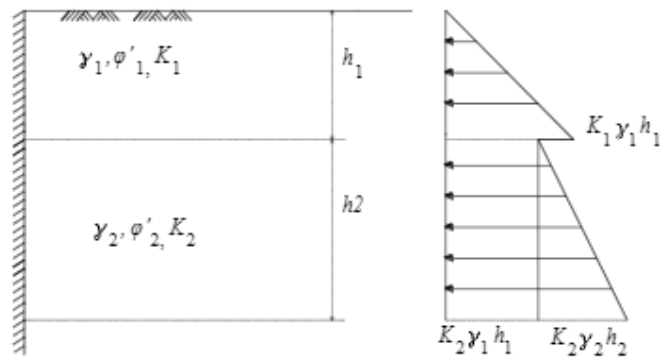


Figura 36 - Aplicação do método de Rankine a maciços estratificados (Matos Fernandes,2011)

$$\sigma'_{ha}(z) = K_a \sigma'_v(z) = K_a \gamma z \quad (3.17)$$

$$\sigma'_{hp}(z) = K_p \sigma'_v(z) = K_p \gamma z \quad (3.18)$$

Sendo K_1 o coeficiente de impulso ativo ou passivo do estrato 1.

O estrato 1 irá fazer uma sobrecarga no estrato 2 no cálculo das pressões para as profundidades correspondentes ao estrato 2. Esta sobrecarga uniformemente distribuída de valor $h_1 \gamma_1$, dará na zona em causa origem a um diagrama uniforme de valor $K_2 \gamma_1 h_1$.

O diagrama resultante, soma-se ao diagrama de pressões do estrato 2, às quais à profundidade do estrato 2 (h_2), abaixo da superfície de separação dos estratos 1 e 2, valem

$K_2\gamma_2h_2$. Pelo facto de ϕ'_1 e ϕ'_2 serem diferentes, K_1 e K_2 , também vão ser, logo o diagrama resultante, representado no diagrama à direita da Figura 36, apresenta uma descontinuidade à profundidade da separação dos estratos. (Matos Fernandes,2011)

3.3.1.5. Distribuição de pressões em maciços com nível freático

Em alguns maciços é provável que existam lençóis freáticos estacionários ou não, e neste caso o problema deve ser encarado como se existissem 2 estratos, um acima e outro abaixo do nível freático.

No caso do estrato abaixo do nível freático definiu-se o peso volúmico como γ' (peso volúmico submerso), por sua vez o peso volúmico do estrato acima definiu-se como γ .

Caso o maciço ou parte deste esteja submerso é natural que as pressões de terras decresçam, porém a estas pressões devem ser adicionadas as pressões hidrostáticas, sendo então o impulso total o conjunto dos impulsos da terra mais os impulsos da água.

No caso ativo este impulso (terra + água) será menor do que no caso em que não exista nível freático, acontecendo o contrário no caso passivo.

A Figura 37 esquematiza o processo de cálculo.

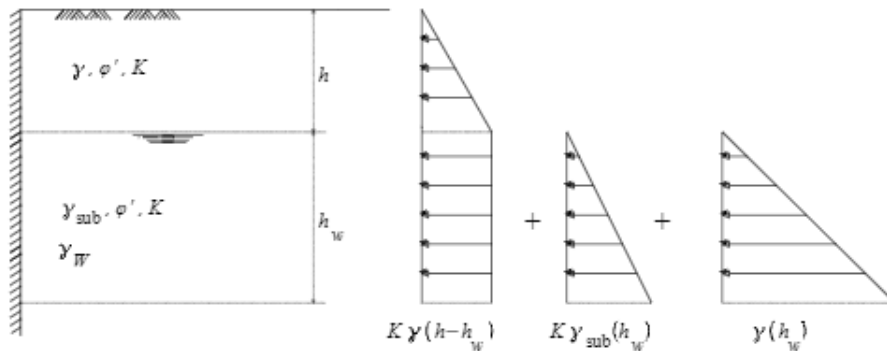


Figura 37 - Aplicação do método de Rankine em maciços parcialmente submersos (Matos Fernandes,2011)

O primeiro diagrama é referente ao solo acima do nível freático, como se pode verificar o impulso cresce desde a superfície do terreno até ao local onde se encontra o lençol freático mantendo-se após do nível freático constante, já que aquele solo pode considerar-se uma carga uniforme de valor: $\gamma(h-h_w)$. O segundo diagrama refere-se ao solo abaixo do nível freático, por sua vez o terceiro diagrama é o das pressões hidrostáticas.

Uma vez que o solo é o mesmo, ou seja, tem as mesmas características acima e abaixo do nível freático, o diagrama resultante apresenta a profundidade do nível freático num ponto de quebra, mas não uma descontinuidade. (Matos Fernandes,2011)

3.3.1.6. Coeficientes de impulso em solos sem coesão

Desde que todos os critérios apresentados no início do subcapítulo 3.3.1 os coeficientes de impulso ativo e passivo calculam-se através das expressões 3.9 e 3.10.

No caso em que a superfície do maciço apresente uma inclinação β , os coeficientes de impulso ativos e passivos podem ser obtidos através das expressões 3.19 e 3.20, respetivamente.

Estas expressões são fruto de uma extensão do método de Rankine para maciços com superfície inclinada ou/e paramentos não verticais. (Matos Fernandes,2011)

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (3.19)$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (3.20)$$

3.3.1.7. Coeficientes de impulso em solos com coesão

Para um maciço com coesão e com o ângulo de atrito em situações de equilíbrio limite de Rankine, os coeficientes de impulso ativo e passivo, respetivamente, são calculados pelas expressões 3.21 e 3.22, sendo estas denominadas por equações de Rankine- Résal.

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} - \frac{2c}{\sigma'_v} \frac{\cos \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (3.21)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} - \frac{2c}{\sigma'_v} \frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (3.22)$$

A combinação da expressão 3.21 com a expressão 3.17, resulta na expressão 3.23 que permite o cálculo das tensões horizontais de terras.

$$\sigma'_{ha} = \gamma z \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} - 2c' \frac{\cos \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (3.23)$$

Pode concluir-se através da expressão 3.23 que desde a superfície até a uma profundidade fictícia Z_0 , dada pela expressão 3.24, que o maciço está sujeito a tensões de tração.

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (3.24)$$

Estas tensões de tração poderão originar fendas desde a superfície do maciço até á profundidade z , caso o solo não aguente estas trações, porém estas fendas podem ser preenchidas por águas pluviais e sendo assim aumentar também o valor do impulso, então e conforme sugere Bowles (Bowles,1997) o diagrama de tensões horizontais ativa adotado nestas situações foi diferente do teórico, conforme representado na Figura 38.

Torna-se importante referir que a ocorrência destas fendas não ocorre no estado passivo, pois as tensões de tração não se verificam neste estado.

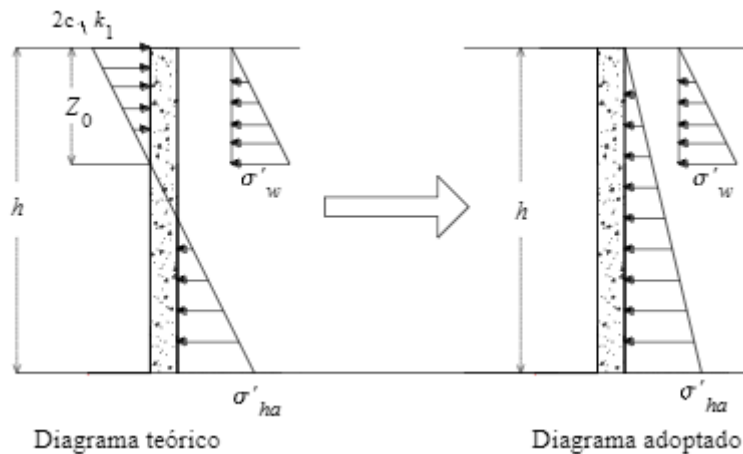


Figura 38 - Diagrama de pressões no maciço com coesão

Tudo o que foi referido até este ponto em relação a solos com coesão aplica-se a maciços com superfície horizontal, quando esta apresenta inclinação β .

3.3.2. Teoria de Coulomb

Para determinar os coeficientes de impulso seguindo a teoria de Coulomb é necessário arbitrar-se uma superfície de deslizamento cineticamente admissível. Esta superfície delimita uma cunha de solo adjacente ao maciço, que se comporta e destaca do próprio maciço em situações de deslocamentos. (Matos Fernandes,2011)

Considerando que esta superfície seja um corpo rígido, os impulsos podem ser determinados através do equilíbrio de forças atuantes nessa superfície, como representado na Figura 39.

Torna-se importante referir que a teoria de Coulomb é baseada em várias hipóteses para que se possa obter os coeficientes de impulso pretendidos, as seguintes hipóteses são: (Matos Fernandes,2011)

- O muro é suficientemente extenso para que os efeitos tridimensionais sejam desprezíveis;
- O muro move-se suficientemente para que a totalidade da resistência ao corte ao longo da superfície fictícia de deslizamento se mobilize.
- O maciço é constituído por solo emerso, homogéneo e não coesivo;
- A superfície de deslizamento é plana, situando-se na sapata do muro.

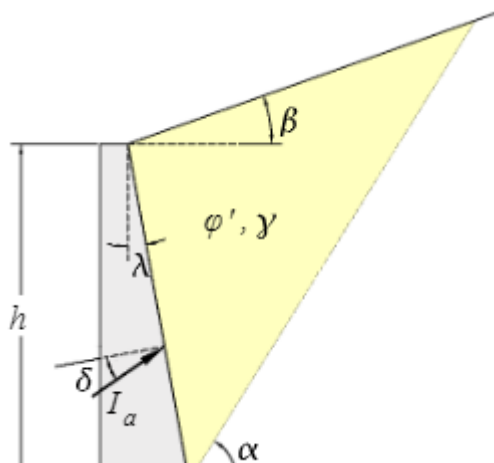


Figura 39 - Método de Coulomb- caso suscetível de solução analítica (Matos Fernandes,2011)

Atendendo à Figura 39 verifica-se que apenas α , não é conhecido (ângulo em relação à horizontal com a superfície de deslizamento). Torna-se analiticamente possível determinar escrever uma expressão que permite o cálculo do valor genérico do impulso em função do ângulo que define a orientação da superfície de deslizamento.

Este cálculo resolve-se encontrando o valor de α , que maximiza ou minimiza a função do impulso. (Matos Fernandes,2011)

Por consequência dos desenvolvimentos analíticos chegou-se às expressões 3.25 e 3.26 que refletem os coeficientes de impulso ativo e passivo pela teoria de Coulomb.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (3.25)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda) \left[1 - \left(\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' + \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta - \lambda)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (3.26)$$

Como no método de Coulomb não é possível determinar o ponto de aplicação do impulso, o método de Coulomb conduz diretamente ao valor do impulso.

Por outro lado, no caso de se ser possível determinar a aplicação de soluções analíticas (que é o caso presente), constata-se que as pressões laterais se situam a uma altura de H/3 da base da estrutura.

Os métodos estudados até aqui têm por base que a forma da estrutura supramencionada é plana, no entanto, nem sempre esta forma da superfície conduz aos resultados mais críticos para o equilíbrio da cunha de solo formada pela superfície de rotura.

A Figura 40 ilustra as convenções de sinais dos ângulos necessários para o cálculo das expressões 3.25 e 3.26. (Matos Fernandes, 2011)

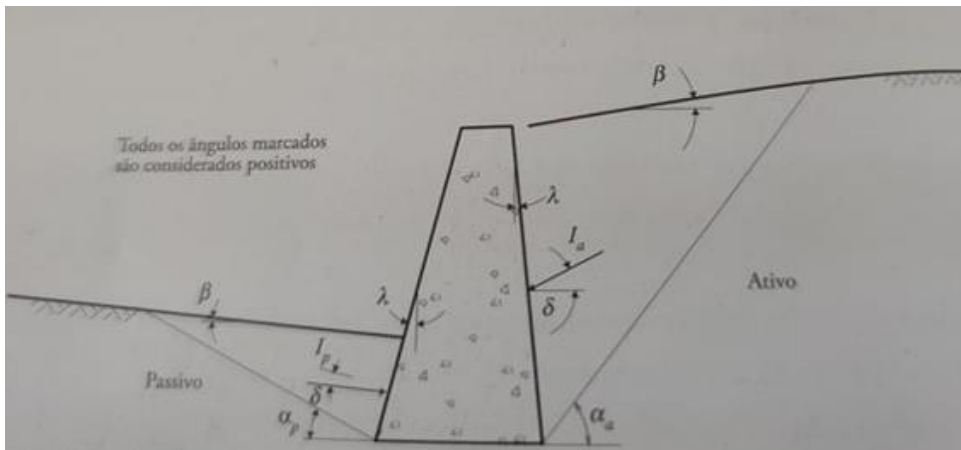


Figura 40 - Convenção de sinais para os casos ativo e passivo das equações 3.25 e 3.26 (Matos Fernandes, 2011)

As expressões para os ângulos de deslizamento com a superfície horizontal para os estados ativo e passivo são representadas nas equações 3.27 e 3.28, respetivamente:

$$\cot(\alpha_a - \beta) = -\tan(\varphi' + \delta + \lambda - \beta) + \sec(\varphi' + \delta + \lambda - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\lambda + \delta) \sin(\varphi' + \delta)}{\cos(\beta - \lambda) \sin(\varphi' - \beta)}} \quad (3.27)$$

$$\cot(\alpha_p - \beta) = -\tan(\phi' - \delta - \lambda + \beta) + \sec(\phi' - \delta - \lambda + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\lambda + \delta) \sin(\phi' - \delta)}{\cos(\beta - \lambda) \sin(\phi' + \beta)}} \quad (3.28)$$

Capítulo 4

Eurocódigo 7 e Eurocódigo 8

4. Abordagem aos Eurocódigos

4.1. Eurocódigo 7

Os Eurocódigos estruturais resultaram de uma decisão política da comissão europeia (agora união europeia) em 1975, com a finalidade de harmonizar as especificações técnicas de projeto de estruturas de Engenharia Civil muito variáveis entre os estados membros.

A Figura 41 mostra a lista completa dos Eurocódigos Estruturais, no qual se inclui o Eurocódigo 7 (EC7) dedicado ao dimensionamento de obras geotécnicas.

- Eurocódigo 0** – Bases para projecto (série EN 1990)
- Eurocódigo 1** – Acções (fogo, vento, temperatura, etc.) (Série EN 1991)
- Eurocódigo 2** – Estruturas em Betão (Série EN 1992)
- Eurocódigo 3** – Estruturas em Aço (Série EN 1993)
- Eurocódigo 4** – Estruturas Mistas (Série EN 1994)
- Eurocódigo 5** – Estruturas em Madeira (Série EN 1995)
- Eurocódigo 6** – Estruturas em Alvenaria (Série EN 1996)
- Eurocódigo 7** – Projecto Geotécnico (Série EN 1997)
- Eurocódigo 8** – Sismos (Série EN 1998)
- Eurocódigo 9** – Estruturas em Alumínio (Série EN 1999)

Figura 41 - Lista dos Eurocódigos estruturais- Normas europeias (EN) e das correspondentes normas portuguesas (NP)

É importante também referir que a elaboração do EC7 não foi um processo fácil pois a base no dimensionamento de obras geotécnicas, referente ao Eurocódigo 0 (EC0), foi alterada no caso Português, o que na maior parte dos países da União Europeia não se veio a verificar.

O EC7 é o primeiro regulamento de projeto geotécnico utilizado em Portugal, este documento encontra-se dividido as duas partes. A primeira parte é relativa às regras gerais do dimensionamento, já a segunda parte tem como objetivo a caracterização geotécnica, prospeção, ensaios de campo e laboratoriais.

O EC7 teve como principal objetivo eliminar alguns entraves técnicos que surgiam no dimensionamento de obras geotécnicas, sendo que estes surgiam dos vários intervenientes do projeto (projetista, empreiteiro, clientes e entidades públicas). O EC7 veio assim, harmonizar e ajudar a ultrapassar todas essas dificuldades, garantindo a qualidade do projeto e da sua execução.

O dimensionamento com base em coeficientes parciais de segurança resultou bem na engenharia de estruturas, pois existe um controlo de qualidade no processo de fabrico dos materiais estruturais, sendo os cálculos baseados numa metodologia específica de aplicação generalizada. O contrário acontece para as obras geotécnicas, já que existe uma variabilidade inerentes a todos os materiais geológicos naturais, existindo muitos métodos para avaliar parâmetros de resistência dos solos e dos distintos valores dos mesmos serem fornecidos por distintos ensaios.

São estas dificuldades que explicam que o EC7 usa três abordagens de cálculo diferentes (Abordagem 1,2 e 3), em que a cada uma correspondem diferentes coeficientes parciais de segurança para a verificação dos estados limites últimos.

4.1.1. Abordagens de cálculos em situações persistentes ou transitórias

Os estados limites de rotura da estrutura e do terreno são efetuados segundo abordagens de cálculo, daí ser necessário dois conjuntos de valores de coeficientes parciais para a sua verificação.

O EC7 oferece-nos três tipos de abordagem de cálculo, mas segundo o Anexo nacional deste, em Portugal as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou rotura do terreno (STR/GEO) quer em situações persistentes quer em transitórias devem ser efetuados utilizando a abordagem de cálculo 1.

Abordagem de cálculo 1 (AC1) – Apenas não é usado no cálculo de estacas carregadas axialmente e de ancoragens, é feita a verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva em qualquer uma das seguintes combinações:

- Combinação 1 (“A1” +”M1” +” R1”);
- Combinação 2 (“A2” +”M2” +” R1”).

Abordagem de cálculo 2 (AC2) - Deve ser feita a verificação de que não ocorrem um estado de limite de rotura ou de deformação excessiva para a seguinte combinação:

- C (“A1” +”M1” +” R2”)

Abordagem de cálculo 3 (AC3) - Deve ser feita a verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva para a seguinte combinação:

- Combinação (A1* ou A2+) “+” M2+” R3 (Carneiro Matos,2011)

Sendo:

A1* - Nas ações estruturais A2+ - Nas ações geotécnicas

Se no início for óbvio que uma das ações condiciona o dimensionamento então não se torna necessário efetuar os cálculos para a outra combinação, porém diferentes combinações poderão ser críticas para aspetos diferentes do mesmo dimensionamento. Nas várias abordagens de cálculo utilizam-se os seguintes conjuntos de valores, denominados por: (NP EN 1997-1,2010)

- A - Conjunto de valores para os coeficientes parciais das ações;
- M - Conjunto de valores para os coeficientes parciais dos parâmetros geotécnicos;
- R - Conjunto de valores para os coeficientes parciais das capacidades resistentes.

4.1.2. Critérios e tipos de estados limites últimos a considerar no projeto geotécnico

Existem vários tipos de estados limite e a cada um destes está associado um critério de dimensionamento, ou seja, tem que se saber adaptar o estado limite ao projeto em causa e dimensionar segundo o critério que lhe está associado. (Carneiro Matos,2011)

4.1.2.1. ELU de perda de equilíbrio (EQU)

O Estado Limite Último de perda de equilíbrio, aplica-se a situações de projeto em que tem como causa a perda de equilíbrio da estrutura ou de uma das suas partes, consideradas como corpos rígidos.

Um exemplo bastante prático é a verificação ao derrube de um muro de suporte. Então o Estado Limite Último (ELU) seria o estado limite a ser utilizado com os coeficientes parciais (Anexo I) e critério de dimensionamento associados. (NP EN 1997-1,2010)

Critério: $E_{dst,d} \leq E_{stb,d} + T_d$

$$E_{dst,d} = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} dst \quad (4.1)$$

E

$$E_{stb,d} = \gamma_E E \{ F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} stb \quad (4.2)$$

Onde:

- $E_{dst,d}$ – Valor de cálculo do efeito das ações destabilizantes;
- $E_{stb,d}$ – Valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes;
- T_d – Capacidade resistente ao corte

4.1.2.2. *ELU de rotura estrutural (STR) / de rotura do terreno (GEO)*

Estes estados limites utilizam os mesmos coeficientes parciais e os mesmos critérios de dimensionamento, porém são aplicados em diferentes situações de projeto. No caso do estado limite de rotura estrutural, aplica-se, como o nome indica a situações em que a estrutura sofre rotura, ocorrendo rotura interna ou deformações excessivas do elemento ou nos elementos estruturais em que a capacidade resistente é significativamente influenciada pelas propriedades de resistência dos materiais estruturais.

Por outro lado, no caso do estado limite de rotura do terreno, este está diretamente relacionado com a deformação excessiva ou rotura do terreno, em que a capacidade resistente é diretamente influenciável pelas propriedades resistentes dos materiais que compõe o solo. Este estado limite é muito importante na verificação externa de um muro de suporte, já que depende das características do solo.

Assim, é importante em verificações de derrube, deslizamento pela base, segurança à rotura do solo de fundação e estabilidade global. (NP EN 1997-1,2010)

Critério: $E_d \leq R_d$

Coefficientes parciais para as ações podem ser aplicados nas próprias ações F_{rep} ou aos seus efeitos “E”:

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d \} \quad (4.3)$$

Ou

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d \} \quad (4.4)$$

Em que:

- E_d – Valor de cálculo dos efeitos das ações;
- F_{rep} – Valor representativo de uma ação;
- E – Efeito das ações.

Valores de cálculo das capacidades resistentes- Os coeficientes parciais podem ser aplicados às propriedades do terreno (X), às capacidades resistentes (R) ou ambas: (NP EN 1997-1,2010)

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (4.5)$$

Ou

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R \quad (4.6)$$

Ou

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R \quad (4.7)$$

- R_d – Valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma ação.

4.1.2.3. *ELU de levantamento global (UPL)*

O estado limite de levantamento global, aplica-se às situações em que existem perdas de equilíbrio ou na estrutura ou no terreno, devido a um levantamento global originado por pressões de água ou por outras ações verticais.

Este estado limite tem que ser testado caso haja água no muro de suporte, ainda que na maior parte dos muros de suporte a água não seja um problema, pois o peso próprio do muro deve conseguir aguentar as pressões da água que possam existir.

