




**Técnicas de Execução e
Dimensionamento de Paredes Moldadas**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

José Miguel Perestrelo Martins
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA
A Nossa Universidade
www.uma.pt



setembro | 2012

Técnicas de Execução e Dimensionamento de Paredes Moldadas

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

José Miguel Perestrelo Martins

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTAÇÃO
João Martins

Agradecimentos

A execução deste tipo de trabalho envolve sempre muitas pessoas e nesse sentido passo a citar as pessoas e entidades que intervieram com intuito de me apoiar e ajudar na realização do mesmo.

Ao meu orientador, o Professor Doutor João Paulo Martins pela disponibilização e esclarecimento de dúvidas ao longo da execução deste trabalho.

Ao Engenheiro Alberto Palácio, da empresa Geofix, pelas informações disponibilizadas e incentivos.

Aos meus pais e à minha namorada que sempre me apoiaram e nunca desistiram de me encorajar neste desafio, e por fim aos meus colegas de curso e a todos os professores da Universidade da Madeira que se disponibilizaram para o esclarecimento de dúvidas.

Resumo

No presente trabalho pretende-se descrever as fases de execução e procedimentos para a construção de paredes moldadas em meios urbanos, fazendo referência aos maciços terrosos existentes na ilha da Madeira, bem como os trabalhos de prospeção e instrumentação.

Como exemplos da utilização de paredes moldadas são descritas duas obras. Em Portugal continental refere-se a recuperação do palácio Sotto-Mayor onde se pretendeu construir um novo edifício com fins comerciais com vários níveis de cave em redor do palácio. O outro empreendimento exemplificado neste trabalho onde se utilizou esta técnica, foi a ampliação do porto de Roterdão na Holanda, onde se realizou um aterro de grandes dimensões que visa a construção de um novo cais para o acostamento de navios de transporte de contentores de grande porte.

Com a necessidade de aproveitar ao máximo o solo, desenvolveram-se vários tipos de estruturas de contenção lateral de solos com diferentes processos de construção. Com o objetivo de comparar as várias técnicas, apresentam-se as principais vantagens associadas à utilização desta técnica em relação às outras estruturas de contenção periférica, nomeadamente paredes do tipo Berlim, cortinas de estacas prancha e cortinas de estacas moldadas.

Para além disso, faz-se uma abordagem a algumas metodologias de cálculo apresentadas por diversos autores incluindo a metodologia de cálculo preconizada pelo Eurocódigo 7 fazendo-se referência às verificações de segurança para o estado limite último e para o estado limite de utilização a efetuar no dimensionamento e verificação de segurança referentes às paredes moldadas.

Por fim com o objetivo de aplicar a filosofia de verificação de segurança referente aos estados limite do EC7 recorreu-se a diferentes programas comerciais, para a análise de um caso prático referente a uma obra localizada na zona urbana do Funchal, ilha da Madeira, onde se pretendeu realizar um edifício multifuncional com cinco caves, perfazendo uma profundidade máxima de escavação de quinze metros.

Palavras-Chave:

Solos, Parede Moldada, Eurocódigo, Elementos Finitos, Dimensionamento

Abstract

This dissertation aims to describe the stages of construction and procedures for diaphragm walls in urban locations, referring to soil masses of Madeira island, as well as the work of soil prospection and instrumentation.

Two projects that used this technique to lateral earth containment are described. In Portugal, the referred project is the Sotto-Mayor Palace reconstruction, which aims to excavate around the original structure in order to build new commercial structures. The other project referred in this dissertation is the expansion of the port of Rotterdam, in which an embankment was created to build a new pier dock for large container ships.

With the need of greater excavation depths, engineers developed various types of lateral soil retaining structures with different construction processes. In order to compare the various techniques, it's presented the main advantages of using this technique over other peripheral retaining structures like Berlin type walls, sheet piling walls and pile walls.

In addition, there is a reference to the calculation methodologies presented by some authors, including the methodology described in the Eurocode 7 referring to the verifications needed to check the ultimate state and the serviceability state in the design of diaphragm walls.

Finally, different commercial software's were used to apply the safety checks methodology for the limit states of the EC7. It is analyzed a case related to a building located in the urban area of Funchal, Madeira island, which is intended to a commercial and residence purposes building, carrying out an excavation for five basements with a maximum depth of excavation of fifteen meters.