Por outro lado, em outras situações em que o peso próprio do muro não é considerável este estado limite último toma uma importância muito maior. (NP EN 1997-1,2010)

Critério: $V_{dst,s} \leq G_{stb,d} + R_d$

$$G_{dst;d} + Q_{dsd;d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (4.8)$$

$G_{dst,d}$ – Ações verticais destabilizantes permanentes;

$Q_{dsd,d}$ – Ações verticais destabilizantes variáveis;

$G_{stb,d}$ – Ações verticais permanentes estabilizantes;

R_d – Valor de cálculo de qualquer capacidade resistente

4.1.2.4. *ELU de rotura por gradientes hidráulicos (HYD)*

O estado limite último de rotura por gradientes hidráulicos é considerado quando existe a possibilidade de levantamento hidráulico, erosão interna ou erosão tubular no terreno causado por gradientes hidráulicos.

Este estado limite, necessita de ser verificado em situações que a pressão da água nos poros não é hidrostática. (NP EN 1997-1,2010)

Critério: $\mu_{dst,d} \leq G_{stb,d}$ ou $S_{dst,d} \leq G_{stb,d}$

$G_{stb,d}$ – Tensão total vertical estabilizante na base da coluna;

$G'_{stb,d}$ – Peso submerso da coluna;

$S_{dst,d}$ – Valor de cálculo da força vertical de percolação na coluna;

$\mu_{dst,d}$ – Valor de cálculo da pressão na água dos poros destabilizantes na base da coluna.

4.1.3. **Dados geotécnicos**

Para um projeto geotécnico é fulcral o bom conhecimento dos dados geotécnicos do terreno, como tal, a recolha, o registo, e a interpretação de material deve ser sempre realizada de forma extremamente cuidada.

A procura pelo conhecimento dos dados geotécnicos é dividida em vários estudos, como exposto em seguida, estando estes devidamente discriminados no Capítulo 3 do EC7 (NP EN 1997-1,2010).

- Estudos de caracterização preliminares;
- Estudos de caracterização geotécnica;
- Estudo de caracterização para o dimensionamento;
- Determinação dos parâmetros geotécnicos.

4.1.4. Relatório do projeto geotécnico

Para além do relatório geotécnico é necessário a realização de um relatório mais específico, em que nele constam todos os dados acerca desse mesmo projeto geotécnico.

O grau de pormenorização deste relatório varia muito de projeto para projeto, em que neste devem constar elementos tais como: (NP EN 1997-1,2010)

- As hipóteses, dados, métodos de cálculo e os resultados da verificação dos vários estados limites últimos, tudo isto deve ser registado no relatório do projeto geotécnico;
- O relatório deve também conter um plano de supervisão e observação apropriado para a obra em causa;
- Por último, este deve conter explicações dos locais observados, que medições foram feitas, as frequências das leituras de por exemplo, marcas topográficas e o modo como foram obtidos os resultados.

4.1.5. Procedimentos para a determinação de pressões de terras

Os procedimentos para a determinação de pressões de terras estão presentes no Anexo C do EC7.

Os valores limite da pressão de terras sobre uma estrutura vertical de suporte, causada por um solo de peso volúmico γ , com uma carga uniformemente distribuída q , ângulo de atrito interno ϕ e coesão c , devem ser calculadas da seguinte forma de acordo com os estados limite: (NP EN 1997-1,2010)

- Estado limite ativo:

$$\sigma_a(z) = K_a (\int \gamma dz + q - u) + u - c K_{ac} \quad (4.9)$$

Sendo a integração efetuada desde a superfície do terreno até à profundidade “z” e

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a (1 + a/c)}, \text{ com um limite de } 2.56 \sqrt{K_a}.$$

No estado passivo:

- Estado limite passivo

$$\sigma_p(z) = K_p(\int \gamma dz + q - u) + u + c + K_{pc} \quad (4.10)$$

Sendo a integração efetuada desde a superfície do terreno até à profundidade “z” e

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_p(1 + a/c)}, \text{ com um limite de } 2.56 \sqrt{K_p}.$$

Em que:

- a - Adesão (entre o terreno e a estrutura de suporte)
- c - Coesão
- K_a - Coeficiente de impulso ativo horizontal efetivo
- K_p - Coeficiente de impulso passivo horizontal efetivo
- q - Sobrecarga aplicada à superfície
- z - Distância vertical descendente ao longo do paramento da estrutura de suporte
- β - Ângulo com a vertical da superfície do terreno situado atrás da estrutura de suporte (positivo quando inclina para cima)
- δ - Ângulo de atrito entre o terreno e a estrutura de suporte
- γ - peso volúmico do terreno suportado
- $\sigma_a(z)$ - Tensão total normal à estrutura de suporte à profundidade z (estado limite ativo)
- $\sigma_p(z)$ - tensão total normal à estrutura de suporte à profundidade z (estado limite passivo)

Os valores do coeficiente de impulso ativo e passivo (K_a e K_p) estão dependentes de vários fatores, estes coeficientes são função do ângulo de atrito interno (ϕ'), da coesão (c), em circunstâncias onde o solo é drenado.

Em situações em que o solo não é drenado os valores do coeficiente de impulso ativo e passivo tornam-se unitários, ou seja, $K_a = K_p = 1$. (NP EN 1997-1,2010)

4.1.6. Obtenção dos coeficientes de impulso ativos e passivos através do EC7

A obtenção dos coeficientes de impulso através da NP EN 1997-1,2010 pode ser feita de duas formas, pela obtenção dos coeficientes através dos ábacos presentes no Anexo C1 do EC7 (Anexos presentes no Anexo I), ou pela forma analítica, processo esse que se explica de seguida, presente também no Anexo C2 do EC7.

Este procedimento foi apresentado para pressões passivas, o que quer dizer que os parâmetros de resistência (φ , c , a e δ) tomam valores positivos. Para pressões ativas o procedimento é exatamente igual, porém os mesmos parâmetros de resistência supramencionados tomam valores negativos e o ângulo de incidência da carga superficial equivalente (β_0) é tomado igual a β . Para uma melhor compreensão do que foi dito até aqui torna-se importante a consulta da Figura 42.

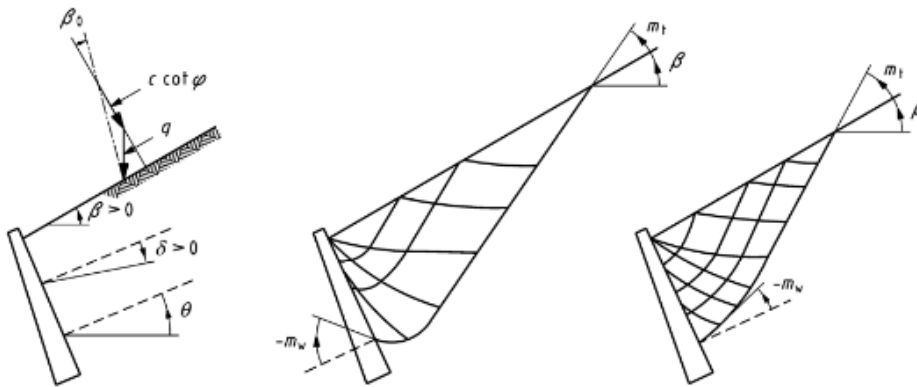


Figura 42 - Definições respeitantes à inclinação da estrutura de suporte e da superfície do solo suportado, às sobrecargas e à geometria da superfície de deslizamento (NP EN 1997-1,2010)

De seguida, são apresentadas as nomenclaturas utilizadas e as suas definições: (NP EN 1997-1,2010)

- a- Adesão entre o terreno e a estrutura de suporte
- c- Coesão
- K_c – Coeficiente para a coesão
- K_n – Coeficiente para a carga normal aplicada à superfície
- K_q - Coeficiente para a carga vertical
- K_γ – Coeficiente para o peso do solo

- m_t – Ângulo entre a direção da superfície do solo, no sentido do afastamento em relação à estrutura de suporte, e a direção, no sentido exterior do solo, da tangente à superfície de deslizamento que limita a massa de solo em movimento, no ponto de interseção desta com a superfície do solo
- m_w – Ângulo entre a direção normal à estrutura de suporte e a direção da tangente à superfície de deslizamento exterior no ponto de interseção desta com a estrutura, considerado positivo quando no tardo da estrutura a tangente é dirigida para cima
- β – Ângulo entre a horizontal e a direção da superfície do solo, considerado positivo quando a superfície do solo sobe com o afastamento em relação à estrutura de suporte
- δ – Ângulo de atrito entre o terreno e a estrutura de suporte, com a convenção de sinais indicada na Figura 46, quando é efetuado o cálculo da capacidade resistente passiva
- φ – Ângulo de atrito interno
- θ – Ângulo entre a vertical e a direção da estrutura de suporte, considerado positivo quando o solo pende sob a estrutura
- v – Ângulo que roda a tangente ao longo da superfície de deslizamento exterior, considerado positivo quando a massa de solo situado acima desta superfície tem forma convexa
- q – Sobrecarga uniforme geral, por unidade de área da superfície do solo
- p – Sobrecarga uniforme vertical por unidade de área em projeção num plano horizontal

Os parâmetros da superfície de contacto δ e a têm que ser escolhidos de modo a que se cumpra a seguinte expressão: (NP EN 1997-1,2010)

$$\frac{a}{c} = \frac{tg \delta}{tg \varphi} \quad (4.11)$$

O ângulo m_t é determinado pela condição de fronteira na superfície do solo dada pela seguinte expressão: (NP EN 1997-1,2010)

$$\begin{cases} \cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\text{sen}\beta_0}{\text{sen}\varphi}, \text{ se } \varphi \neq 0 \\ \cos 2m_t = -\frac{p}{c} \text{sen}\beta \cos\beta, \text{ se } \varphi = 0 \end{cases} \quad (4.12)$$

A condição de fronteira na superfície do solo envolve β_0 , que é o ângulo de incidência de uma sobrecarga equivalente apoiada à superfície. O ângulo é definido através da soma vetorial de dois fatores: (NP EN 1997-1,2010)

- a carga distribuída (q) aplicada à superfície, por unidade de área desta, uniforme, mas não necessariamente vertical;
- a carga normal $c \cot \varphi$.

O ângulo β_0 é positivo quando a componente tangencial da sobrecarga (q) é dirigida para a estrutura de suporte e a componente normal é dirigida para o solo. Se a coesão for nula e simultaneamente a carga aplicada na superfície (q) for ou nula ou vertical (no geral em caso de pressões ativas), então $\beta_0 = \beta$. (NP EN 1997-1,2010)

A condição fronteira na estrutura de suporte determina m_w através da expressão 4.13: (NP EN 1997-1,2010)

$$\begin{cases} \cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\text{sen } \delta}{\text{sen } \varphi}, \text{ se } \varphi \neq 0 \\ \cos(2m_w) = \frac{a}{c}, \text{ se } \varphi = 0 \end{cases} \quad (4.13)$$

Com todos estes valores calculados (m_w, m_t e β_0) torna-se então possível o cálculo da rotação total da tangente ao longo da superfície de deslizamento exterior, designada pelo ângulo v , representada na expressão 4.14: (NP EN 1997-1,2010)

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (4.14)$$

O coeficiente K_n para a carga normal aplicada à superfície (a pressão de terras normal à estrutura de suporte provocada por uma pressão normal unitária aplicada à superfície) é então determinado pela expressão 4.15, em que v é expresso em radianos: (NP EN 1997-1,2010)

$$K_n = \frac{1 + \text{sen} \varphi \text{sen}(2m_w + \varphi)}{1 - \text{sen} \varphi \text{sen}(2m_t + \varphi)} \exp(2vtg\varphi) \quad (4.15)$$

O coeficiente para uma carga vertical aplicada à superfície (força por unidade de área em projeção num plano horizontal) é dado pela equação 4.16: (NP EN 1997-1,2010)

$$K_q = \begin{cases} K_n \cos^2 \beta, \text{ se } \varphi \neq 0 \\ \cos^2 \beta, \text{ se } \varphi = 0 \end{cases} \quad (4.16)$$

O coeficiente relativo á coesão vale: (NP EN 1997-1,2010)

$$K_c = \begin{cases} (K_n - 1) \cot \varphi, & \text{se } \varphi \neq 0 \\ 2v + \text{sen}2m_t + \text{sen}2m_t, & \end{cases} \quad (4.17)$$

Por fim, a expressão 4.18 determina uma aproximação para o peso do solo. Esta expressão conduz a resultados do lado da segurança, sendo que o erro envolvido é desprezível no caso de pressões ativas. Já no caso de pressões passivas e no caso de β ser positivo, os erros já podem tomar proporções consideráveis. (NP EN 1997-1,2010)

$$K_\gamma = \begin{cases} K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta), & \text{se } \varphi \neq 0 \\ \cos \theta + \frac{\text{sen } \beta \cos m_w}{\text{sen } m_t}, & \text{se } \varphi = 0 \end{cases} \quad (4.18)$$

Para neutralizar os erros que podem ser causados pelo ângulo β quando este é diferente de zero, pode considerar-se o coeficiente de impulso ativo como:

$$K_{a,\beta} = \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right) \cos \beta \quad (4.19)$$

No caso do cálculo do coeficiente de impulso passivo deve calcular-se a fórmula inversa à equação 4.19.

Como já foi referido, este método presente na NP-EN-1997-1,2010, foi deduzido para as pressões passivas. Para as pressões ativas o método seria exatamente o mesmo, mas considerando os parâmetros de resistência valores negativos.

Quer para as pressões passivas, quer para as pressões ativas, o procedimento admite que o ângulo de convexidade é positivo ($v \geq 0$).

Quando a condição supramencionada não for satisfeita, nem próxima, no caso de uma estrutura de suporte lisa e de uma inclinação suficientemente grande da superfície do terreno (por exemplo), com β e φ de sinais opostos, poderá ser mais aconselhável a utilização de outros métodos. O mesmo acontece quando hajam cargas superficiais de distribuição irregular.

4.1.7. Método analítico de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento

Através do Anexo D da NP EN 1997-1,2010 é possível verificar a capacidade resistente do terreno ao carregamento, quer o terreno esteja em condições drenadas ou não drenadas.

Para este cálculo é necessário ter em conta diferentes fatores:

- A resistência do terreno, representada pelos valores de cálculo de C_u , C e ϕ' ;
- A excentricidade e a inclinação das cargas de cálculo;
- A forma, a profundidade e a inclinação da fundação;
- A inclinação da superfície do terreno;
- As pressões na água do terreno e os gradientes hidráulicos;
- A variabilidade do terreno, principalmente a estratificação.

Para a determinação do valor de cálculo da capacidade resistente vertical do terreno poderão ser utilizadas expressões aproximadas, deduzidas da teoria da plasticidade e de resultados experimentais.

4.1.7.1. Condições não drenadas

O valor de cálculo da capacidade resistente do terreno poderá ser determinado por (NP EN 1997-1,2010):

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2)C_u b_c s_c i_c + q \quad (4.20)$$

Em que:

- $b_c = 1 - 2\alpha/(\pi + 2)$, para a inclinação da base da fundação;
- Para a forma da fundação: $\begin{cases} S_c = 1.2, & \text{para uma forma quadrada ou circular} \\ S_c = 1 + 0.2(B'/L'), & \text{para uma forma retangular} \end{cases}$
- A inclinação da carga, causada por uma carga horizontal H : $i_c = \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'C_u}} \right]$, com $H \leq A'C_u$

4.1.7.2. Condições drenadas

O valor de cálculo da capacidade resistente do terreno poderá ser determinado por (NP EN 1997-1,2010):

$$R/A' = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (4.21)$$

Em que:

- Para a capacidade resistente do terreno ao carregamento:

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi tg\varphi'} tg^2 (45 + \varphi'/2) \\ N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \\ N_\gamma = 2(N_q - 1) tg\varphi', \text{ com } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (base rugosa)} \end{cases}$$

- A inclinação da base de fundação: $\begin{cases} b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c tg\varphi') \\ b_q = b_\gamma = (1 - \alpha tg\varphi')^2 \end{cases}$
- A forma da fundação: $s_q = 1 + (B'/L') sen\varphi'$, para uma forma retangular
 $s_q = 1 + sen\varphi'$, para uma forma quadrada ou circular
 $s_\gamma = 1 - 0.3(B'/L')$, para uma forma retangular
 $s_\gamma = 0.7$, para uma forma quadrada ou circular
 $s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$, para uma forma retangular, quadrada ou circular.
- A inclinação da carga, causada por uma força horizontal H:

$$\begin{cases} i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \varphi') \\ i_q = [1 - H/(V + A' c' \cot \varphi')]^m \\ i_\gamma = [1 - H/(V + A' c' \cot \varphi')]^{m+1} \end{cases}$$

Em que: $\begin{cases} m = m_b = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] \text{, quando } H \text{ actua na direção de } B' \\ m = m_l = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')] \text{, quando } H \text{ actua na direção de } L' \end{cases}$

Nos casos em que a componente horizontal da carga atua numa direção formando um ângulo θ com a direção de L' , m poderá ser calculado por: $m = m_\theta = m_l \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta$.

Os símbolos utilizados no Anexo D são os apresentados de seguida com a devida definição:

- $A' = B' \times L'$ - valor de cálculo da área efetiva da fundação;
- b – Valores de cálculo dos coeficientes de inclinação da base, com os índices c , q e γ ;
- B – Largura da fundação;
- B' – Largura efetiva da fundação;
- D – Profundidade da base;
- e – Excentricidade da resultante das ações, com os índices B e L ;
- i – Coeficientes de inclinação da carga, com os índices relativos à coesão, à sobrecarga e ao peso volúmico;
- L – Comprimento da fundação;
- L' – Comprimento efetivo da fundação;
- m – Expoente nas fórmulas de cálculo do coeficiente da inclinação i ;
- N – Coeficientes de capacidade resistente do terreno ao carregamento, com os índices c , q e γ ;
- q – Pressão vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes ou a sobrecargas;
- q' – Valor de cálculo da pressão efetiva vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes;
- s – Coeficientes de forma da base da fundação, com os índices c , q e γ ;
- V – Carga vertical;
- α – Inclinação da base da fundação em relação à horizontal;
- γ' – Valor de cálculo do peso volúmico submerso do solo abaixo do nível de fundação;
- θ – Ângulo que define a direção H .

4.2. Abordagem ao Eurocódigo 8

Na presente dissertação e na folha de cálculo desenvolvida em Microsoft Excel, foi ainda estudado a importância da ação sísmica para o dimensionamento de estruturas de suporte, neste caso em específico dos muros de suporte.

É importante referir que este estudo teve uma dificuldade bastante acrescida derivado ao fraco conhecimento quer desta componente quer do uso do EC8, já que estes temas, no percurso académico do aluno, apenas foram abordados através do RSA. Sobre a temática da ação sísmica, apenas neste trabalho foi efetuado um estudo aprofundado sobre o tema, o que permitiu assim uma boa aprendizagem.

É sabido que durante o tempo de vida de uma estrutura, esta está sujeita a uma panóplia de ações muito elevadas, sendo que as ações que mais trazem risco a uma estrutura, a nível de perigosidade, são as ações sísmicas, apesar que em Portugal essas ações têm uma frequência muito reduzida, mas mesmo assim não podem ser descuradas.

Assim sendo, as estruturas de suporte devem ser projetadas de modo a que consigam cumprir a sua função durante e após a ocorrência de um sismo, consequentemente a NP-EN-1998-1,2010 impõe que as estruturas devem satisfazer os requisitos de não ocorrência de colapso local ou global limitando assim os danos, quer materiais, quer pessoais.

As partes mais utilizadas deste Eurocódigo foram as partes um e cinco, onde o objetivo primordial do estudo desta norma foi o cálculo dos impulsos sísmicos, ativo e passivo, de modo a verificar se a estrutura se encontrava ou não em segurança.

4.2.1. Coeficientes sísmicos

Fazendo uma análise pseudo-estática, a ação sísmica deve ser decomposta por duas componentes, sendo uma horizontal e a outra vertical, em consequência vão existir dois coeficientes sísmicos para cada uma destas componentes, são eles os coeficientes sísmicos horizontais (K_h), e os coeficientes sísmicos verticais (K_v). O produto destes coeficientes com o peso das estruturas, dá lugar a forças de inércia com componentes nas duas direções.

Em relação à componente horizontal é considerada a força de inércia $K_h W$, esta componente tem a direção virada para o muro, correspondente a uma aceleração sísmica $K_h g$, dirigida no sentido oposto.

No que diz respeito à componente vertical, são consideradas forças de inércia nos sentidos positivos e negativos, ou seja, dirigidas para cima e para baixo. (Vinevala Jackson,2011)

O método de obtenção do coeficiente sísmico horizontal K_h e do coeficiente sísmico vertical K_v , é dado através das equações 4.22 e 4.23.

$$K_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (4.22)$$

$$K_v = \begin{cases} +0.5K_h & \text{se } a_{vg}/a_g > 0.6 \\ +0.3K_h & \text{se } a_{vg}/a_g \leq 0.6 \end{cases} \quad (4.23)$$

Como podemos verificar através da equação 4.23, para o cálculo de K_v tem obrigatoriamente de se calcular o K_h primeiro.

De seguida, explicou-se como se calcula o coeficiente sísmico horizontal K_h , bem como todos os seus componentes no caso destes serem calculados. No caso de serem obtidos também se explicou de onde advêm. (NP EN 1998-5,2010)

Na fórmula 4.22, o numerador “S” pela norma NP-EN 1998-1 2010 é considerado o valor do coeficiente do solo, que depende do tipo de solo e depende também do tipo de ação sísmica, caso seja ação sísmica 1 ou ação sísmica 2, conforme se apresenta na Tabela 5.

Os valores de “S” podem ser consultados na Tabela 5.

Tabela 5 - Valores recomendados para o valor do coeficiente do solo (NP-EN 1998-1 2010)

Ação sísmica tipo 1		Ação Sísmica tipo2	
Tipo de terreno	S	Tipo de terreno	S
A	1	A	1
B	1,35	B	1,6
C	1,6	C	2
D	2	D	1,8
E	1,8	E	1,6

O denominador “r”, segundo a norma NP-EN 1998-1 2010 é considerado o coeficiente para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal. Os valores de “r” podem ser consultados na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores do coeficiente r para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal (NP-EN 1998-1 2010)

Tipo de estrutura de suporte	r
Muros de gravidade livres que admitam um deslocamento até $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Muros de gravidade livres que admitam um deslocamento até $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Muros de betão armado em flexão, muros ancorados ou contraventados, muros de betão armado fundado em estacas verticais, paredes de caves travadas e encontros de pontes	1

Como no desenvolvimento prático desta dissertação, pelo programa Microsoft Excel, só foram estudados os muros de betão armado em flexão, considerou-se sempre que o coeficiente seria igual a 1.

O valor de α é o resultado do quociente do valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g) e o valor da aceleração da gravidade (g).

O valor numérico da aceleração da gravidade é conhecido por 9.81 m/s^2 , já o valor de a_g depende de dois outros fatores, e são estes o valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A (a_{gr}) e o coeficiente de importância (γ_1).

O coeficiente de importância está diretamente ligado à classe de importância, na Tabela 7 apresenta-se a classe de importância dos edifícios.

Tabela 7 - Classes de importância para os edifícios (NP-EN 1998-1 2010)

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Após a integração do edifício nas categorias supramencionadas, a Tabela 8 faculto o respetivo coeficiente de segurança. Para além da classe de importância este coeficiente depende também do tipo de ação sísmica, mas também do local em que se encontra o edifício, no arquipélago dos Açores ou Continente.

Tabela 8 - Coeficientes de importância (NP-EN 1998-1 2010)

Classe de importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação Sísmica tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1	1	1
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,5	1,35

O valor de a_{gr} depende do tipo de ação sísmica (ação sísmica tipo 1 ou tipo 2) e depende também da geografia do município em questão. Pela extensão desses valores, os mesmos encontram-se no Anexo II.

Após a obtenção de todos estes valores é possível o cálculo do coeficiente sísmico horizontal (K_h).

Para o cálculo do coeficiente sísmico vertical (K_v) torna-se imperativo a obtenção do valor do quociente entre o cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical (a_{vg}) e do valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g).

Este valor pode ser obtido através da Tabela 9.

Tabela 9 - Valores de parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica vertical (NP-EN 1998-1 2010)

Ação sísmica	a_{vg}/a_g
Tipo 1	0.75
Tipo 2	0.95

Após o resultado dos coeficientes de impulso sísmico horizontais e verticais é possível o cálculo dos impulsos ativo e passivo sísmicos.

No próximo subcapítulo fez-se a exposição de como obter os impulsos supramencionados.

4.2.1.1. Impulso sísmico ativo e passivo

Quer o impulso sísmico ativo, que o impulso sísmico passivo são o resultado de duas componentes, são eles o impulso ativo (I_a) ou impulso passivo (I_p) que é calculado através do método de Coulomb.

A outra componente é o impulso sísmico incremental ativo (ΔI_{as}) ou o impulso sísmico incremental passivo (ΔI_{ps}).

A única diferença entre estes dois impulsos sísmicos, ativo e passivo, são estas componentes, no primeiro caso de impulso ativo usou-se o impulso ativo segundo Coulomb e adicionou-se o impulso incremental ativo, no caso do impulso passivo é exatamente o mesmo só que no caso passivo, utilizado também segundo Coulomb e adicionando o impulso incremental passivo.

O impulso sísmico incremental ativo (ΔI_{as}) é dado pela expressão 4.24.

$$\Delta I_{as} = \frac{1}{2} \gamma h^2 [(1 \mp K_v) K_{as} - K_a] \quad (4.24)$$

Na expressão 4.24, K_{as} é obtido através da expressão 4.25.

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi_d - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \left(\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (4.25)$$

É importante referir, que no caso ativo só se deve utilizar a expressão 4.25 caso a condição $\varphi_d - \theta \geq \beta$, caso contrário deve usar-se a equação 4.26 no cálculo de K_{as} .

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (4.26)$$

Ainda na expressão 4.24, K_a é o coeficiente de impulso ativo, estudado nos subcapítulos anteriores. Como dito anteriormente o impulso sísmico incremental passivo é calculado da mesma forma do impulso sísmico incremental ativo, com a diferença de ter sido usado o coeficiente de impulso passivo e o coeficiente de impulso sísmico incremental passivo (K_{ps}), dado pela expressão 4.25.

$$K_{ps} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi_d - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \left(\frac{\text{sen}(\varphi) \text{sen}(\varphi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \text{sen}(\psi + \theta)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (4.27)$$

Torna-se importante referir que as equações 4.25, 4.26 e 4.27 se encontram no anexo E da NP EN 1998-5 2010.

Nesse caso o impulso sísmico incremental passivo seria dado por:

$$\Delta I_{ps} = \frac{1}{2} \gamma h^2 [(1 \mp K_v) K_{ps} - K_p] \quad (4.28)$$

Por consequência, as expressões para os impulsos sísmicos ativos e passivos são, respetivamente as seguintes:

$$I_{as} = I_a + \Delta I_{as} \quad (4.29)$$

$$I_{ps} = I_p + \Delta I_{ps} \quad (4.30)$$

Todos os ângulos para a aplicação das fórmulas 4.25 e 4.26 e 4.27 estão representados na Figura 43, que foi adotada como modelo para deduzir as expressões para o cálculo dos impulsos em situação sísmica.

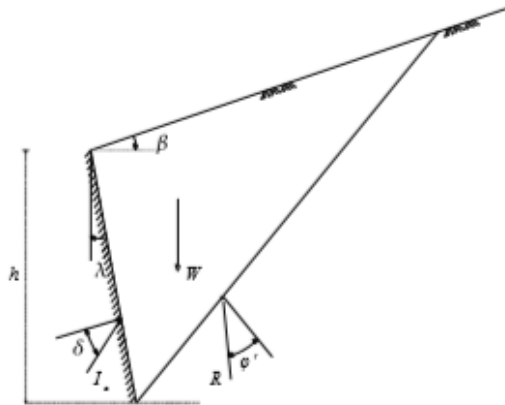


Figura 43- Cunha de terras em estado ativo em condições estáticas (Vinevala Jackson,2011)

A inclinação em relação à vertical, θ , da força resultante do peso da cunha de terras e das componentes horizontal e vertical da força de inércia é obtida através da expressão 4.31. (Vinevala Jackson,2011)

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1+K_v}\right) \quad (4.31)$$

4.2.1.2. Ponto de aplicação do impulso

Segundo a NP-EN-1998-5 (2010), na falta de um estudo mais pormenorizado da estrutura em que não se saiba, por exemplo, a rigidez relativa, o tipo de movimentos e a massa relativa da mesma, deve ser considerado que o ponto de aplicação do impulso sísmico incremental se situa a meia altura do muro. Por outro lado, o ponto de aplicação do impulso ativo estático deve ser considerado a uma distância de um terço do pé do muro.

Daqui resulta a expressão 4.32 que permite o cálculo do ponto de aplicação do impulso de forma mais efetiva. (Vinevala Jackson,2011)

$$\bar{z} = \frac{\frac{1}{3}hI_a + \frac{1}{2}h\Delta I_{as}}{I_{as}} \quad (4.32)$$

Capítulo 5

Folha de cálculo “Microsoft Excel” – Casos Práticos

5. Folha de Cálculo “Microsoft Excel” – Casos Práticos

5.1. Objetivos da folha de cálculo

Como referido anteriormente, um dos grandes objetivos desta dissertação foi a elaboração de uma folha desenvolvida no programa Microsoft Excel. A referida folha tem como objetivo o estudo pormenorizado de muros de suporte, fazendo assim o dimensionamento da armadura do muro em estudo e as respetivas verificações estruturais e sísmicas, através do EC7 e EC8, tendo em consideração as ações que nele atuam.

Neste capítulo explica-se como este ficheiro foi elaborado, e apresentados e calculados dois exemplos práticos de aplicação com dois muros de suporte diferentes.

5.2. Construção da folha de cálculo

A Folha de Excel é constituída por 6 separadores. O primeiro deles diz respeito ao “Quadros de Coeficientes” e é constituído por alguns quadros fulcrais nas verificações e no próprio dimensionamento. Esses quadros são maioritariamente do Anexo A, quadros dos Coeficientes parciais e de correlação para estados limites últimos e valores recomendados da NP-EN 1997-1,2010. Os restantes são quadros pertencentes também à NP-EN 1997-1 e são relacionados com a ação sísmica, as ações acidentais.

Resumidamente no separador “Quadros de coeficientes” apenas se encontram os quadros das normas supramencionadas necessários ao estudo das estruturas.

O segundo separador “Verificações” funciona como o cérebro desta folha de cálculo, pois é nesta que se definem todos os tipos de valores do problema.

É importante realçar que nesta folha de cálculo as células a alterar são as células preenchidas a verde, estas células não se encontram apenas neste segundo separador, encontram-se também noutros, facto que se irá realçar mais à frente.

No cabeçalho do separador “Verificações” encontra-se a Figura 44 que tenta explicar os ângulos que os utilizadores terão de mudar de exercício para exercício, assim como os sentidos e direções dos impulsos ativos e passivos.

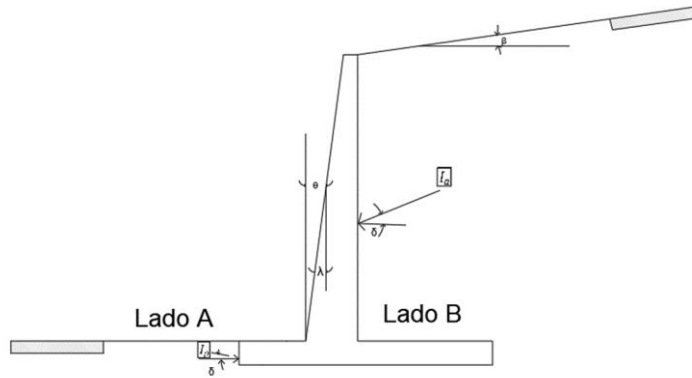


Figura 44- Ângulos e impulsos aplicados num muro de suporte

Neste mesmo cabeçalho definem-se também vários fatores fulcrais para que a folha de cálculo funcione normalmente são estes: tipo de solo, o betão e aço a utilizar e o método de cálculo dos coeficientes de impulso ativos e passivos (EC7, Rankine, Coulomb), assim como os impulsos ativos e passivos.

Seguidamente é apresentada uma tabela, em que mais uma vez o utilizador terá que definir as dimensões do muro que quer estudar, sendo muito importante referir que esta tabela está interligada com os valores apresentados que se encontram por trás do gráfico de dispersão e haverá casos em que estes mesmos valores terão que ser alterados, caso a morfologia do muro for muito diferente da forma “T invertido” ou “L”. A Tabela 10 apresenta onde o utilizador deve dar as dimensões desejadas ao seu caso de estudo e a Figura 45 mostra o gráfico de dispersão criado através das modificações efetuadas na Tabela 10.

Tabela 10- Alteração de medidas geométricas de acordo com o muro de suporte em estudo

Base da Sapata	3
Base da Sapata (Lado A)	0,5
Base da Sapata (Lado B)	2,1
Espessura inferior do muro	0,4
Espessura superior do muro	0,4
Altura da Sapata	0,8
Altura do Tardoz	4,6
Altura total (Base + Muro)	5,4
Altura do Solo (Lado B)	4,6
Lado A+ Tardoz	0,9
Lado B + Tardoz	2,5

Como já referido, os valores a ser alterados são os valores cujas células estão preenchidas a verde.

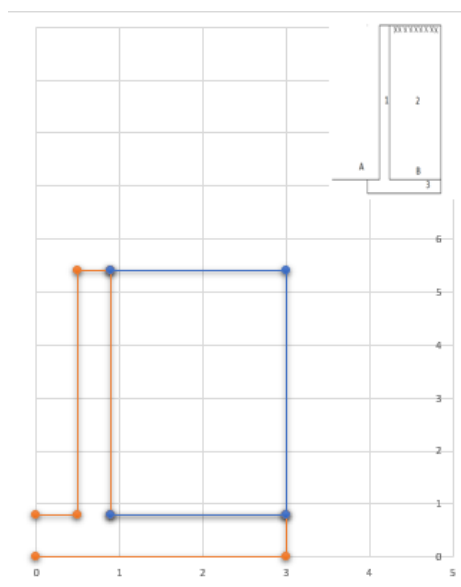


Figura 45- Gráfico de dispersão criado pela inserção de valores da Tabela 10

Na Figura 45 encontra-se representado o muro de suporte estudado na elaboração desta folha de cálculo, as linhas laranjas correspondem à estrutura de suporte, já as linhas azuis correspondem aos solos que carregam esta mesma estrutura.

Mais uma vez é muito importante referir que se a geometria de um outro muro que se queira estudar for muito diferente do apresentado na Figura 45, ou seja, não se assemelhe a uma secção “T invertido” ou “L” para além da alteração dos valores da Tabela 10 é fundamental a alteração das células no ficheiro das células por detrás deste gráfico.

A não alteração destas células (caso seja necessário) implicará um erro no cálculo do peso quer do muro, quer do solo, o que fará com que todos os valores calculados estejam errados logo à partida.

Definem-se também, neste separador os valores característicos e de cálculo do solo e do betão (Coesão em tensões efetivas, peso específico do solo, peso específico do betão e adesão) e os valores geométricos do solo (Ângulo de atrito interno em tensões efetivas, ângulo de atrito solo/muro, inclinação da superfície, ângulo entre a vertical e a estrutura de suporte, a inclinação da base da fundação em relação à horizontal e o ângulo de inclinação).

Não menos importante, é também a definição do valor da sobrecarga, caso esta exista, e a definição das características sísmicas, como o tipo de terreno, o Concelho, a classe de importância e o sentido da aceleração sísmica. As características sísmicas serão aprofundadas no separador “Análise sísmica”.

Calculam-se também os coeficientes ativos e passivos assim como os respetivos impulsos de acordo com o EC7, Rankine e Coulomb, como dito anteriormente é da responsabilidade do utilizador a escolha do método.

Finalmente, mas não menos importante constam também neste segundo separador todas as verificações seguindo o EC7 para as combinações 1 e 2, e também as verificações finais da análise sísmica.

O terceiro e o quarto separador “Cálculos combinação 1” e “Cálculos combinação 2”, respetivamente são muito semelhantes (apenas diferem no valor dos coeficientes a usar nos dois tipos de combinações) e onde é feito o cálculo das verificações apresentadas no separador “Verificações”. Este cálculo será apresentado no subcapítulo seguinte onde se apresentaram dois exemplos de muros de suporte para cálculo das verificações e conseqüente dimensionamento. Apresentar-se-ão também nesse mesmo subcapítulo, os cálculos realizados para a ação sísmica presentes no quinto separador “Análise sísmica”.

Por fim, no sexto e último separador “Cálculo de armaduras” estão calculados os momentos, quer do muro, quer da sapata usados para o dimensionamento dos mesmos.

Após a obtenção destes momentos calculou-se o momento reduzido (μ), a percentagem mecânica da armadura (ω) e por fim a área de aço necessária para o correto dimensionamento da secção.

5.3. Exemplos práticos

5.3.1. Exemplo prático nº1

Na Figura 46 apresenta-se o muro em estudo neste primeiro exemplo.

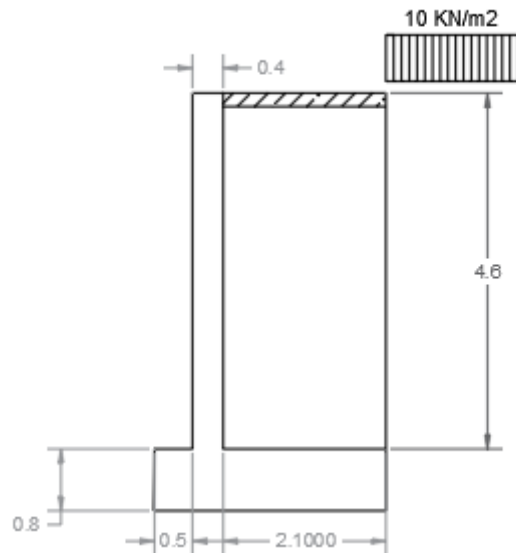


Figura 46- Esquema do muro de suporte para o exemplo nº1

Como se verifica pela Figura 46 este muro é um muro de secção “T invertido”, com a base da sapata a valer 3 metros e a sua altura 0.8 metros. No que diz respeito ao muro, a altura do tardoiz é de 4.6 metros e a sua espessura é de 0.4 metros. Pode verificar-se também que o solo se situa na face direita do tardoiz e nessa mesma face atua uma sobrecarga com o valor expresso na figura.

Outros valores necessários para o estudo da estrutura de suporte são:

- Valores característicos do solo:

$$\varphi'_k = 38^\circ$$

$$c_{k'} = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{k,\text{fund}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

- Valores de cálculo do solo:

$$c'_d = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma_d = \gamma_k / \gamma_\gamma = 18 / 1.0 = 18 \text{ kN/m}^3$$

- Valor característico do betão:

$$\gamma_{ck} = 24 \text{ kN/m}^3$$

- Valor de cálculo do betão:

$$\gamma_{cd} = 24 \text{ kN/m}^3$$

- Sobrecarga:

$$qk = 10 \text{ kN/m}^2$$

Seguidamente procedeu-se aos cálculos dos pesos, estes pesos foram calculados da seguinte forma: dividiu-se o muro em blocos (neste caso a divisão foi feita na base do muro), após esta divisão ter sido concluída determina-se a área de cada bloco e multiplica-se pelo valor de cálculo do betão.

No caso da porção de solo fez-se exatamente o mesmo do que foi feito para o muro, mas ao invés de se multiplicar a sua área pelo valor de cálculo do betão multiplicou-se pelo valor de cálculo do solo.

Entenda-se por valor de cálculo do betão e por valor de cálculo do solo, os respetivos pesos volúmicos.

A Tabela 11, tabela presente na folha de cálculo, dá os resultados do cálculo destes pesos.

Tabela 11- Apresentação dos resultados dos cálculos para os pesos do exemplo prático nº1

Cálculo dos Pesos		Unidades
WmuroA	0,00	<i>kN/m</i>
WmuroB	44,16	<i>kN/m</i>
WmuroC	0,00	<i>kN/m</i>
Wsapata	57,60	<i>kN/m</i>
Wsolo	173,88	<i>kN/m</i>
Somatório	275,64	<i>kN/m</i>

É visível na Tabela 11 a nomenclatura “WmuroA”, “WmuroB” e “WmuroC”, esta nomenclatura é referente ao peso da porção que queremos calcular, já que os muros podem ter paramentos verticais, como é o caso deste exemplo prático, inclinados nas duas faces, ou apenas numa face.

A Figura 47 auxilia à perceção da divisão em secções do muro em estudo.

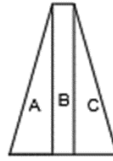


Figura 47- Divisão do muro em secções para facilitar o peso próprio do muro

Após o cálculo dos pesos supramencionados calcularam-se as ações e as propriedades segundo o estado limite GEO/STR recorrendo à abordagem de cálculo 1, combinação 1 (A1”+”M1”+”R1).

Como referido anteriormente o ângulo de atrito interno em tensões efetivas (φ'_k) toma o valor de 38°.

Como nesta fase se recorreu à abordagem de cálculo 1 e combinação 1, o fator parcial deve ser aplicado a este mesmo ângulo. Este fator encontra-se no quadro A.4 da NP EN 1997-1 2010, este mesmo quadro encontra-se no Anexo I.

Esta aplicação do fator foi feita pelo inverso da tangente, da tangente do ângulo a dividir pelo coeficiente, então:

$$\tan^{-1}\left(\tan\left(\frac{38}{1}\right)\right) = 38^\circ$$

Assim o ângulo de atrito interno em tensões efetivas tomou o valor de 38°.

Seguidamente calculou-se o coeficiente de impulso ativo através do EC7 (repete-se que o utilizador pode escolher entre EC7, Rankine e Coulomb). Como estamos perante um muro de suporte com paramento interior vertical e se considerou o ângulo de atrito solo/estrutura igual a zero, coeficiente de impulso ativo seria igual usando qualquer um dos métodos.

No subcapítulo 4.1.6 do capítulo 4 mostra-se o cálculo do coeficiente de impulso interno através do EC7.

Todos os cálculos apresentados são referentes à combinação 1.

Assim:

$$K_{ay} = K_a = 0.238$$

Procedeu-se ao cálculo de tensões ativas horizontais:

$$\sigma'_hA = K_a * \gamma_d * d$$

$$\sigma'_hA = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_hB = 0 + 23.1 = 23.1 \text{ kPa}$$

É importante referir que “d” é a distância dos pontos A e B ao referencial, considerou-se o referencial na base da sapata do muro, o ponto B também na base da sapata do muro e o ponto A no topo do muro, consequentemente $\sigma' h_a A$ é igual a zero (pois $d=0$) e $\sigma' h_a B=23.1$ kPa (pois $d=5.4$ que é a altura total de toda a estrutura).

A Figura 48 apresenta esse mesmo referencial.

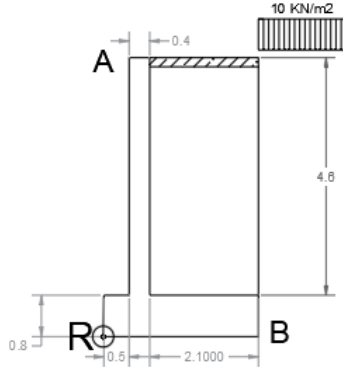


Figura 48- Referencial adotado para o exemplo prático nº1

- Cálculo dos impulsos horizontais:

$$H_{Ek} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d h^2 = 0.5 * 0.238 * 18 * 5.4^2 = 62.4 \text{ kN/m}$$

$$I_{qk} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d h^2 = 0.5 * 0.238 * 18 * 2.7^2 = 15.6 \text{ kN/m} \text{ (considerou-se “h” metade da altura do muro).}$$

Não se consideraram as tensões do lado passivo por segurança.

Após o cálculo dos impulsos horizontais, estes necessitam de ser majorados, os coeficientes de majoração para estes impulsos encontram-se no quadro A.3 da NP EN 1997-1 2010, presentes também no Anexo I.

- Majoração das ações horizontais:

Coeficiente parcial para as ações permanentes desfavoráveis é 1.35.

$$H_{Ed} = 62.4 * 1.35 = 84.24 \text{ kN/m}$$

Coeficiente parcial para as ações variáveis desfavoráveis é 1.50.

$$I_{qd} = 15.6 * 1.50 = 23.4 \text{ kN/m}$$

- Impulso total de cálculo:

$$H_{Ed \text{ total}} = 84.24 + 23.4 = 107.64 \text{ kN/m}$$

Após o cálculo do impulso total de cálculo procedeu-se às verificações da estabilidade exterior do muro (Derrube, Deslizamento pela base, Segurança à rotura do solo de fundação, Capacidade de carga de fundação e a estabilidade global). Consequentemente apresentam-se os cálculos efetuados para estas verificações.

- Derrube (GEO)

$$H_{Ed} = 84.24 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 23.4 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 107.64 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ek, stb R} = 44.16 * 0.7 + 57.60 * 1.5 + 173 * 1.95 = 456.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, stb R} = \gamma_{G, fav} * M_{Ek, stb} = 1 * 456.4 = 456.4 \text{ kNm/m}$$

Em $M_{Ek, stb R}$ multiplicam-se os pesos de cada bloco (betão e solo) com as distâncias dos seus centros ao ponto de referência.

O cálculo do momento desestabilizador foi calculado:

$$M_{Ed, dst R} = 84.24 * 1.8 + 23.4 * 2.7 = 214.81 \text{ kNm/m}$$

Multiplicou-se H_{Ed} por um terço da altura total (onde o impulso está aplicado) e I_{qd} por metade da altura.

Como, $M_{Ed, stb} > M_{Ed, dst}$ então verifica ao derrube (GEO)

- Deslizamento pela base (GEO)

$$H_{Ed} = 84.24 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 23.4 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 107.64 \text{ kN/m}$$

Para esta verificação ser feita são necessários os valores de cálculo das resistências horizontais:

$$H_{rd} = \left(\frac{ca * B}{\gamma_R} + \frac{\sum FV * tg(\delta_d)}{\gamma_R} \right)$$

Então, neste caso:

$$H_{rd} = \left(\frac{0 * 3}{1} + \frac{275.6 * tg(25.23)}{1} \right) = 130.5 \text{ kN/m}$$

$\sum Fv$, corresponde à soma dos pesos calculada anteriormente, ca é a coesão que neste exercício é igual a zero e γ_R corresponde ao coeficiente de deslizamento presente no quadro A.5. da NP EN 1997-1 2010, também este representado no Anexo I.

Considerando uma estrutura de betão, o EC7 considera $k = 2/3$ na equação do ângulo de atrito solo-estrutura, $\delta_d = k * \varphi'_{cv,d}$.

$$\varphi'_{cv,d} = \min(\varphi'_d, \varphi'_{cv,k})$$

Como neste exemplo de cálculo o valor do ângulo de atrito do solo no estado crítico ($\varphi'_{cv,k}$) não foi indicado, o cálculo do valor do ângulo de atrito de solo-estrutura procedeu-se recorrendo ao valor de cálculo do ângulo de atrito do solo, resultando $\delta_d = 25.33^\circ$ para $\varphi'_d = 38^\circ$, como expresso na fórmula acima.

Como, $H_{rd} > H_{Ed \text{ total}}$ então verifica-se o deslizamento pela base (GEO)

- Segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

$$H_{Ed} = 84.24 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 23.4 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 107.64 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ek, \text{stb } R} = 44.16 * 0.7 + 57.60 * 1.5 + 173 * 1.95 = 456.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, \text{stb } R} = \gamma_{G, \text{desfav}} * M_{Ek, \text{stb}} = 1.35 * 456.4 = 616.14 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, \text{dst } R} = 84.24 * 1.8 + 23.4 * 2.7 = 214.81 \text{ kNm/m}$$

$$M_{liq} = M_{Ed, \text{str } R} - M_{Ed, \text{dst } R}$$

$$M_{liq} = 616.14 - 214.81 = 401.3 \text{ kN.m/m}$$

$$RE = \frac{M_{liq}}{V_d}$$

$$RE = \frac{401.3}{275.64 * 1.35} = 1.08 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - RE$$

$$e = \frac{3}{2} - 1.08 = 0.42 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{3}{4} = 0.75 \text{ m}$$

Como, $\frac{B}{4} > e$ então verifica a segurança à rotura dosolo de fundação (GEO)

- Capacidade de carga da fundação

Nesta secção recorreu-se ao anexo D da NP EN 1997-1 2010.

Para condições drenadas, e segundo o EC7 o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento poderá ser determinado através de:

$$\frac{R}{A'} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Como se considerou a coesão de cálculo em tensões efetivas igual a zero, então pode apenas considerar-se:

$$\frac{R}{A'} = q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$\varphi'_d = 38^\circ$$

$$q' = \gamma' * d = 18 * 0.4 = 7.2 \text{ kN/m}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \tan 38} \tan^2 \left(45 + \frac{38}{2} \right) = 48.93$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\varphi) = 2 * (48.93 - 1) * \tan(38) = 74.89$$

$$B' = B - 2 * e = 3 - (2 * 0.42) = 2.16 \text{ m}$$

$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 = (1 - 0 * \tan 38)^2 = 1$, já que o valor da inclinação da base da fundação em relação à horizontal (α) é zero.

Foi considerada uma fundação com forma retangular, então:

$s_q = 1 + (B'/L') \tan \varphi' = 1 + (2.16/\infty) * \tan(38) = 1$, $L' = \infty$ já que se trata de uma sapata contínua.

$$s_\gamma = 1 - 0.3(B'/L') = 1 - 0.3(2.16/\infty) = 1$$

Como H atua na direção de B', $m = m_b = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$, então:

$$m = m_b = [2 + (2.16/\infty)]/[1 + (2.16/\infty)] = 2$$

Inclinação da carga causada por uma força horizontal:

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^m = [1 - (107.64/372.11)]^2 = 0.50$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^{m+1} = [1 - (107.64/372.11)]^3 = 0.36$$

$$q_{ult} = 7.2 * 48.93 * 1 * 1 * 0.5 + 0.5 * 18 * 2.16 * 74.89 * 1 * 1 * 0.36 = 699.45 \text{ kPa}$$

$$q_{rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{R;V}} = \frac{699.45}{1} = 699.45 \text{ kPa}$$

A tensão máxima aplicada:

$$q_{ed} = \frac{V_d}{B'} = \frac{372.1}{2.16} = 172.6 \text{ kPa}$$

Como, $q_{rd} > q_{ed}$, então verifica a capacidade de carga da fundação.

- Estabilidade global

Para a verificação da estabilidade global, e como seria muito difícil ou quase impossível realizar outros métodos (como o método de Bishop) na folha de cálculo calculou-se um fator de segurança.

O fator de segurança é o quociente entre o somatório das resistências com o somatório das forças, ou seja : $FS_{estabilidade\ global} = \frac{\sum Resistências}{\sum Forças} = \frac{372.1}{114.66} = 3.25$.

O somatório das resistências corresponde ao somatório dos pesos calculados no início deste subcapítulo multiplicados pelo coeficiente de segurança, para as ações permanentes favoráveis (1) presente no quadro A3 da NP EN 1997-1 2010.

Por outro lado, o somatório das forças corresponde à soma de $H_{edtotal}$, $\sigma' h_a B$ e da sobrecarga com uma extensão de cinco metros, esta soma foi multiplicada pelo coeficiente para as ações permanentes desfavoráveis (1.35) também presente no quadro A3 da NP EN 1997-1 2010.

Como o fator de segurança é maior que 1.5, então verifica à estabilidade global.

A Figura 49 mostra os mesmos resultados acima apresentados dados pela folha de cálculo elaborada.

Combinação 1			
Estabilidade exterior do muro- Derrube			
Mek, stb R	≥	Med, dst R	OK
456,4		214,9	
Deslizamento pela base			
Hrd	≥	Hed	OK
130,5		107,7	
Segurança à rotura do solo de fundação			
B/4	≥	e	OK
0,75		0,42	
Capacidade de carga da Fundação			
qrd	≥	qed	OK
699,4		172,6	
Estabilidade geral (GEO)			
∑Resistências/∑Forças	≥	Coefficiente de Segurança	OK
3,2		1,5	

Figura 49- Verificações calculadas para a combinação 1

Seguidamente apresentam-se as mesmas verificações, porém para a combinação de cálculo 2 (A2” +”M2” +” R1).

À semelhança do que foi realizado para a combinação 1, calcularam-se os pesos da sapata, do muro e do solo à direita do muro, representado na Figura 46. Este valor é igual na combinação 1 e 2 pois é resultado de características geométricas do muro e das propriedades do solo, características que são iguais na combinação 1 e 2. Assim, o valor do somatório dos pesos está representado na tabela 11.

Como efetuado anteriormente é necessário aplicar o fator parcial ao inverso da tangente da tangente do ângulo atrito interno, porém e como se trata da combinação 2, este coeficiente tomará o valor de 1.25 como se pode verificar no quadro A4 na NP EN 1997-1 2010.

Assim:

$$\tan^{-1}\left(\tan\left(\frac{38}{1.25}\right)\right) = 32.01^\circ$$

Consequentemente e à imagem da combinação 1 o coeficiente de impulso ativo calculado através do EC7 toma o valor de 0.307.

- Cálculo de tensões ativas horizontais:

$$\sigma' h_a = K_a * \gamma_d * d$$

$$\sigma' h_a A = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma' h_a B = 0 + 29.86 = 29.86 \text{ kPa}$$

Relembra-se que “d” é a distância dos pontos A e B ao referencial, considerou-se o referencial na base da sapata do muro, o ponto B também na base da sapata do muro e o ponto A no topo do muro, consequentemente $\sigma' h_a A$ é igual a zero (pois d=0) e $\sigma' h_a B=29.86$ kPa (pois d=5.4 que é a altura total de toda a estrutura).

Pode encontra-se esse referencial na Figura 47.

- Cálculo dos impulsos horizontais:

$$H_{Ek} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d h^2 = 0.5 * 0.307 * 18 * 5.4^2 = 80.61 \text{ kN/m}$$

$$I_{qk} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d h^2 = 0.5 * 0.307 * 18 * 2.7^2 = 20.14 \text{ kN/m (considerou-se “h” metade da altura do muro).}$$

Não se consideraram as tensões do lado passivo por segurança.

- Majoração das ações horizontais:

Coefficiente parcial para as ações permanentes desfavoráveis é 1.

$$H_{Ed} = 80.61 * 1 = 80.61 \text{ kN/m}$$

Coefficiente parcial para as ações variáveis desfavoráveis é 1.30.

$$I_{qd} = 20.14 * 1.30 = 26.18 \text{ kN/m}$$

- Impulso total de cálculo:

$$H_{Ed \text{ total}} = 80.61 + 26.18 = 106.8 \text{ kN/m}$$

- Derrube (GEO)

$$H_{Ed} = 80.61 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 26.18 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 106.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ek, \text{stb } R} = 44.16 * 0.7 + 57.60 * 1.5 + 173 * 1.95 = 456.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, \text{stb } R} = \gamma_{G, \text{fav}} * M_{Ek, \text{stb}} = 1 * 456.4 = 456.4 \text{ kNm/m}$$

Em $M_{Ek, \text{stb } R}$ multiplicam-se os pesos de cada bloco (betão e solo) com as distâncias dos seus centros ao ponto referencial.

O cálculo do momento desestabilizador foi calculado:

$$M_{Ed, \text{dst } R} = 80.61 * 1.8 + 26.18 * 2.7 = 215.8 \text{ kNm/m}$$

Multiplicou-se H_{Ed} por um terço da altura total (onde o impulso está aplicado) e I_{qd} por metade da altura.

Como, $M_{Ed, \text{stb}} > M_{Ed, \text{dst}}$, então verifica ao derrube (GEO)

- Deslizamento pela base (GEO)

$$H_{Ed} = 80.61 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 26.18 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 106.8 \text{ kN/m}$$

Para esta verificação ser feita são necessários os valores de cálculo das resistências horizontais:

$$H_{rd} = \left(\frac{ca * B}{\gamma_R} + \frac{\sum FV * tg(\delta_d)}{\gamma_R} \right)$$

Então:

$$H_{rd} = \left(\frac{0 * 3}{1} + \frac{275.6 * tg(21.34)}{1} \right) = 107.68 \text{ kN/m}$$

Nesta combinação o procedimento é igual à combinação 1, considerou-se $k=2/3$ pois é uma estrutura de betão, porém o ângulo que irá multiplicar por k é o ângulo 32.01° ($\delta_d = k * \varphi'_{cv,d}$) e assim $\delta_d = 21.34^\circ$.

Como dito anteriormente o valor do ângulo de atrito do solo no estado critico ($\varphi'_{cv,k}$) não foi contemplado.

Como, $H_{rd} > H_{Ed \text{ total}}$ então verifica ao deslizamento pela base (GEO)

- Segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

$$H_{Ed} = 80.61 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 26.18 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 106.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ek, \text{stb } R} = 44.16 * 0.7 + 57.60 * 1.5 + 173 * 1.95 = 456.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, \text{stb } R} = \gamma_{G, \text{desfav}} * M_{Ek, \text{stb}} = 1 * 456.4 = 456.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, \text{dst } R} = 80.61 * 1.8 + 26.18 * 2.7 = 215.8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{liq} = M_{Ed, \text{str } R} - M_{Ed, \text{dst } R}$$

$$M_{liq} = 456.4 - 215.8 = 240.6 \text{ kN.m/m}$$

$$RE = \frac{M_{liq}}{V_d}$$

$$RE = \frac{240.6}{275.64 * 1} = 0.87 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - RE$$

$$e = \frac{3}{2} - 0.87 = 0.63 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{3}{4} = 0.75 \text{ m}$$

Como, $\frac{B}{4} > e$ então verifica a segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

- Capacidade de carga da fundação

Nesta secção recorreu-se, novamente ao anexo D da NP EN 1997-1 2010.

Para condições drenadas, e segundo o EC7 o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento poderá ser determinado através de:

$$\frac{R}{A'} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Como se considerou a coesão de cálculo em tensões efetivas igual a zero, então pode apenas considerar-se:

$$\frac{R}{A'} = q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$\varphi'_d = 32.01^\circ$$

$$q' = \gamma' * d = 18 * 0.4 = 7.2 \text{ kN/m}$$

$$N_q = e^{\pi tg \varphi} tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi tg 32} tg^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right) = 23.19$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)tg(\varphi) = 2 * (23.19 - 1) * tg(32) = 27.74$$

$$B' = B - 2 * e = 3 - (2 * 0.63) = 1.75 \text{ m}$$

$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha tg \varphi')^2 = (1 - 0 * tg 32)^2 = 1$, já que o valor da inclinação da base da fundação em relação à horizontal (α) é zero.

Foi considerada uma fundação com forma retangular, então:

$s_q = 1 + (B'/L') \text{ sen} \varphi' = 1 + (1.75/\infty) * \text{sen}(32) = 1$, $L' = \infty$ já que se trata de uma sapata continua.

$$s_\gamma = 1 - 0.3(B'/L') = 1 - 0.3(1.75/\infty) = 1$$

Como H atua na direção de B', $m = m_b = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$, então:

$$m = m_b = [2 + (1.75/\infty)]/[1 + (1.75/\infty)] = 2$$

Inclinação da carga causada por uma força horizontal:

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^m = [1 - (106.8/275.6)]^2 = 0.375$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^{m+1} = [1 - (106.8/275.6)]^3 = 0.23$$

$$q_{ult} = 7.2 * 23.19 * 1 * 1 * 0.375 + 0.5 * 18 * 1.75 * 27.74 * 1 * 1 * 0.23 = 162.78 \text{ kPa}$$

$$q_{rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{R;V}} = \frac{162.78}{1} = 162.78 \text{ kPa}$$

A tensão máxima aplicada:

$$q_{ed} = \frac{V_d}{B'} = \frac{275.6}{1.75} = 157.9 \text{ kPa}$$

Como, $q_{rd} > q_{ed}$, então verifica a capacidade de carga da fundação.

- Estabilidade global (GEO)

À imagem do que foi feito para a combinação 1, foi também para a combinação 2 calculado um fator de segurança de estabilidade global.

$$FS_{estabilidade\ global} = \frac{\sum Resistências}{\sum Forças} = \frac{275.64}{140.63} = 1.96$$

Os coeficientes aplicados quer para o somatório das resistências, quer para o somatório das forças tomam o valor de 1, conforme o quadro A3 da NP EN 1997-1 2010.

Como o fator de segurança é maior que 1.5, então verifica à estabilidade global.

A Figura 50 mostra estes mesmos valores calculados pela folha de cálculo.

Combinação 2			
Estabilidade exterior do muro- Derrube			
Mek, stb R	≥	Med, dst R	OK
456,4		215,8	
Deslizamento pela base			
Hrd	≥	Hed	OK
107,7		106,8	
Segurança à rotura do solo de fundação			
B/4	≥	e	OK
0,8		0,6	
Capacidade de carga da fundação			
qrd	≥	qed	OK
162,8		157,94	
Estabilidade global (GEO)			
∑ Resistências/∑ Forças	≥	Coefficiente de Segurança	OK
2,0		1,5	

Figura 50-Verificações calculadas para a combinação 2

5.3.1.1. Análise sísmica para o exemplo prático 1

No capítulo 4, subcapítulo 4.2.1.1. demonstrou-se como calcular e onde aplicar os impulsos sísmicos. Neste subcapítulo fizeram-se as verificações à análise sísmica e explicou-se ainda como estas foram realizadas.

Tabela 12 - Cálculo dos impulsos para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 (no sentido ascendente e descendente)

Ação sísmica (Ascendente)				Ação sísmica (Descendente)			
Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2		Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Propriedades	Valor	Propriedades	Valor	Propriedades	Valor	Propriedades	Valor
S	1,00	S	1,00	S	1,00	S	1,00
R	1,00	R	1,00	R	1,00	R	1,00
a_{gr}	0,35	a_{gr}	1,10	a_{gr}	0,35	a_{gr}	1,10
Coef. De Importância	0,65	Coef. De Importância	0,75	Coef. De Importância	0,65	Coef. De Importância	0,75
a_g	0,23	a_g	0,83	a_g	0,23	a_g	0,83
a_{vg}	0,17	a_{vg}	0,78	a_{vg}	0,17	a_{vg}	0,78
a_{vg}/a_g	0,75	a_{vg}/a_g	0,95	a_{vg}/a_g	0,75	a_{vg}/a_g	0,95
α	0,02	α	0,08	α	0,02	α	0,08
K_h	0,02	K_h	0,08	K_h	0,02	K_h	0,08
K_V	0,01	K_V	0,04	K_V	0,01	K_V	0,04
ψ	1,57	ψ	1,57	ψ	1,57	ψ	1,57
E_{ws}	0,00	E_{ws}	0,00	E_{ws}	0,00	E_{ws}	0,00
E_{wd}	0,00	E_{wd}	0,00	E_{wd}	0,00	E_{wd}	0,00
Kas	0,27	Kas	0,31	Kas	0,28	Kas	0,32
I_a	69,96	I_a	69,96	I_a	69,96	I_a	69,96
ΔI_{as}	0,9	ΔI_{as}	15,7	ΔI_{as}	2,4	ΔI_{as}	9,3
I_{as}	70,83	I_{as}	85,70	I_{as}	72,35	I_{as}	79,31
Impulso las utilizado Aceleração Ascendente			85,70	Impulso las utilizado Aceleração Descendente			79,31

Calcularam-se quatro impulsos sísmicos ativos, dois deles para a ação sísmica tipo 1 (sentido ascendente e descendente), os outros dois para a ação sísmica tipo 2 (sentido ascendente e descendente). Para esta demonstração usou-se o sentido ascendente, porém o utilizador pode escolher o outro sentido.

- Estabilidade exterior do muro (GEO)-Derrube

$$M_{Ek, stb R} = 44.16 * 0.7 + 57.60 * 1.5 + 173 * 1.95 = 456.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, dst R} = \frac{1}{3} * I_a * h + \frac{1}{2} * \Delta I_{as} * h = 0.33 * 69.96 * 5.4 + 0.5 * 15.9 * 5.4$$

$$= 167.16 \text{ kNm/m}$$

Como se pode verificar através da Tabela 12 e seguindo os valores supramencionados, a folha de cálculo está programada para ir buscar os maiores valores de I_a e ΔI_{as} , neste caso para a ação sísmica tipo 2.

Como, $M_{Ed, stb} > M_{Ed, dst}$, então verifica ao derrube (GEO)

- Deslizamento pela base (GEO)

À imagem do que aconteceu nas verificações para as combinações 1 e 2, o inverso da tangente da tangente do ângulo de atrito interno deve ser dividido por um coeficiente, neste

caso e como se trata da ação sísmica o valor do coeficiente é de 1.1, este valor encontra-se no quadro N.A.II. da NP EN 1997-1 2010 presente no Anexo I.

Então:

$$\varphi'_d = 38^\circ$$

$$\tan^{-1}\left(\tan\left(\frac{38}{1.1}\right)\right) = 35.4^\circ$$

Para esta verificação ser feita são necessários os valores de cálculo das resistências horizontais:

$$H_{rd} = \left(\frac{ca * B}{\gamma_R} + \frac{\sum FV * tg(\delta_d)}{\gamma_R}\right)$$

Então:

$$H_{rd} = \left(\frac{0 * 3}{1} + \frac{275.6 * tg(23.6)}{1}\right) = 120.4 \text{ kN/m}$$

Nesta combinação o procedimento é igual à combinação 1 e 2, considerou-se $k=2/3$ pois é uma estrutura de betão, porém o ângulo que irá multiplicar por k é o ângulo 35.4° ($\delta_d = k * \varphi'_{cv,d}$) e assim $\delta_d = 23.6^\circ$.

γ_R é definido através do quadro N.A.III da NP EN 1997-1 2010 presente no Anexo II.

Como, $H_{rd} > H_{Ed \text{ total}}$ então verifica ao deslizamento pela base (GEO)

- Segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

$$M_{Ed,dst R} = 167.16 * 1 = 167.16 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,stab R} = 456.4 * 1 = 456.4 \text{ kNm/m}$$

Os coeficientes de valor unitário das fórmulas acima, estão presentes no quadro N.A.I da NP EN 1997-1 2010 presente no Anexo I.

$$M_{liq} = M_{Ed,stab R} - M_{Ed,dst R}$$

$$M_{liq} = 456.4 - 167.16 = 289.24 \text{ kN.m/m}$$

$$RE = \frac{M_{liq}}{V_d}$$

$$RE = \frac{289.24}{275.64 * 1} = 1.04 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - RE$$

$$e = \frac{3}{2} - 1.04 = 0.46 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{3}{4} = 0.75 \text{ m}$$

Como, $\frac{B}{4} > e$ então verifica a segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

- Capacidade de carga da fundação /GEO)

O cálculo para a verificação da capacidade de carga da fundação é muito diferente do que foi feito para as combinações 1 e 2. O cálculo da capacidade resistente ao carregamento de fundações superficiais em situações sísmicas consta do Anexo F da NP EN 1998-5 2010.

A expressão geral para este cálculo é representado por:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^a [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^d} - 1 \leq 0$$

Em que:

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} * N_{Ed}}{N_{max}}, \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} * V_{Ed}}{N_{max}}, \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} * M_{Ed}}{B * N_{max}}$$

N_{max} - Capacidade resistente última ao carregamento da fundação sob uma carga vertical centrada, definida em F.2 e F.3;

B - Largura da fundação;

\bar{F} - Força de inércia do solo, adimensional, definida em F.2 e F.3;

γ_{Rd} - Coeficiente parcial de modelo definida em F.6 (Anexo II);

a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T , c_M , c'_M , β e γ são parâmetros numéricos dependentes do tipo de solo, definidos em F.4 e representados na Tabela 13 (Anexo II);

Tabela 13 - Valores dos parâmetros numéricos utilizados na expressão da capacidade resistente ao carregamento de fundações superficiais em situações sísmicas (NP EN 1998-5,2010)

	Solo puramente coerente	Solo puramente incoerente
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

Neste caso, como o solo é puramente incoerente usaram-se os valores da coluna da direita da tabela 13. Por este solo ser incoerente as expressões para N_{max} e \bar{F} são:

$$N_{max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_g}{g} \right) B^2 N_\gamma$$

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \varphi'}$$

Caso o solo seja puramente coerente devem usar-se as seguintes expressões:

$$N_{max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B$$

$$\bar{F} = \frac{\rho a_g S B}{\bar{c}}$$

Aplicando todas as fórmulas supramencionadas ao nosso objetivo:

$$\bar{F} = \frac{0.83}{9.81 * \tan 35.4} = 0.118$$

$$N_{max} = \frac{1}{2} 1.5 9.81 \left(1 \pm \frac{0.83}{9.81} \right) 3^2 48.2 = 3326.1$$

$$\bar{N} = \frac{1.2 * 275.6}{3326.1} = 0.10, \bar{V} = \frac{1.2 * 63.4}{3326.1} = 0.02, \bar{M} = \frac{1.2 * 109.1}{3 * 3326.1} = 0.01$$

Aplicando os valores da tabela 13 na expressão geral obtemos:

$$\frac{(1 - 0.41 * 0.12)^{1.14} (2.90 * 0.02)^{1.14}}{(0.10)^{0.92} [(1 - 0.96 * 0.12^1)^{0.39} - 0.10]^{1.25}} + \frac{(1 - 0.32 * 0.12)^{1.01} (2.80 * 0.01)^{1.01}}{(0.10)^{0.92} [(1 - 0.96 * 0.12^1)^{0.39} - 0.10]^{1.25}} = 0.67$$

Como $0.87 \leq 1$, então verifica a capacidade de carga da fundação.

- Estabilidade global (GEO)

À imagem do que foi feito nas verificações das combinações 1 e 2 foi calculado o fator de segurança, este é o quociente entre o somatório das resistências e o somatório das forças ($\sum \text{Resistências} / \sum \text{Forças}$).

Uma vez mais o somatório das resistências é a soma de todos os pesos do exemplo prático a multiplicar pelo coeficiente de segurança para a ação sísmica que se encontra no quadro N.A.I da NP EN 1997-1 2010.

O somatório das forças é o momento desestabilizador ($Med_{dst,R}$), momento este que é prejudicial à estrutura (forças desestabilizadoras), então:

$$\begin{aligned} \sum \text{Resistências} &= 275.6 * 1 = 275.6 \\ \sum \text{Forças} &= 167.16 * 1 = 167.16 \\ FS &= \frac{\sum \text{Resistências}}{\sum \text{Forças}} = \frac{275.6}{167.16} = 1.6 \end{aligned}$$

Como, $1.6 \geq 1$, então verifica a estabilidade global do muro (GEO)

Neste caso o valor de comparação é 1 e não 1.5 como nos outros casos, pois o valor máximo do quadro de coeficientes parciais para as ações em situações acidentais é 1.

Na Figura 51 apresentam-se todos os resultados obtidos pela folha de cálculo, valores esses que conferem com os valores aqui calculados para a ação sísmica.

Verificações Ações Sísmicas			
Estabilidade exterior do muro- Derrube (GEO)			
Mek, stb R	\geq	Med, dst R	OK
456,4		167,2	
Deslizamento pela base			
Hrd	\geq	Hed	OK
120,4		85,7	
Segurança à rotura do solo de fundação			
B/6	\geq	e	OK
0,8		0,5	
Capacidade de Carga da Fundação			
qrd	\geq	qed	OK
0,7		1,0	
Estabilidade Global (GEO)			
$\sum \text{Resistências} / \sum \text{Forças}$	\geq	Coefficiente de Segurança	OK
1,6		1,0	

Figura 51- Verificações calculadas para a ação sísmica

No último separador “Cálculo de armaduras” calculam-se os momentos de dimensionamento para a sapata e para o muro (momento na base do muro), posteriormente o momento reduzido, a percentagem mecânica de armadura e por fim a armadura necessária ao correto dimensionamento.

5.3.2. Exemplo prático 2

Na Figura 52 está representado o muro em estudo no segundo caso prático estudado.

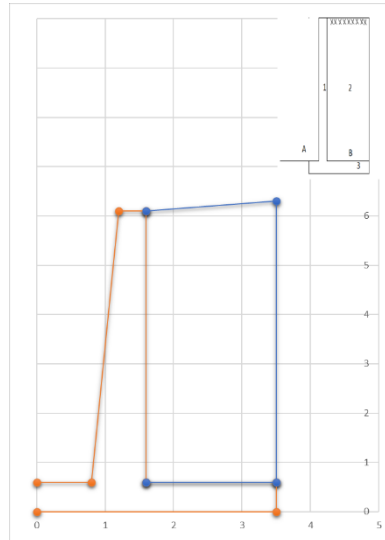


Figura 52- Esquema do muro de suporte para o exemplo prático nº2

Como se pode verificar pela Figura 52, o muro de suporte para o exemplo prático nº2 é também à semelhança do 1º exemplo um muro em “T invertido”, mas neste caso o paramento é inclinado.

A base da sapata vale 3.5 metros (0.8 m do lado esquerdo da figura, 0.6 m da base inferior do muro e 1.9 m do lado direito da sapata) e a sua altura 0.6 metros. Quanto ao paramento tem 5.5 metros de altura, e as espessuras são de 0.3 e 0.6 metros, no topo e na base do muro, respetivamente.

Para além das diferenças geométricas existentes no muro, existem também diferenças geométricas no solo.

Neste caso o ângulo de atrito interno (φ'_k) é 32° , o ângulo de atrito muro/solo (δ) é 10° , a inclinação da superfície (β) 10° e por fim o ângulo entre a vertical e a estrutura de suporte (θ) é 90° .

Os valores de cálculo do solo são: Peso volúmico de cálculo (γ_d) 19 kN/m^3 , o valor de cálculo do peso do betão (δ_{cd}) é 24 kN/m^3 , por fim a adesão é novamente 0. A sobrecarga vale 15 kN/m .

Seguidamente procedeu-se aos cálculos dos pesos, estes pesos foram calculados da seguinte forma: dividiu-se o muro em blocos (neste caso a divisão foi feita na base do muro), após esta divisão ter sido concluída determina-se a área de cada bloco e multiplica-se pelo valor de cálculo do betão.

No caso da porção de solo fez-se exatamente o mesmo do que foi feito para o muro, mas ao invés de se multiplicar a sua área pelo valor de cálculo do betão multiplicou-se pelo valor de cálculo do solo.

Entenda-se por valor de cálculo do betão e por valor de cálculo do solo, os respetivos pesos volúmicos.

A Tabela 14, tabela presente na folha de cálculo, dá os resultados do cálculo destes pesos.

Tabela 14- Apresentação dos resultados dos cálculos para os pesos do exemplo prático nº2

Cálculo dos Pesos		Unidades
Wmuro A	17,60	kN/m
Wmuro B	70,40	kN/m
Wmuro C		kN/m
Wsapata	50,40	kN/m
Wterreno	223,82	kN/m
Somatório	362,22	kN/m

Após o cálculo dos pesos supramencionados calcularam-se as ações e as propriedades segundo o estado limite GEO/STR recorrendo à abordagem de cálculo 1, combinação 1 (A1” +”M1” +” R1).

Como referido anteriormente o ângulo de atrito interno em tensões efetivas toma o valor de 30°.

Como nesta fase se recorreu à abordagem de cálculo 1 e combinação 1, o fator parcial deve ser aplicado a este mesmo ângulo. Este fator encontra-se no quadro A.4 da NP EN 1997-1 2010, este mesmo quadro encontra-se no Anexo I.

Esta aplicação do fator foi feita pelo inverso da tangente, da tangente do ângulo a dividir pelo coeficiente, então:

$$\tan^{-1}\left(\tan\left(\frac{32}{1}\right)\right) = 32^\circ$$

Assim o ângulo de atrito interno em tensões efetivas tomou o valor de 32°.

Seguidamente calculou-se o coeficiente de impulso ativo através do EC7 (repete-se que o utilizador pode escolher entre EC7, Rankine e Coulomb). Neste caso, e como o paramento não é vertical, nem a inclinação da superfície (β) é nula, então poderiam ocorrer diferenças

entre os coeficientes de impulso ativos, segundo os vários métodos (que neste caso particular ocorreu no método de Coulomb).

Todos os cálculos daqui em diante apresentados são referentes à combinação 1.

Assim:

$$K_{a\gamma} = 0.321$$

- Procedeu-se ao cálculo de tensões ativas horizontais:

$$\sigma' h_a = K_a * \gamma_d * d$$

$$\sigma' h_a A = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma' h_a B = 0 + 37.2 = 37.2 \text{ kPa}$$

Considerando o referencial na base da sapata.

- Cálculo dos impulsos horizontais:

$$H_{Ek} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d h^2 = 0.5 * 0.321 * 19 * 6.1^2 = 113.5 \text{ kN/m}$$

$$I_{qk} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d h^2 = 0.5 * 0.321 * 19 * 3.05^2 = 28.4 \text{ kN/m}$$
 (considerou-se “h” metade da altura do muro).

Não se consideraram as tensões do lado passivo por segurança.

Após o cálculo dos impulsos horizontais, estes necessitam de ser majorados, os coeficientes de majoração para estes impulsos encontram-se no quadro A.3 da NP EN 1997-1 2010, presentes também no Anexo I.

- Majoração das ações horizontais:

Coefficiente parcial para as ações permanentes desfavoráveis é 1.35.

$$H_{Ed} = 113.5 * 1.35 = 153.2 \text{ kN/m}$$

Coefficiente parcial para as ações variáveis desfavoráveis é 1.50.

$$I_{qd} = 28.4 * 1.50 = 42.5 \text{ kN/m}$$

- Impulso total de cálculo:

$$H_{Ed \text{ total}} = 153.2 + 42.5 = 195.7 \text{ kN/m}$$

Após o cálculo do impulso total de cálculo procedeu-se às verificações da estabilidade exterior do muro (Derrube, Deslizamento pela base, Segurança à rotura do solo de fundação, Capacidade de carga de fundação e a estabilidade global). Consequentemente apresentam-se os cálculos efetuados para estas verificações.

- Derrube (GEO)

$$H_{Ed} = 153.2 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 42.5 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 195.7 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ek, stb R} = 764.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, stb R} = \gamma_{G, fav} * M_{Ek, stb} = 1 * 764.5 = 764.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, dst R} = 441.2 \text{ kNm/m}$$

Como, $M_{Ed, stb} > M_{Ed, dst}$ então verifica ao derrube (GEO)

- Deslizamento pela base (GEO)

$$H_{Ed} = 153.2 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 42.5 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 195.7 \text{ kN/m}$$

Para esta verificação ser feita são necessários os valores de cálculo das resistências horizontais:

$$H_{rd} = \left(\frac{ca * B}{\gamma_R} + \frac{\sum FV * tg(\delta_d)}{\gamma_R} \right)$$

Então, neste caso:

$$H_{rd} = \left(\frac{0 * 3.5}{1} + \frac{362.2 * tg(21.3)}{1} \right) = 141.5 \text{ kN/m}$$

$\sum FV$, corresponde à soma dos pesos calculada anteriormente, ca é a coesão que neste exercício é igual a zero e γ_R corresponde ao coeficiente de deslizamento presente no quadro A.5. da NP EN 1997-1 2010, também este representado no Anexo I.

Considerando uma estrutura de betão, o EC7 considera $k = 2/3$ na equação do ângulo de atrito solo-estrutura, $\delta_d = k * \varphi'_{cv, d}$.

$$\varphi'_{cv, d} = \min(\varphi'_d, \varphi'_{cv, k})$$

Como neste exemplo de cálculo o valor do ângulo de atrito do solo no estado crítico ($\varphi'_{cv,k}$) não foi indicado, o cálculo do valor do ângulo de atrito de solo-estrutura procedeu-se recorrendo ao valor de cálculo do ângulo de atrito do solo, resultando $\delta_d = 21.3^\circ$ para $\varphi'_d = 32^\circ$, como expresso na fórmula acima.

Como, $H_{rd} \leq H_{Ed\ total}$ então a estrutura não verifica ao deslizamento pela base (GEO)

Tornou-se relativamente fácil perceber o porquê desta estrutura não verificar a este parâmetro, em primeiro lugar o ângulo de atrito interno é muito pequeno comparado, por exemplo, ao ângulo do exercício anterior. Para que esta estrutura verificasse este parâmetro seria necessário, por exemplo, aumentar a secção do muro e/ou da sapata. Caso não se possam aumentar as secções uma boa solução, como referido no Capítulo 3, podem usar-se ancoragens.

- Segurança à rotura do solo de fundação

$$H_{Ed} = 153.2 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 42.5 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed\ total} = 195.7 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ek, stb\ R} = 764.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, stb\ R} = \gamma_{G, desfav} * M_{Ek, stb} = 1.35 * 764.5 = 1032.1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, dst\ R} = 441.2 \text{ kNm/m}$$

$$M_{liq} = M_{Ed, str\ R} - M_{Ed, dst\ R}$$

$$M_{liq} = 590.9 \text{ kN.m/m}$$

$$RE = \frac{M_{liq}}{V_d}$$

$$RE = \frac{590.9}{489 * 1.35} = 1.2 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - RE$$

$$e = \frac{3.5}{2} - 1.2 = 0.50 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{3}{4} = 0.90 \text{ m}$$

Como, $\frac{B}{4} > e$, então verifica a segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

- Capacidade de carga da fundação

Nesta secção recorreu-se ao Anexo D da NP EN 1997-1 2010.

Para condições drenadas, e segundo o EC7 o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento poderá ser determinado através de:

$$\frac{R}{A'} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Como se considerou a coesão de cálculo em tensões efetivas igual a zero, então pode apenas considerar-se:

$$\frac{R}{A'} = q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$\varphi'_d = 32^\circ$$

$$q' = \gamma' * d = 19 * 0.4 = 7.6 \text{ kN/m}$$

$$N_q = e^{\pi tg \varphi} tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi tg 32} tg^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right) = 23.17$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)tg(\varphi) = 2 * (23.17 - 1) * tg(32) = 27.71$$

$$B' = B - 2 * e = 3.5 - (2 * 0.5) = 2.5 \text{ m}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha tg \varphi')^2 = (1 - 0 * tg 32)^2 = 1, \text{ já que o valor da inclinação da base da fundação em relação à horizontal } (\alpha) \text{ é zero.}$$

Foi considerada uma fundação com forma retangular, então:

$$s_q = 1 + (B'/L') \text{ sen} \varphi' = 1 + (2.5/\infty) * \text{sen}(32) = 1, \text{ L}' = \infty \text{ já que se trata de uma sapata continua.}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3(B'/L') = 1 - 0.3(2.5/\infty) = 1$$

Como H atua na direção de B', $m = m_b = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$, então:

$$m = m_b = [2 + (2.5/\infty)]/[1 + (2.5/\infty)] = 2$$

Inclinação da carga causada por uma força horizontal:

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^m = [1 - (195.7/489)]^2 = 0.36$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^{m+1} = [1 - (195.7/489)]^3 = 0.216$$

$$q_{ult} = 7.6 * 23.17 * 1 * 1 * 0.36 + 0.5 * 19 * 2.5 * 27.71 * 1 * 1 * 0.216 = 200.63 \text{ kPa}$$

$$q_{rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{R;V}} = \frac{200.63}{1} = 200.63 \text{ kPa}$$

A tensão máxima aplicada:

$$q_{ed} = \frac{V_d}{B'} = \frac{489}{2.5} = 202.3 \text{ kPa}$$

Como, $q_{rd} \leq q_{ed}$, então não verifica a capacidade de carga da fundação.

Uma boa solução seria o aumento das dimensões da base de fundação.

- Estabilidade global (GEO)

Para a verificação da estabilidade global, e como seria muito difícil ou quase impossível realizar outros métodos (como o método de Bishop) na folha de cálculo calculou-se um fator de segurança.

O fator de segurança é o quociente entre o somatório das resistências com o somatório das forças, ou seja : $FS_{estabilidade\ global} = \frac{\Sigma Resistências}{\Sigma Forças} = \frac{489}{199.28} = 2.45$.

O somatório das resistências corresponde ao somatório dos pesos calculados no início deste subcapítulo

Por outro lado, o somatório das forças corresponde à soma de $H_{edtotal}$, $\sigma' h_a B$ e da sobrecarga, esta soma foi multiplicada pelo coeficiente para as ações permanentes desfavoráveis (1.35) também presente no quadro A3 da NP EN 1997-1 2010.

Como o fator de segurança é maior que 1.5, então verifica à estabilidade global.

A Figura 53 mostra os mesmos resultados acima apresentados dados pela folha de cálculo elaborada.

Combinação 1			
Estabilidade exterior do muro- Derrube			
Mek, stb R	≥	Med, dst R	OK
764,5		441,2	
Deslizamento pela base			
Hrd	≥	Hed	KO
141,5		195,7	
Segurança à rotura do solo de fundação			
B/4	≥	e	OK
0,88		0,54	
Capacidade de carga da Fundação			
qrd	≥	qed	KO
200,6		202,3	
Estabilidade geral (GEO)			
$\Sigma Resistências/\Sigma Forças$	≥	Coefficiente de Segurança	OK
2,5		1,5	

Figura 53- Verificações calculadas para a combinação 1, para o exemplo prático nº1

Seguidamente apresentam-se as mesmas verificações, porém para a combinação de cálculo 2 (A2” +”M2” +” R1).

À semelhança do que foi feito para a combinação 1, calcularam-se os pesos da sapata, do muro e do solo à direita do muro, representado na figura 52. Este valor é igual na combinação 1 e 2 pois é resultado de características geométricas do muro e das propriedades do solo, características que são iguais na combinação 1 e 2. Assim, o valor do somatório dos pesos está representado na tabela 14.

Como efetuado anteriormente é necessário aplicar o fator parcial ao inverso da tangente da tangente do ângulo atrito interno, porém e como se trata da combinação 2, este coeficiente tomará o valor de 1.25 como se pode verificar no quadro A4 na NP EN 1997-1 2010.

Assim:

$$\tan^{-1}\left(\tan\left(\frac{32}{1.25}\right)\right) = 26.6^\circ$$

Consequentemente e á imagem da combinação 1 o coeficiente de impulso ativo calculado através do EC7 toma o valor de 0.448.

- Cálculo de tensões ativas horizontais:

$$\sigma' h_a = K_a * \gamma_d * d$$

$$\sigma' h_a A = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma' h_a B = 0 + 51.91 = 51.91 \text{ kPa}$$

Relembra-se que “d” é a distância dos pontos A e B ao referencial, considerou-se o referencial na base da sapata do muro, o ponto B também na base da sapata do muro e o ponto A no topo do muro, consequentemente $\sigma' h_a A$ é igual a zero (pois d=0) e $\sigma' h_a B=51.91$ kPa (pois d=6.1 que é a altura total de toda a estrutura).

- Cálculo dos impulsos horizontais:

$$H_{Ek} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d h^2 = 0.5 * 0.448 * 19 * 6.1^2 = 158.32 \text{ kN/m}$$

$$I_{qk} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d h^2 = 0.5 * 0.448 * 19 * 3.05^2 = 39.6 \text{ kN/m}$$
 (considerou-se “h” metade da altura do muro).

Não se consideraram as tensões do lado passivo por segurança.

- Majoração das ações horizontais:

Coeficiente parcial para as ações permanentes desfavoráveis é 1.

$$H_{Ed} = 158.32 * 1 = 158.32 \text{ kN/m}$$

Coeficiente parcial para as ações variáveis desfavoráveis é 1.30.

$$I_{qd} = 39.6 * 1.30 = 51.5 \text{ kN/m}$$

- Impulso total de cálculo:

$$H_{Ed \text{ total}} = 158.32 + 51.5 = 209.8 \text{ kN/m}$$

- Derrube (GEO)

$$H_{Ed} = 158.32 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 51.5 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 209.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ek, \text{stb } R} = 764.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, \text{stb } R} = \gamma_{G, fav} * M_{Ek, \text{stb}} = 1 * 764.5 = 764.5 \text{ kNm/m}$$

Em $M_{Ek, \text{stb } R}$ multiplicam-se os pesos de cada bloco (betão e solo) com as distâncias dos seus centros ao ponto referencial.

O cálculo do momento desestabilizador foi calculado:

$$M_{Ed, \text{dst } R} = 478.9 \text{ kNm/m}$$

Multiplicou-se H_{Ed} por um terço da altura total (onde o impulso está aplicado) e I_{qd} por metade da altura.

Como, $M_{Ed, \text{stb}} > M_{Ed, \text{dst}}$, então verifica ao derrube (GEO)

- Deslizamento pela base (GEO)

$$H_{Ed} = 158.32 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 51.5 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 209.8 \text{ kN/m}$$

Para esta verificação ser feita são necessários os valores de cálculo das resistências horizontais:

$$H_{rd} = \left(\frac{ca * B}{\gamma_R} + \frac{\sum FV * tg(\delta_d)}{\gamma_R} \right)$$

Então:

$$H_{rd} = \left(\frac{0 * 3.5}{1} + \frac{362.2 * tg(17.7)}{1} \right) = 115.65 \text{ kN/m}$$

Nesta combinação o procedimento é igual à combinação 1, considerou-se $k=2/3$ pois é uma estrutura de betão, porém o ângulo que irá multiplicar por k é o ângulo 26.6° ($\delta_d = k * \varphi'_{cv,d}$) e assim $\delta_d = 17.7^\circ$.

Como dito anteriormente o valor do ângulo de atrito do solo no estado critico ($\varphi'_{cv,k}$) não foi contemplado.

Como, $H_{rd} \leq H_{Ed \text{ total}}$ então, não verifica ao deslizamento pela base (GEO)

- Segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

$$H_{Ed} = 158.32 \text{ kN/m}$$

$$I_{qd} = 51.5 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed \text{ total}} = 209.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ek, \text{stb } R} = 764.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, \text{stb } R} = \gamma_{G, \text{desfav}} * M_{Ek, \text{stb}} = 1 * 764.5 = 764.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, \text{dst } R} = 478.9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{liq} = M_{Ed, \text{str } R} - M_{Ed, \text{dst } R}$$

$$M_{liq} = 764.5 - 478.9 = 285.7 \text{ kN.m/m}$$

$$RE = \frac{M_{liq}}{V_d}$$

$$RE = \frac{285.7}{362.2 * 1} = 0.8 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - RE$$

$$e = \frac{3.5}{2} - 0.8 = 0.95 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{3.5}{4} = 0.875 \text{ m}$$

Como, $\frac{B}{4} \leq e$, então não se verifica a segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

- Capacidade de carga da fundação

Nesta secção recorreu-se, novamente ao Anexo D da NP EN 1997-1 2010.

Para condições drenadas, e segundo o EC7 o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento poderá ser determinado através de:

$$\frac{R}{A'} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Como se considerou a coesão de cálculo em tensões efetivas igual a zero, então pode apenas considerar-se:

$$\frac{R}{A'} = q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$\varphi'_d = 26.6^\circ$$

$$q' = \gamma' * d = 19 * 0.4 = 7.6 \text{ kN/m}$$

$$N_q = e^{\pi tg \varphi} tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi tg 26.6} tg^2 \left(45 + \frac{26.6}{2} \right) = 12.59$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)tg(\varphi) = 2 * (12.59 - 1) * tg(26.6) = 11.59$$

$$B' = B - 2 * e = 3.5 - (2 * 0.95) = 1.6 \text{ m}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha tg \varphi')^2 = (1 - 0 * tg 26.6)^2 = 1, \text{ já que o valor da inclinação da base da fundação em relação à horizontal } (\alpha) \text{ é zero.}$$

Foi considerada uma fundação com forma retangular, então:

$$s_q = 1 + (B'/L') \text{ sen} \varphi' = 1 + (1.6/\infty) * \text{sen}(26.6) = 1, L' = \infty \text{ já que se trata de uma sapata continua.}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3(B'/L') = 1 - 0.3(1.6/\infty) = 1$$

Como H atua na direção de B', $m = m_b = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$, então:

$$m = m_b = [2 + (1.6/\infty)]/[1 + (1.6/\infty)] = 2$$

Inclinação da carga causada por uma força horizontal:

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^m = [1 - (209.8/362.2)]^2 = 0.18$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^{m+1} = [1 - (209.8/362.2)]^3 = 0.07$$

$$q_{ult} = 7.6 * 12.59 * 1 * 1 * 0.18 + 0.5 * 19 * 1.6 * 11.59 * 1 * 1 * 0.07 = 29.88 \text{ kPa}$$

$$q_{rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{R,V}} = \frac{29.88}{1} = 29.88 \text{ kPa}$$

A tensão máxima aplicada:

$$q_{ed} = \frac{V_d}{B'} = \frac{362.2}{1.6} = 229.6 \text{ kPa}$$

Como, $q_{rd} \leq q_{ed}$, então não verifica a capacidade de carga da fundação.

- Estabilidade global (GEO)

À imagem do que foi feito para a combinação 1, foi também para a combinação 2 calculado um fator de segurança de estabilidade global.

$$FS_{estabilidade\ global} = \frac{\sum Resistências}{\sum Forças} = \frac{362.22}{264.82} = 1.37$$

Os coeficientes aplicados quer para o somatório das resistências, quer para o somatório das forças tomam o valor de 1, conforme o quadro A3 da NP EN 1997-1 2010.

Como o fator de segurança é menor que 1.5, então não verifica à estabilidade global.

A Figura 54 mostra estes mesmos valores calculados pela folha de cálculo.

Combinação 2			
Estabilidade exterior do muro- Derrube			
Mek, stb R	≥	Med, dst R	OK
764,5		478,9	
Deslizamento pela base			
Hrd	≥	Hed	KO
115,6		209,8	
Segurança à rotura do solo de fundação			
B/4	≥	e	KO
0,9		1,0	
Capacidade de carga da fundação			
qrd	≥	qed	KO
29,9		229,65	
Estabilidade global (GEO)			
∑ Resistências/∑ Forças	≥	Coefficiente de Segurança	KO
1,4		1,5	

Figura 54- Verificações calculadas para a combinação 2, exemplo n°2

5.3.2.1. *Análise sísmica para o exemplo prático 2*

No capítulo IV, subcapítulo 4.2.1.1. demonstrou-se como calcular e onde aplicar os impulsos sísmicos. Neste subcapítulo fizeram-se as verificações à análise sísmica e explicou-se como estas foram feitas.

Tabela 15- Cálculo dos impulsos para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 (no sentido ascendente e descendente) para o exemplo prático 2

Ação sísmica (Ascendente)				Ação sísmica (Descendente)			
Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2		Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Propriedades	Valor	Propriedades	Valor	Propriedades	Valor	Propriedades	Valor
S	1,00	S	1,00	S	1,00	S	1,00
R	1,00	R	1,00	R	1,00	R	1,00
a_{gr}	0,35	a_{gr}	1,10	a_{gr}	0,35	a_{gr}	1,10
Coef. De Importância	0,65	Coef. De Importância	0,75	Coef. De Importância	0,65	Coef. De Importância	0,75
a_g	0,23	a_g	0,83	a_g	0,23	a_g	0,83
a_{vg}	0,17	a_{vg}	0,78	a_{vg}	0,17	a_{vg}	0,78
a_{vg}/a_g	0,75	a_{vg}/a_g	0,95	a_{vg}/a_g	0,75	a_{vg}/a_g	0,95
α	0,02	α	0,08	α	0,02	α	0,08
K_h	0,02	K_h	0,08	K_h	0,02	K_h	0,08
K_V	0,01	K_V	0,04	K_V	0,01	K_V	0,04
ψ	1,57	ψ	1,57	ψ	1,57	ψ	1,57
E_{ws}	0,00	E_{ws}	0,00	E_{ws}	0,00	E_{ws}	0,00
E_{wd}	0,00	E_{wd}	0,00	E_{wd}	0,00	E_{wd}	0,00
Kas	0,36	Kas	0,52	Kas	0,33	Kas	0,43
I_a	125,66	I_a	125,66	I_a	125,66	I_a	125,66
ΔI_{as}	1,6	ΔI_{as}	67,3	ΔI_{as}	-11,0	ΔI_{as}	20,6
I_{as}	127,23	I_{as}	193,01	I_{as}	114,65	I_{as}	146,24
Impulso las utilizado Aceleração Ascendente			193,01	Impulso las utilizado Aceleração Descendente			146,24

Calcularam-se quatro impulsos sísmicos ativos, dois deles para a ação sísmica tipo 1 (sentido ascendente e descendente), os outros dois para a ação sísmica tipo 2 (sentido ascendente e descendente). Para esta demonstração usou-se o sentido ascendente, porém o utilizador pode escolher o outro sentido.

- Estabilidade exterior do muro (GEO) - Derrube

$$M_{Ek, stb R} = 764.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed, dst R} = \frac{1}{3} * I_a * h + \frac{1}{2} * \Delta I_{as} * h = 458.4 \text{ kNm/m}$$

Como se pode verificar através da tabela 15 e seguindo os valores supramencionados, a folha de cálculo está programada para ir buscar os maiores valores de I_a e ΔI_{as} , neste caso para a ação sísmica tipo 2.

Como, $M_{Ed, stb} > M_{Ed, dst}$, então verifica ao derrube (GEO)

- Deslizamento pela base (GEO)

À imagem do que aconteceu nas verificações para as combinações 1 e 2 o inverso da tangente da tangente do ângulo de atrito interno deve ser dividido por um coeficiente, neste caso e como se trata da ação sísmica o valor do coeficiente é de 1.1, este valor encontra-se no quadro N.A.II. da NP EN 1997-1 2010 presente no Anexo I.

Então:

$$\varphi'_d = 32^\circ$$

$$\tan^{-1} \left(\tan \left(\frac{32}{1.1} \right) \right) = 29.6^\circ$$

Para esta verificação ser feita são necessários os valores de cálculo das resistências horizontais:

$$H_{rd} = \left(\frac{ca * B}{\gamma_R} + \frac{\sum FV * tg(\delta_d)}{\gamma_R} \right)$$

Então:

$$H_{rd} = \left(\frac{0 * 3.5}{1} + \frac{362.2 * tg(19.7)}{1} \right) = 129.9 \text{ kN/m}$$

Nesta combinação o procedimento é igual à combinação 1 e 2, considerou-se $k=2/3$ pois é uma estrutura de betão, porém o ângulo que irá multiplicar por k é o ângulo 29.6° ($\delta_d = k * \varphi'_{cv,d}$) e assim $\delta_d = 19.7^\circ$.

γ_R é definido através do quadro N.A.III da NP EN 1997-1 2010 presente no Anexo I.

Como, $H_{rd} \leq H_{total}$ então, não verifica ao deslizamento pela base (GEO)

- Segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

$$M_{Ed,dst R} = 458.4 * 1 = 458.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,stb R} = 764.5 * 1 = 764.5 \text{ kNm/m}$$

Os coeficientes de valor unitário das fórmulas acima, estão presentes no quadro N.A.I da NP EN 1997-1 2010 presente no Anexo I.

$$M_{liq} = M_{Ed,str R} - M_{Ed,dst R}$$

$$M_{liq} = 764.5 - 458.4 = 306.2 \text{ kN.m/m}$$

$$RE = \frac{M_{liq}}{V_d}$$

$$RE = \frac{306.2}{362.2 * 1} = 0.845 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - RE$$

$$e = \frac{3.5}{2} - 0.845 = 0.905 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{3.5}{4} = 0.875 \text{ m}$$

Como, $\frac{B}{4} \leq e$, então não verifica a segurança à rotura do solo de fundação (GEO)

- Capacidade de carga da fundação /GEO)

O cálculo para a verificação da capacidade de carga da fundação é muito diferente do que foi feito para as combinações 1 e 2, como vimos anteriormente.

Considerando um solo puramente incoerente:

$$\bar{F} = 0.15$$

$$N_{max} = 1769.8$$

$$\bar{N} = 0.20, \bar{V} = 0.12, \bar{M} = 0.05$$

Aplicando os valores da tabela 13 na expressão geral obtemos:

$$\frac{(1 - 0.41 * 0.15)^{1.14} (2.90 * 0.12)^{1.14}}{(0.20)^{0.92} [(1 - 0.96 * 0.15^1)^{0.39} - 0.20]^{1.25}} + \frac{(1 - 0.32 * 0.15)^{1.01} (2.80 * 0.05)^{1.01}}{(0.20)^{0.92} [(1 - 0.96 * 0.15^1)^{0.39} - 0.20]^{1.25}} = 2.1$$

Como $2.1 > 1$, então, não verifica a capacidade de carga da fundação

- Estabilidade global (GEO)

À imagem do que foi feito nas verificações das combinações 1 e 2 foi calculado o fator de segurança, este é o quociente entre o somatório das resistências e o somatório das forças ($\sum \text{Resistências} / \sum \text{Forças}$).

Uma vez mais o somatório das resistências é a soma de todos os pesos do exemplo prático a multiplicar pelo coeficiente de segurança para a ação sísmica que se encontra no quadro N.A.I da NP EN 1997-1 2010.

O somatório das forças é o momento desestabilizador ($Med_{dst,R}$), momento este que é prejudicial à estrutura (forças desestabilizadoras), então:

$$\sum Resistências = 362.2 * 1 = 362.2$$

$$\sum Forças = 458.4 * 1 = 458.4$$

$$FS = \frac{\sum Resistências}{\sum Forças} = \frac{362.2}{458.4} = 0.8$$

Como, $0.8 \leq 1$, então não verifica a estabilidade global do muro (GEO)

Na Figura 55 apresentam-se todos os resultados obtidos pela folha de cálculo, valores esses que conferem com os valores aqui calculados para a ação sísmica.

Verificações Ações Sísmicas			
Estabilidade exterior do muro- Derrube (GEO)			
Mek, stb R	≥	Med, dst R	OK
764,5		458,4	
Deslizamento pela base			
Hrd	≥	Hed	KO
129,9		193,0	
Segurança à rotura do solo de fundação			
B/6	≥	e	KO
0,9		0,9	
Capacidade de Carga da Fundação			
qrd	≥	qed	KO
2,1		1,0	
Estabilidade Global (GEO)			
$\sum Resistências / \sum Forças$	≥	Coefficiente de Segurança	KO
0,8		1,0	

Figura 55- Verificações calculadas para a ação sísmica para o exemplonº2

No último separador “Cálculo de armaduras” calculam-se os momentos de dimensionamento para a sapata e para o muro (momento na base do muro), posteriormente o momento reduzido, a percentagem mecânica de armadura e por fim a armadura necessária ao correto dimensionamento.

Capítulo 6

Conclusões

6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1. Conclusões

O estágio curricular realizado foi muito importante e enriquecedor na obtenção de novos conhecimentos e na aplicação destes que foram aprendidos durante o percurso académico, sendo que o mais benéfico foi o contacto com o mundo real de trabalho, onde se aprendeu a resolver dos mais variados problemas em contexto de obra. Aprenderam-se também pormenores técnicos e construtivos em que a inserção no contexto prático e real foi fundamental para a sua melhor perceção e aprendizagem.

O objetivo principal deste trabalho foi a criação de uma folha de cálculo que permitisse o estudo e dimensionamento de muros de suporte em consola.

Os cálculos foram feitos para os estados limites últimos geotécnicos para condições persistentes, quer para ações variáveis, e usou-se a abordagem de cálculo 1. Para que, da melhor maneira possível, se pudesse levar a bom porto este objetivo principal, foi necessária uma maior e melhor aprendizagem quer do EC7, quer do método Rankine e Coulomb para a obtenção dos respetivos coeficientes de impulso ativos e passivos. Os impulsos ativos e passivos de terras apenas foram calculados pelo método do EC7. Após o cálculo destes impulsos foi possível a verificação ao derrube, ao deslizamento pela base, a segurança à rotura do solo de fundação, à tensão máxima aplicada e, por fim, à estabilidade global.

A estabilidade global foi calculada através do método tradicional, não foi usado por exemplo, o método de Bishop já que este teria que ser resolvido por programas externos, como o software GEO5, e a sua incorporação nesta folha de cálculo era quase impossível.

A ação sísmica foi considerada através do EC8 e foram implementadas as acelerações sísmicas de quase todos os municípios portugueses, quer para a ação sísmica tipo 1 quer para a ação sísmica tipo 2.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Para que este trabalho pudesse estar mais completo existem duas componentes que na ótica do aluno poderiam ser melhoradas em trabalhos futuros.

A primeira seria a incorporação de um método como por exemplo o método de Taylor ou do método de Bishop, para que a verificação da estabilidade global não fosse calculada através do método tradicional.

A outra componente seria a incorporação do estudo da verificação da capacidade de carga da fundação em situações não drenadas, o que tornaria a folha muito mais completa.

Referências Bibliográficas

Bibliografia

Almeida, N., & Dias, L. (2016). *Organização e Gestão de Obras* - Elementos de apoio a aulas. Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa, Portugal.

Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design*. 3.^a ed. Peoria Illinois. McGRAW-HILL International Book Company 806 p. ISBN 978-0079122476.

Brito, J. (1999). *Faseamento Construtivo de paredes moldadas*. FUNDEC. Instituto Superior Técnico (IST). Lisboa.

Brito, J. (2001). *Paredes Moldadas*. Mestrado Avançado em Construção e reabilitação. Cadeira de construção de edifícios Instituto Superior Técnico (IST). Lisboa.

Carneiro Matos, P. J. (2011). *Influência do Eurocódigo 7 no dimensionamento de muros de suporte*. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Construção Urbana. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra. Portugal.

Cernica, J.N. (1994). *Geotechnical Engineering, Foundation Design*. 1.^a ed. John Wiley & Sons. 512 p. ISBN: 9780471308874.

Coelho, Silvério. (1996). *Tecnologia das fundações*. Lisboa. Edições E.P.Gustave.Eiffel. 996 p. ISBN: 9789728326227.

Cruz, I (2016) – *Orçamentação e direção de obras. Ligações em estruturas de madeira*. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade de Aveiro. Portugal.

CYPE Ingenieros, S.A. Gerador de Preços. Portugal: Parede moldada de betão armado se, lamas. [Consult: 20 mar.2020]. Disponível em WWW<URL:

http://www.geradordeprecos.info/obra_nova/Fundacoes/Contencoes/Paredes_moldadas/CC_P010_Parede_moldada_de_betao_armado__sem.html/pt>.

Domingues, P. C. (1997) – *Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado em betão armado*. Dissertação apresentada para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, Brasil.

Gerscovich, D. M. S. (2006) – *Estabilidade de taludes*. Oficinas de Texto. 2ª ed. 192 p. ISBN:978-85-7975-241-4.

Gerscovich, D.M.S. (2010) – *Estruturas de Contenção Muros de Arrimo*. Apontamentos da Faculdade de Engenharia do Departamento de Estruturas e Fundações. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Brasil.

Martins, M. E-Portefólio_Maria Martins: Responsabilidades e deveres do Diretor de Obra. [Consult: 20 abr. 2016]. Disponível em WWW<URL: <https://sites.google.com/site/portefoliomariamartins/competencias-adquiridas/responsabilidades-e-deveres-do-director-de-obra/pt>>.

Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos solos. Conceitos e Princípios fundamentais*, volume 1. FEUP Edições. 3.ª ed. 463p. ISBN 978-972-9752-148-7.

Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos solos. Introdução á Engenharia Geotécnica*, volume 2. FEUP Edições. 1.ª ed. 592p. ISBN 978-972-752-136-4.

Moderna, E (2008). [Consult: 19 mar.2020]. Disponível em WWW<URL: <http://engenhariamoderna.blix.biz/medicoes.html.pt>>.

Moliterno, A. (1980) – *Caderno de Muros de Arrimo*. Edgard Blucher. 2.ª ed.208 p. ISBN 9788521201496.

NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7 -Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras gerais*. LNEC.

NP EN 1998-1 (2010). *Eurocódigo 8 -Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.*

NP EN 1998-5 (2010). *Eurocódigo 8 -Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos.*

Ponto Urbano (2019). [Consult: 11 nov. 2019]. Disponível em WWW<URL: <http://www.pontourbano.pt/pt/>>.

Semedo, J. D. S. (2009). *Direcção de obra fora de Portugal: preparação individual.* Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil (Especialização em Construções), da Faculdade de Engenharia da Universidade por Porto, Portugal.

Sika. Sika Portugal. [Consult: 20 mar.2020]. Disponível em WWW<URL: <https://prt.sika.com/pt/home.html/pt/>>.

Silva Vieira, Castorina Fernanda (1997). *Dimensionamento de Estruturas de suporte, segundo o EC7.* Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade por Porto, Portugal.

Vinevala, Quintino Jackson (2011). *Programa de cálculo de muros de suporte de terras em betão armado.* Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal.

ANEXOS

Anexos

Anexo I - Eurocódigo 7

I.1. Obtenção dos coeficientes de impulso efetivo de terras através dos ábacos presentes no anexo C da NP EN 1997-1 2010

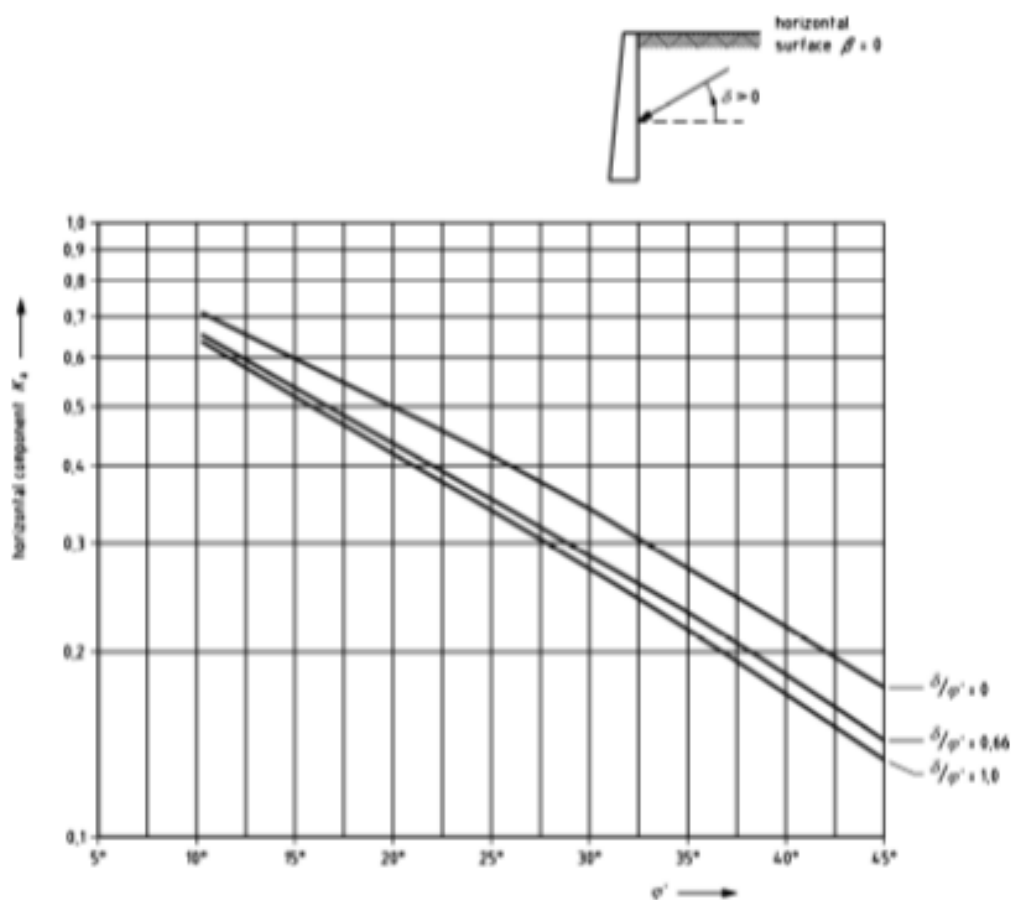


Figura K.1.- Coeficiente K_a de impulso ativo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser horizontal ($\beta=0$) (NP EN 1997-1 2010)

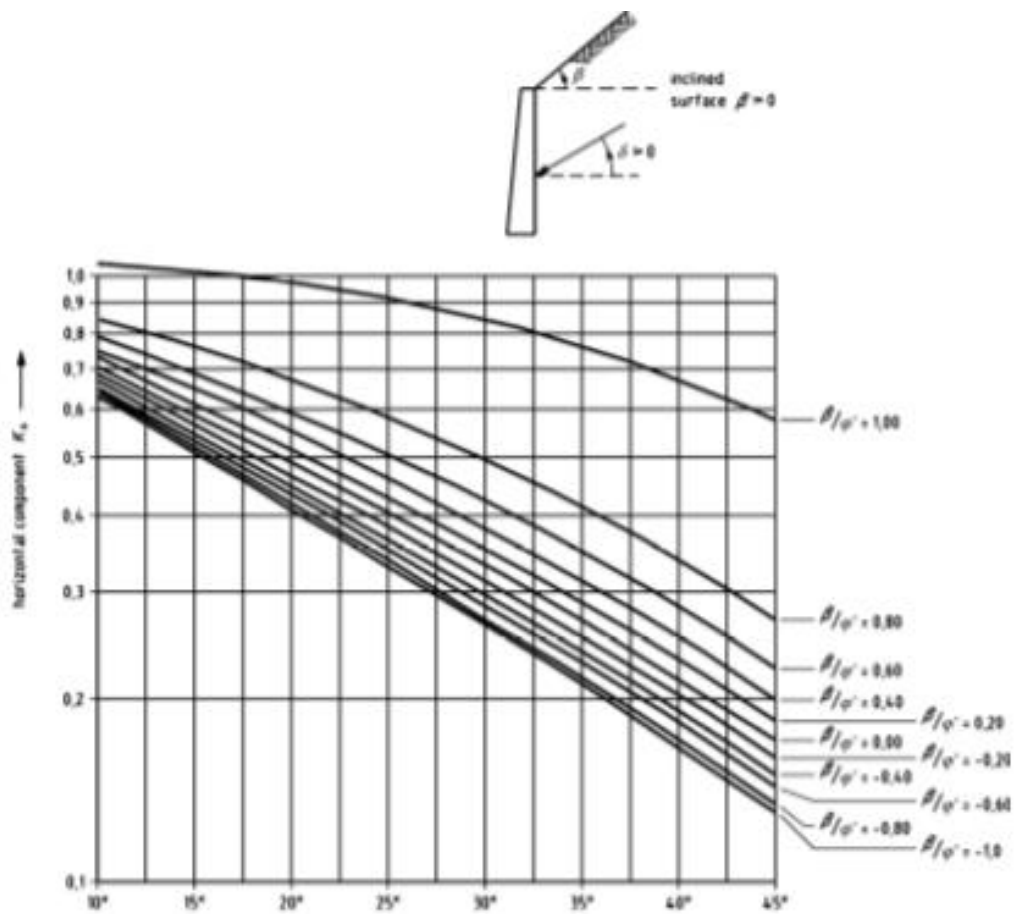


Figura K.2.- Coeficiente K_a de impulso activo efetivo (componente horizontal) no caso de a superficie do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi'=0$ e $\delta=0$) (NP EN 1997-1 2010)

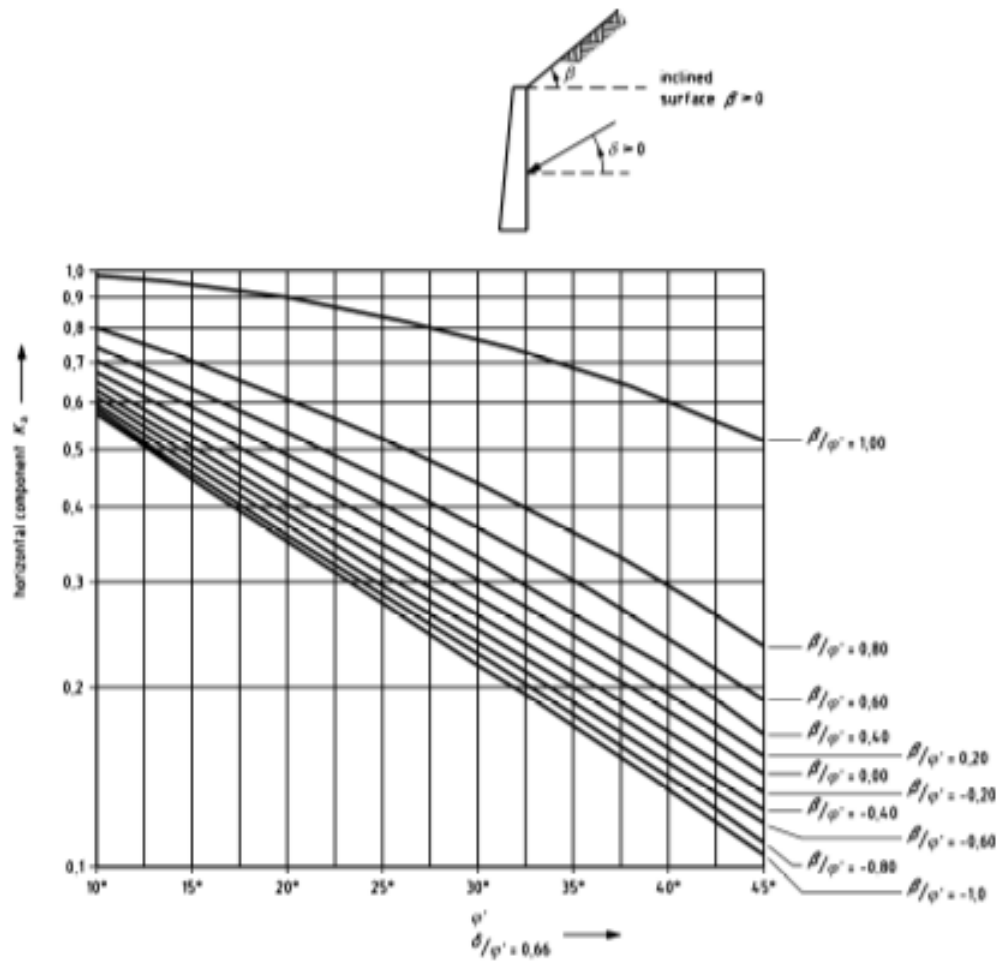


Figura K.3.- Coeficiente K_a de impulso ativo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\phi'=0.66$) (NP EN 1997-1 2010)

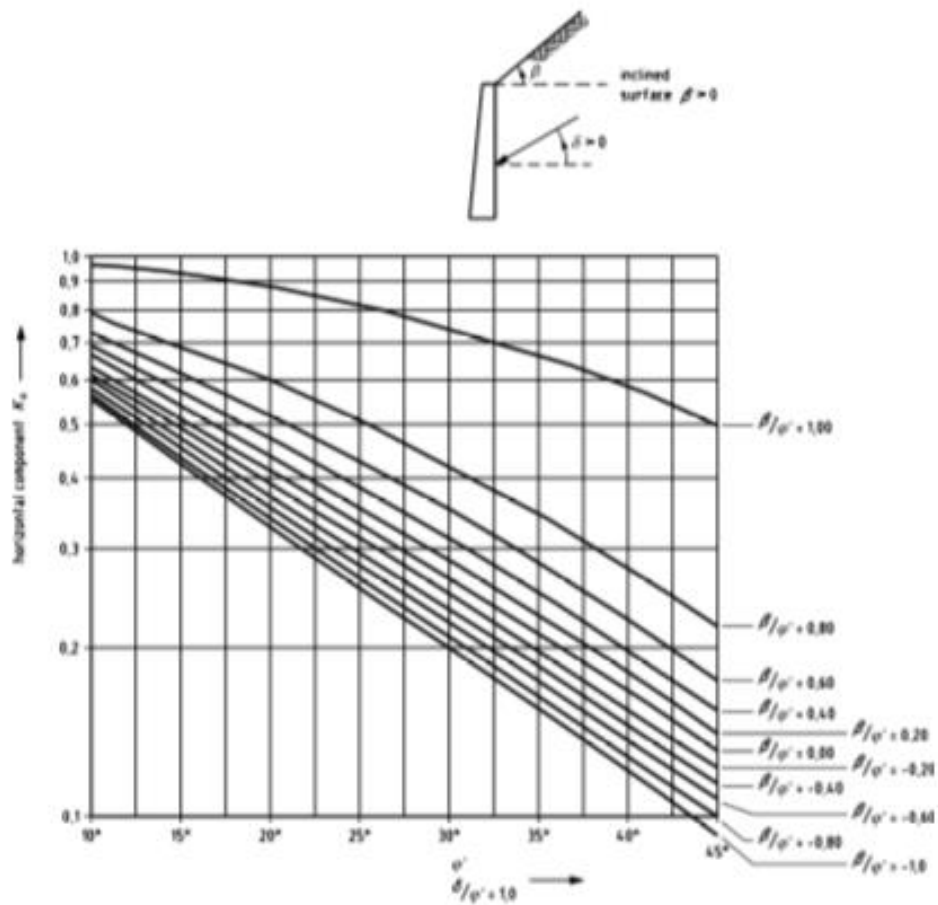


Figura K.4.-Coeficiente K_a de impulso activo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\phi'=1$) (NP EN 1997-1 2010)

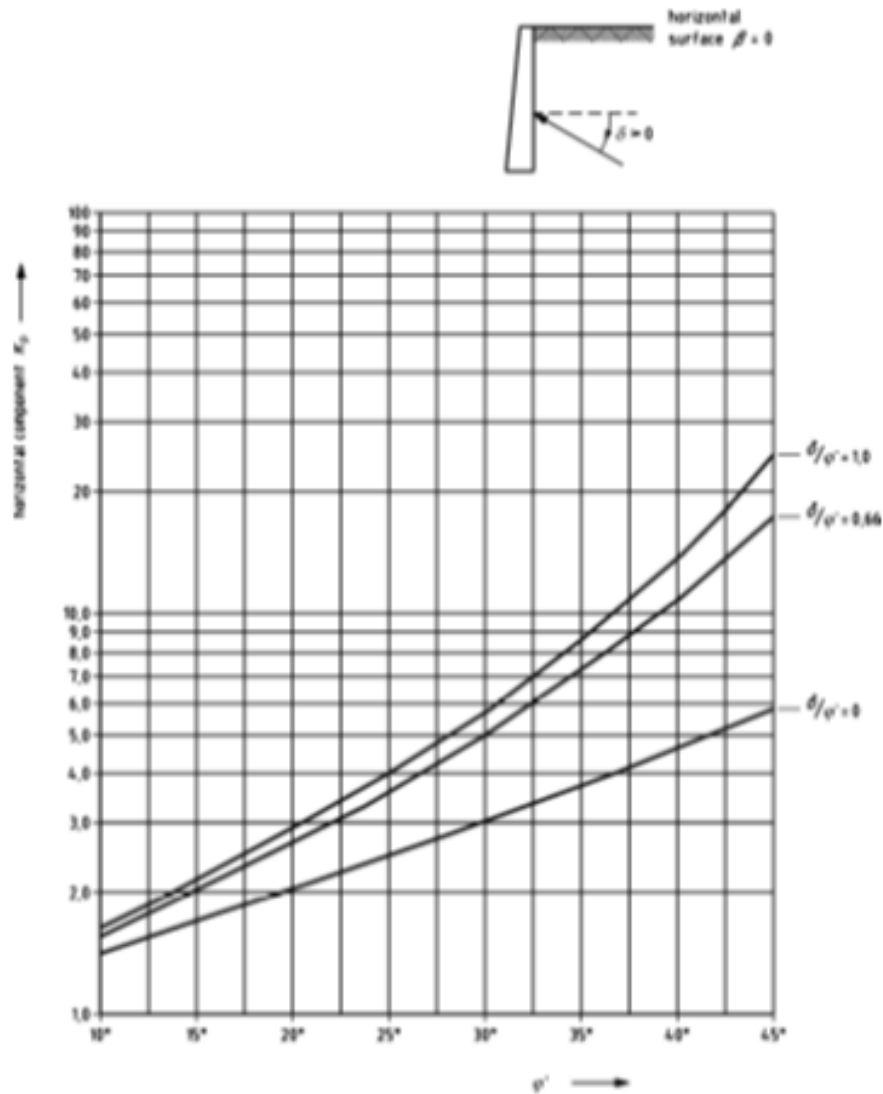


Figura K.5.-Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser horizontal ($\beta=0$) (NP EN 1997-1 2010)

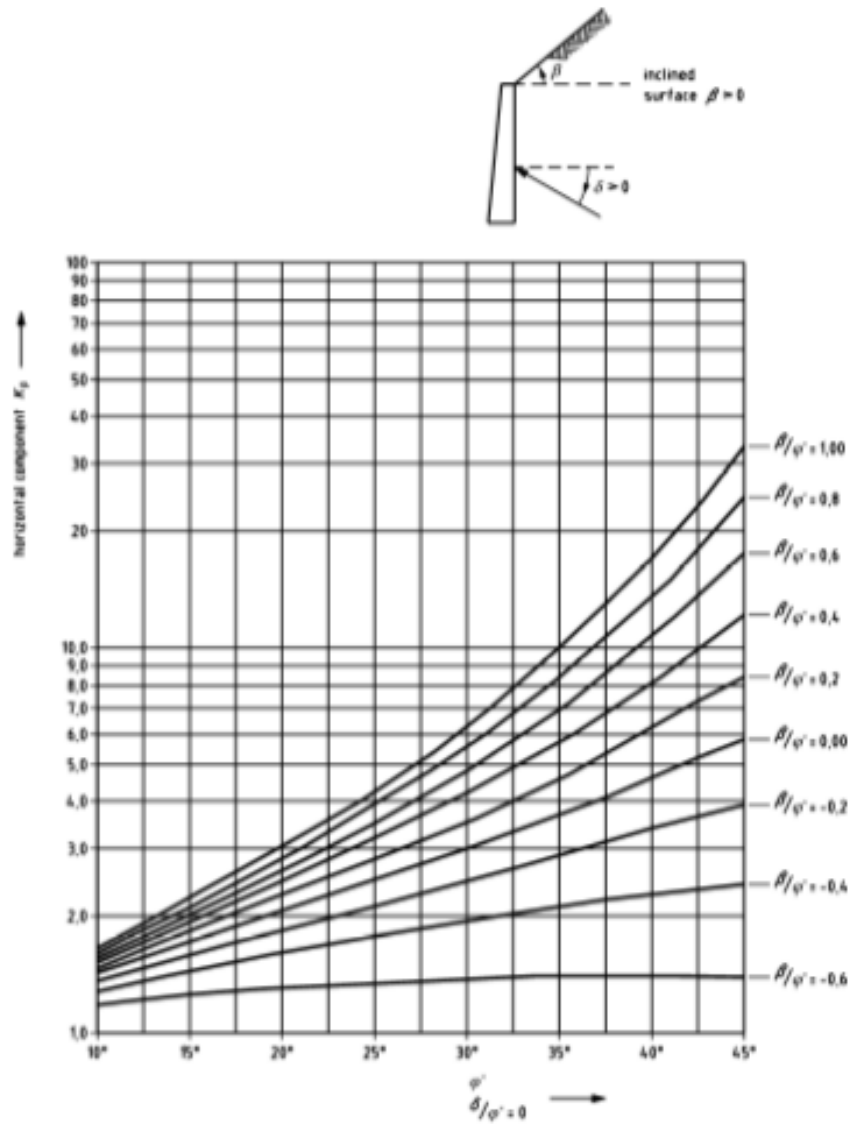


Figura K.6.-Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\phi'=0$ e $\delta=0$) (NP EN 1997-1 2010)

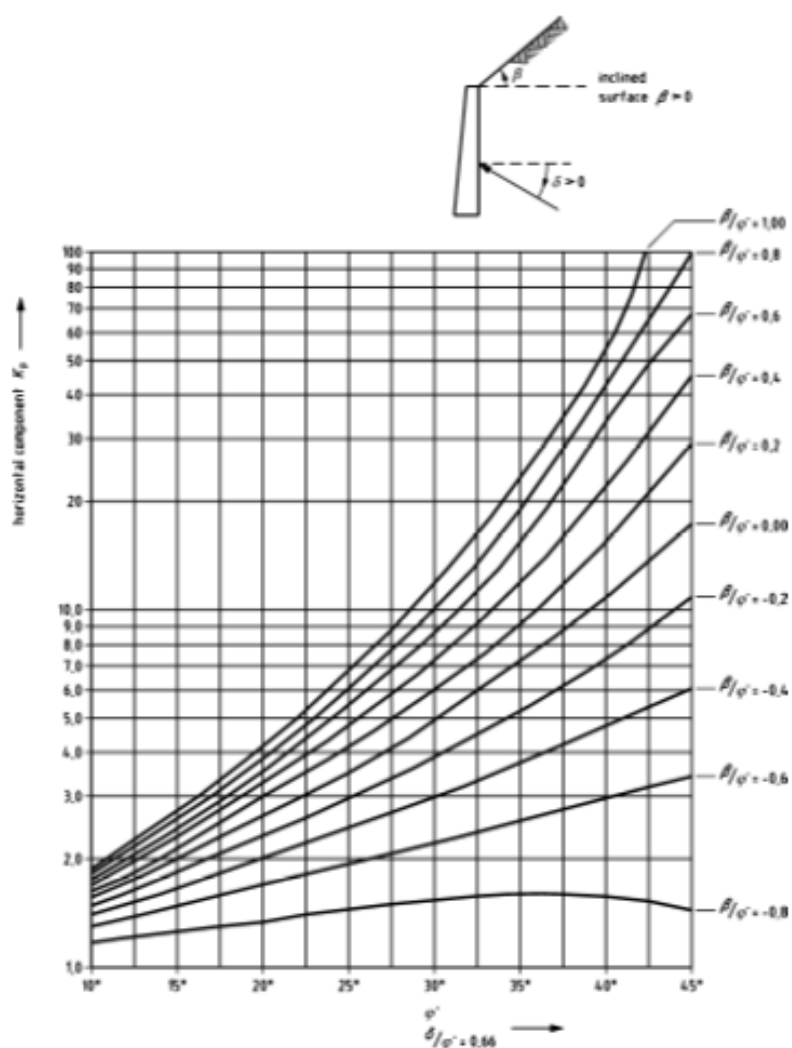


Figura K.7.-Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\phi'=0.66$) (NP EN 1997-1 2010)

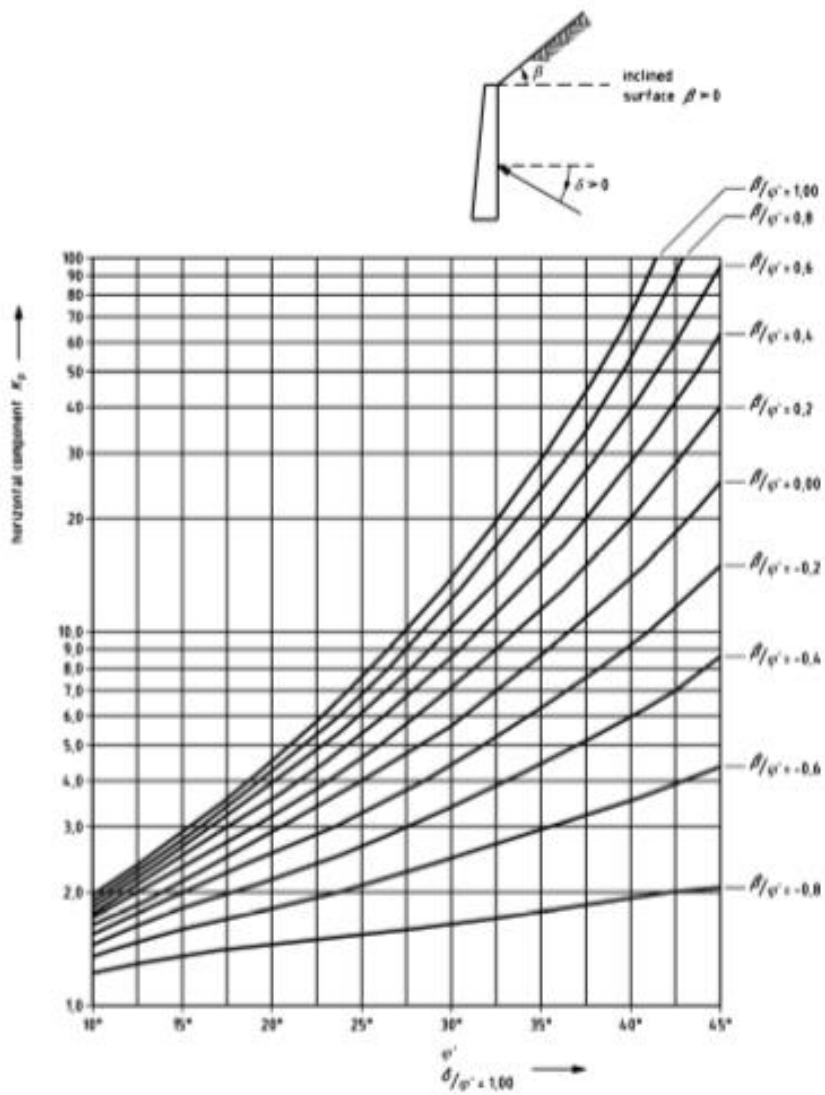


Figura K.8.-Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\phi'=1$) (NP EN 1997-1 2010)

I.2. Coeficientes parciais e de correlação para estados limites últimos e valores recomendados

Tabela Q.1.- Coeficientes parciais para as ações (γ_F) (NP EN 1997-1 2010)

<i>Acção</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Permanente</i> <i>Desfavorável</i> ^{a)} <i>Favorável</i> ^{b)}	$\gamma_{G;dst}$ $\gamma_{G;stb}$	<i>1,1</i> <i>0,9</i>
<i>Variável</i> <i>Desfavorável</i> ^{a)} <i>Favorável</i> ^{b)}	$\gamma_{Q;dst}$ $\gamma_{Q;stb}$	<i>1,5</i> <i>0</i>
^{a)} <i>Desestabilizante</i> ^{b)} <i>Estabilizante</i>		

Tabela Q.2.- Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) (NP EN 1997-1 2010)

<i>Parâmetro do solo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Ângulo de atrito interno em tensões efectivas</i> ^{a)}	$\gamma_{\varphi'}$	<i>1,25</i>
<i>Coesão em tensões efectivas</i>	γ_c	<i>1,25</i>
<i>Resistência ao corte não drenada</i>	γ_{cu}	<i>1,4</i>
<i>Resistência à compressão uniaxial</i>	γ_{qu}	<i>1,4</i>
<i>Peso volúmico</i>	γ_r	<i>1,0</i>
^{a)} <i>Este coeficiente é aplicado a $\tan \varphi'$</i>		

Tabela Q.3.- Coeficientes parciais para as ações (γ_F) ou para os efeitos das ações (γ_E) (NP EN 1997-1 2010)

<i>Acção</i>		<i>Símbolo</i>	<i>Conjunto</i>	
			<i>A1</i>	<i>A2</i>
<i>Permanente</i>	<i>Desfavorável</i>	γ_G	<i>1,35</i>	<i>1,0</i>
	<i>Favorável</i>		<i>1,0</i>	<i>1,0</i>
<i>Variável</i>	<i>Desfavorável</i>	γ_Q	<i>1,5</i>	<i>1,3</i>
	<i>Favorável</i>		<i>0</i>	<i>0</i>

Tabela Q.4.- Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) (NP EN 1997-1 2010)

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	γ_c	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$			

Ativa

Tabela Q.5.- Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para fundações superficiais (NP EN 1997-1 2010)

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Carregamento do terreno	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

I.3. Valores dos coeficientes parciais para as ações acidentais em Portugal

Tabela AA.1.- Coeficientes parciais para as ações em situações acidentais (NP EN 1997-1 2010)

Acções	Tipo de estado limite			
	EQU	STR/GEO	UPL	Levantamento hidráulico (HYD)
Acções permanentes desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,2
Acções permanentes favoráveis	1,0	1,0	0,9	0,9
Acções variáveis desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,0
Acções variáveis favoráveis	0	0	–	–

Tabela AA.2.- Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situações acidentais (NP EN 1997-1 2010)

Parâmetro do terreno	Tipo de estado limite		
	EQU	STR/GEO	UPL
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Coesão em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Resistência ao corte não drenada	1,4	1,15	1,4
Resistência à compressão uniaxial	1,4	1,15	–
Peso volúmico	1,0	1,0	–

Tabela AA.3.- Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situações acidentais (NP EN 1997-1 2010)

Estruturas ou elementos estruturais	Capacidade resistente	Tipo de estado limite	
		STR/GEO	UPL
Fundações superficiais	Carregamento do terreno	1,0	–
	Deslizamento	1,0	–
Estacas cravadas	Na ponta	1,15	–
	Lateral (compressão)	1,15	–
	Total (compressão)	1,15	–
	Lateral (tração)	1,3	1,2
Estacas instaladas com extracção do terreno	Na ponta	1,3	–
	Lateral (compressão)	1,15	–
	Total (compressão)	1,25	–
	Lateral (tração)	1,3	1,2
Estacas instaladas com trado continuo	Na ponta	1,2	–
	Lateral (compressão)	1,15	–
	Total (compressão)	1,2	–
	Lateral (tração)	1,3	1,2
Ancoragens pré-esforçadas (provisórias ou definitivas)	Arrancamento (tração)	1,1	1,2
Estruturas de suporte	Carregamento do terreno de fundação	1,0	–
	Deslizamento	1,0	–
	Passiva de terras	1,0	–
Estabilidade de taludes e estabilidade global	Terreno	1,0	–

Anexo II - Análise ação sísmica

II.1. Valores da aceleração sísmica para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2

Tabela B.1.- Valores da aceleração sísmica nos municípios Portugueses

Portugal Continental		Ação sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona	Aceleração	Zona	Aceleração
		sísmica	a_{gR} (m/s ²)	sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1401	Abrantes	1,5	0,6	2,4	1,1
101	Águeda	1,6	0,35	2,4	1,1
901	Aguiar da Beira	1,6	0,35	2,5	0,8
701	Alandroal	1,5	0,6	2,4	1,1
102	Albergaria-a-Velha	1,6	0,35	2,4	1,1
801	Albufeira	1,2	2	2,3	1,7
1501	Alcácer do Sal	1,3	1,5	2,3	1,7
1402	Alcanena	1,5	0,6	2,4	1,1
1001	Alcobaça	1,5	0,6	2,4	1,1
1502	Alcochete	1,3	1,5	2,3	1,7
802	Alcoutim	1,3	1,5	2,4	1,1
401	Alfândega da Fé	1,6	0,35	2,5	0,8
1701	Alijó	1,6	0,35	2,5	0,8
803	Aljezur	1,1	2,5	2,3	1,7
201	Aljustrel	1,3	1,5	2,4	1,1
1503	Almada	1,3	1,5	2,3	1,7
902	Almeida	1,6	0,35	2,4	1,1
1403	Almeirim	1,5	0,6	2,3	1,7
202	Almodôvar	1,3	1,5	2,4	1,1
1404	Alpiarça	1,5	0,6	2,4	1,1
1201	Alter do Chão	1,5	0,6	2,4	1,1
1002	Alvaiázere	1,5	0,6	2,4	1,1
203	Alvito	1,4	1	2,4	1,1
1115	Amadora	1,3	1,5	2,3	1,7
1301	Amarante	1,6	0,35	2,5	0,8
301	Amares	1,6	0,35	2,5	0,8
103	Anadia	1,6	0,35	2,4	1,1
1003	Ansião	1,5	0,6	2,4	1,1
1601	Arcos de Valdevez	1,6	0,35	2,5	0,8
601	Arganil	1,6	0,35	2,4	1,1
1801	Armamar	1,6	0,35	2,5	0,8
104	Arouca	1,6	0,35	2,5	0,8
702	Arraiolos	1,4	1	2,4	1,1
1202	Arronches	1,5	0,6	2,4	1,1
1102	Arruda dos Vinhos	1,4	1	2,3	1,7
105	Aveiro	1,6	0,35	2,4	1,1
1203	Avis	1,5	0,6	2,4	1,1
1103	Azambuja	1,4	1	2,3	1,7
1302	Baião	1,6	0,35	2,5	0,8
302	Barcelos	1,6	0,35	2,5	0,8
204	Barrancos	1,4	1	2,4	1,1
1504	Barreiro	1,3	1,5	2,3	1,7
205	Beja	1,4	1	2,4	1,1

501	Belmonte	1,6	0,35	2,4	1,1
402	Bragança	1,6	0,35	2,5	0,8
304	Cabeceiras de Basto	1,6	0,35	2,5	0,8
1104	Cadaval	1,4	1	2,3	1,7
1006	Caldas da Rainha	1,5	0,6	2,4	1,1
1602	Caminha	1,6	0,35	2,5	0,8
1204	Campo Maior	1,5	0,6	2,4	1,1
602	Cantanhede	1,5	0,6	2,4	1,1
403	Carraceda de Ansiães	1,6	0,35	2,5	0,8
1802	Carregal do Sal	1,6	0,35	2,4	1,1
1406	Cartaxo	1,4	1	2,3	1,7
1105	Cascais	1,3	1,5	2,3	1,7
1007	Castanheira de Pêra	1,6	0,35	2,4	1,1
502	Castelo Branco	1,6	0,35	2,4	1,1
106	Castelo de Paiva	1,6	0,35	2,5	0,8
1205	Castelo de Vide	1,5	0,6	2,4	1,1
1803	Castro Daire	1,6	0,35	2,5	0,8
804	Castro Marim	1,3	1,5	2,3	1,7
206	Castro Verde	1,3	1,5	2,4	1,1
903	Celorico da Beira	1,6	0,35	2,4	1,1
305	Celorico de Basto	1,6	0,35	2,5	0,8
1407	Chamusca	1,5	0,6	2,4	1,1
1703	Chaves	1,6	0,35	2,5	0,8
1804	Cinfães	1,6	0,35	2,5	0,8
603	Coimbra	1,6	0,35	2,4	1,1
604	Condeixa-a-Nova	1,5	0,6	2,4	1,1
1408	Constância	1,5	0,6	2,4	1,1
1409	Coruche	1,4	1	2,3	1,7
503	Covilhã	1,6	0,35	2,4	1,1
1206	Crato	1,5	0,6	2,4	1,1
207	Cuba	1,4	1	2,4	1,1
1207	Elvas	1,5	0,6	2,4	1,1
1410	Entroncamento	1,5	0,6	2,4	1,1
107	Espinho	1,6	0,35	2,5	0,8
306	Esposende	1,6	0,35	2,5	0,8
108	Estarreja	1,6	0,35	2,4	1,1
704	Estremoz	1,5	0,6	2,4	1,1
705	Évora	1,4	1	2,4	1,1

307	Fafe	1,6	0,35	2,5	0,8
805	Faro	1,2	2	2,3	1,7
1303	Felgueiras	1,6	0,35	2,5	0,8
208	Ferreira do Alentejo	1,3	1,5	2,4	1,1
1411	Ferreira do Zêzere	1,5	0,6	2,4	1,1
605	Figueira da Foz	1,5	0,6	2,4	1,1
904	Figueira de Castelo Rod	1,6	0,35	2,5	0,8
1008	Figueiró dos Vinhos	1,5	0,6	2,4	1,1
905	Fornos de Algodres	1,6	0,35	2,4	1,1
404	Foixo de Espada à Cin	1,6	0,35	2,5	0,8
1208	Fronteira	1,5	0,6	2,4	1,1
504	Fundão	1,6	0,35	2,4	1,1
1209	Gavião	1,5	0,6	2,4	1,1
606	Góis	1,6	0,35	2,4	1,1
1412	Golegã	1,5	0,6	2,4	1,1
1304	Gondomar	1,6	0,35	2,5	0,8
906	Gouveia	1,6	0,35	2,4	1,1
1505	Grândola	1,3	1,5	2,3	1,7
907	Guarda	1,6	0,35	2,4	1,1
308	Guimarães	1,6	0,35	2,5	0,8
505	Idanha-a-Nova	1,6	0,35	2,4	1,1
110	Ílhavo	1,6	0,35	2,4	1,1
806	Lagoa	1,1	2,5	2,3	1,7
807	Lagos	1,1	2,5	2,3	1,7
1805	Lamego	1,6	0,35	2,5	0,8
1009	Leiria	1,5	0,6	2,4	1,1
1106	Lisboa	1,3	1,5	2,3	1,7
808	Loulé	1,2	2	2,3	1,7
1107	Loures	1,3	1,5	2,3	1,7
1108	Lourinhã	1,4	1	2,3	1,7
607	Lousã	1,6	0,35	2,4	1,1
1305	Lousada	1,6	0,35	2,5	0,8
1413	Mação	1,5	0,6	2,4	1,1
405	Macedo de Cavaleiros	1,6	0,35	2,5	0,8
1109	Mafra	1,4	1	2,3	1,7
1306	Maia	1,6	0,35	2,5	0,8
1806	Mangualde	1,6	0,35	2,4	1,1
908	Manteigas	1,6	0,35	2,4	1,1
1307	Marco de Canaveses	1,6	0,35	2,5	0,8
1010	Marinha Grande	1,5	0,6	2,4	1,1
1210	Marvão	1,5	0,6	2,4	1,1

1308	Matosinhos	1,6	0,35	2,5	0,8
111	Mealhada	1,6	0,35	2,4	1,1
909	Meda	1,6	0,35	2,5	0,8
1603	Melgaço	1,6	0,35	2,5	0,8
209	Mértola	1,3	1,5	2,4	1,1
1704	Mesão Frio	1,6	0,35	2,5	0,8
608	Mira	1,5	0,6	2,4	1,1
609	Miranda do Corvo	1,5	0,6	2,4	1,1
406	Miranda do Douro	1,6	0,35	2,5	0,8
407	Mirandela	1,6	0,35	2,5	0,8
408	Mogadouro	1,6	0,35	2,5	0,8
1807	Moimenta da Beira	1,6	0,35	2,5	0,8
1506	Moita	1,3	1,5	2,3	1,7
1604	Monção	1,6	0,35	2,5	0,8
809	Monchique	1,2	2	2,3	1,7
1705	Mondim de Basto	1,6	0,35	2,5	0,8
1211	Monforte	1,5	0,6	2,4	1,1
1706	Montalegre	1,6	0,35	2,5	0,8
706	Montemor-o-Novo	1,4	1	2,4	1,1
610	Montemor-o-Velho	1,5	0,6	2,4	1,1
1507	Montijo	1,3	1,5	2,3	1,7
707	Mora	1,5	0,6	2,4	1,1
1808	Mortágua	1,6	0,35	2,4	1,1
210	Moura	1,4	1	2,4	1,1
708	Mourão	1,4	1	2,4	1,1
1707	Murça	1,6	0,35	2,5	0,8
112	Murtosa	1,6	0,35	2,4	1,1
1011	Nazaré	1,5	0,6	2,4	1,1
1809	Nelas	1,6	0,35	2,4	1,1
1212	Nisa	1,5	0,6	2,4	1,1
1012	Óbidos	1,5	0,6	2,3	1,7
211	Odemira	1,2	2	2,4	1,1
1116	Odivelas	1,3	1,5	2,3	1,7
1110	Oeiras	1,3	1,5	2,3	1,7
506	Oleiros	1,6	0,35	2,4	1,1
810	Olhão	1,2	2	2,3	1,7
113	Oliveira de Azeméis	1,6	0,35	2,4	1,1
1810	Oliveira de Frades	1,6	0,35	2,4	1,1
114	Oliveira do Bairro	1,6	0,35	2,4	1,1
611	Oliveira do Hospital	1,6	0,35	2,4	1,1

1421	Ourém	1,5	0,6	2,4	1,1
212	Ourique	1,3	1,5	2,4	1,1
115	Ovar	1,6	0,35	2,4	1,1
1309	Paços de Ferreira	1,6	0,35	2,5	0,8
1508	Palmela	1,3	1,5	2,3	1,7
612	Pampilhosa da Serra	1,6	0,35	2,4	1,1
1310	Paredes	1,6	0,35	2,5	0,8
1605	Paredes de Coura	1,6	0,35	2,5	0,8
1013	Pedrógão Grande	1,5	0,6	2,4	1,1
613	Penacova	1,6	0,35	2,4	1,1
1311	Penafiel	1,6	0,35	2,5	0,8
1811	Penalva do Castelo	1,6	0,35	2,5	0,8
507	Penamacor	1,6	0,35	2,4	1,1
1812	Penedono	1,6	0,35	2,5	0,8
614	Penela	1,5	0,6	2,4	1,1
1014	Peniche	1,4	1	2,3	1,7
1708	Peso da Régua	1,6	0,35	2,5	0,8
910	Pinhel	1,6	0,35	2,4	1,1
1015	Pombal	1,5	0,6	2,4	1,1
1606	Ponte da Barca	1,6	0,35	2,5	0,8
1607	Ponte de Lima	1,6	0,35	2,5	0,8
1213	Ponte de Sor	1,5	0,6	2,4	1,1
1214	Portalegre	1,5	0,6	2,4	1,1
709	Portel	1,4	1	2,4	1,1
811	Portimão	1,1	2,5	2,3	1,7
1312	Porto	1,6	0,35	2,5	0,8
1016	Porto de Mós	1,5	0,6	2,4	1,1
309	Póvoa de Lanhoso	1,6	0,35	2,5	0,8
1313	Póvoa de Varzim	1,6	0,35	2,5	0,8
508	Proença-a-Nova	1,5	0,6	2,4	1,1
710	Redondo	1,5	0,6	2,4	1,1
711	Reguengos de Monsaraz	1,4	1	2,4	1,1
1813	Resende	1,6	0,35	2,5	0,8
1709	Ribeira de Pena	1,6	0,35	2,5	0,8
1414	Rio Maior	1,5	0,6	2,3	1,7
1710	Sabrosa	1,6	0,35	2,5	0,8

911	Sabugal	1,6	0,35	2,4	1,1
1415	Salvaterra de Magos	1,4	1	2,3	1,7
1814	Santa Comba Dão	1,6	0,35	2,4	1,1
109	Santa Maria da Feira	1,6	0,35	2,4	1,1
1711	Santa Marta de Penaguião	1,6	0,35	2,5	0,8
1416	Santarém	1,5	0,6	2,3	1,7
1509	Santiago do Cacém	1,3	1,5	2,3	1,7
1314	Santo Tirso	1,6	0,35	2,5	0,8
812	São Brás de Alportel	1,2	2	2,3	1,7
116	São João da Madeira	1,6	0,35	2,4	1,1
1815	São João da Pesqueira	1,6	0,35	2,5	0,8
1816	São Pedro do Sul	1,6	0,35	2,4	1,1
1417	Sardoal	1,5	0,6	2,4	1,1
1817	Sátão	1,6	0,35	2,5	0,8
912	Seia	1,6	0,35	2,4	1,1
1510	Seixal	1,3	1,5	2,3	1,7
1818	Sernancelhe	1,6	0,35	2,5	0,8
213	Serpa	1,4	1	2,4	1,1
509	Sertão	1,5	0,6	2,4	1,1
1511	Sesimbra	1,3	1,5	2,3	1,7
1512	Setúbal	1,3	1,5	2,3	1,7
117	Sever do Vouga	1,6	0,35	2,4	1,1
813	Silves	1,2	2	2,3	1,7
1513	Sines	1,3	1,5	2,3	1,7
1111	Sintra	1,3	1,5	2,3	1,7
1112	Sobral de Monte Agraço	1,4	1	2,3	1,7
615	Soure	1,5	0,6	2,4	1,1
1215	Sousel	1,5	0,6	2,4	1,1
616	Tábua	1,6	0,35	2,4	1,1
1819	Tabuaço	1,6	0,35	2,5	0,8
1820	Tarouca	1,6	0,35	2,5	0,8
814	Tavira	1,3	1,5	2,3	1,7
310	Terras de Bouro	1,6	0,35	2,5	0,8
1418	Tomar	1,5	0,6	2,4	1,1
1821	Tondela	1,6	0,35	2,4	1,1
409	Torre de Moncorvo	1,6	0,35	2,5	0,8
1419	Torres Novas	1,5	0,6	2,4	1,1
1113	Torres Vedras	1,4	1	2,3	1,7
913	Trancoso	1,6	0,35	2,5	0,8
1318	Trofa	1,6	0,35	2,5	0,8
118	Vagos	1,6	0,35	2,4	1,1
119	Vale de Cambra	1,6	0,35	2,4	1,1
1608	Valença	1,6	0,35	2,5	0,8
1315	Valongo	1,6	0,35	2,5	0,8

1712	Valpaços	1,6	0,35	2,5	0,8
712	Vendas Novas	1,4	1	2,3	1,7
713	Viana do Alentejo	1,4	1	2,4	1,1
1609	Viana do Castelo	1,6	0,35	2,5	0,8
214	Vidigueira	1,4	1	2,4	1,1
311	Vieira do Minho	1,6	0,35	2,5	0,8
510	Vila de Rei	1,5	0,6	2,4	1,1
815	Vila do Bispo	1,1	2,5	2,3	1,7
1316	Vila do Conde	1,6	0,35	2,5	0,8
410	Vila Flor	1,6	0,35	2,5	0,8
1114	Vila Franca de Xira	1,4	1	2,3	1,7
1420	Vila Nova da Barquinha	1,5	0,6	2,4	1,1
1610	Vila Nova de Cerveira	1,6	0,35	2,5	0,8
312	Vila Nova de Famalicão	1,6	0,35	2,5	0,8
914	Vila Nova de Foz Côa	1,6	0,35	2,5	0,8
1317	Vila Nova de Gaia	1,6	0,35	2,5	0,8
1822	Vila Nova de Paiva	1,6	0,35	2,5	0,8
617	Vila Nova de Poiares	1,6	0,35	2,4	1,1
1713	Vila Pouca de Aguiar	1,6	0,35	2,5	0,8
1714	Vila Real	1,6	0,35	2,5	0,8
816	Vila Real de Santo António	1,3	1,5	2,3	1,7
511	Vila Velha de Ródão	1,6	0,35	2,4	1,1
313	Vila Verde	1,6	0,35	2,5	0,8
714	Vila Viçosa	1,5	0,6	2,4	1,1
411	Vimioso	1,6	0,35	2,5	0,8
412	Vinhais	1,6	0,35	2,5	0,8
1823	Viseu	1,6	0,35	2,5	0,8
314	Vizela	1,6	0,35	2,5	0,8
1824	Vouzela	1,6	0,35	2,4	1,1

II.2. Coeficiente parcial γ_{Rd}

Tabela B.2.- Valores do coeficiente parcial (NP EN 1998-5 2010)

Areia de compactidade média a elevada	Areia seca solta	Areia saturada solta	Argila não sensível	Argila sensível
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

II.3. Valores dos parâmetros numéricos para a expressão geral da capacidade resistente do terreno em ação sísmica

Tabela B.3.- Valores dos parâmetros para a expressão geral da capacidade resistente do terreno (NP EN 1998-5 2010)

	Solo puramente coerente	Solo puramente incoerente
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80