Key-words:

Soils, Diaphragm Wall, Eurocode, Finite-Elements, Design

Índice	
Agradecimentos	I
Resumo	III
Abstract	IV
Índice de figuras	VII
Índice de tabelas	XI
Índice de gráficos	XIII
1. Introdução	1
2. Técnicas de Execução e Construção de Paredes Moldadas	3
2.1. Introdução	3
2.2. Técnicas de execução e processos construtivos	3
2.3. Instrumentação	10
2.4. Obras existentes	12
2.5. Comparação com outros elementos de contenção	17
2.5.1. Paredes moldadas vs. paredes tipo Berlim	17
2.5.2. Paredes moldadas vs. Cortina de Estacas Prancha	19
2.5.3. Paredes Moldadas vs. Cortinas de Estacas Moldadas	21
2.5.4. Conclusões	23
3. Metodologia de Dimensionamento de Paredes Moldadas	25
3.1. Teoria para cálculo de tensões laterais em solos	25
3.1.1. Teoria de Coulomb	26
3.1.2. Teoria de Rankine	30
3.1.3. Determinação de tensões laterais segundo o Eurocódigo 7	32
3.1.4. Tensões laterais em paredes moldadas	33
3.2. Quantificação de ações	34
3.3. Verificações de segurança em relação ao estado limite último (ULS)	39
3.4. Verificações de segurança em relação ao estado limite de utilização (SLS)	44
3.5. Modelos de Cálculo	45
3.5.1. Modelo de Barras	46

3.5.2. Modelo Laje	50
4. Dimensionamento de uma Parede Moldada com Recurso a Diferentes Programas Comerciais	55
4.1. Introdução	55
4.2. Localização da obra e descrição da obra	55
4.3. Prospeção geológica e geotécnica	56
4.4. Descrição das ações	57
4.5. Definição da parede moldada	58
4.6. Modelação da parede moldada em programas de elementos finitos	61
4.6.1. Modelação utilizando o programa Phase2	62
4.6.2. Modelação utilizando o programa Sap2000	66
4.6.3. Modelação utilizando o programa Cype	71
4.7. Resultados	73
4.7.1. Dimensionamento das armaduras de flexão (ULS)	73
4.7.2. Verificação do esforço transversal (ULS)	77
4.7.3. Deslocamentos horizontais (SLS)	84
4.7.4. Verificação do punçoamento nas ancoragens (STR)	86
4.8. Conclusões	88
5. Considerações Finais	89
Bibliografia	91
A. Anexo	i

Índice de figuras

Figura 2.1 - Carta de solos da ilha da Madeira (TV Ciência, 2012).....	4
Figura 2.2 – Legenda da Carta de solos da ilha da Madeira (TV Ciência, 2012).....	4
Figura 2.3- <i>Grab</i> hidráulico para escavação em solos brandos (Dashöfer Holding Ltd., 2011).....	6
Figura 2.4 - Fresa hidráulica para escavação em maciços rochosos (Dashöfer Holding Ltd., 2011)	6
Figura 2.5 - Execução de um murete guia	7
Figura 2.6 - Bombagem de lama bentonítica para a vala	7
Figura 2.7 - Elevação da gaiola de armaduras com destaque para o negativo da ancoragem (Lança, 2008).....	8
Figura 2.8 - Colocação de armaduras (Aguiar, et al., 2005)	8
Figura 2.9 - Betonagem da vala com recurso a tubos tremie (Bilfinger, 2013)	9
Figura 2.10 - Sequências possíveis de execução (Mascarenhas, 2002).....	9
Figura 2.11 - Resumo processo construtivo (Dashöfer Holding Ltd., 2011)	10
Figura 2.12 - Esquema de um Inclínómetro (Durham Geo-Enterprises, Inc, 2012).....	11
Figura 2.13 - Aparelho de leitura (Grupo Acre, 2012)	11
Figura 2.14 – Piezómetro (Durham Geo-Enterprises, Inc, 2012)	12
Figura 2.15 - Planta da obra Palácio Sotto-Mayor (Tecnasol FGE, 2008).....	12
Figura 2.16 - Equipamento utilizado para a escavação - <i>Grab</i> hidráulico (Tecnasol FGE, 2008) ..	14
Figura 2.17 - Preparação das armaduras (Tecnasol FGE, 2008).....	14
Figura 2.18 - Execução da viga de coroamento e negativo de ancoragem (Tecnasol FGE, 2008)..	15
Figura 2.19 - Algumas fases de construção da obra (Tecnasol FGE, 2008)	15
Figura 2.20 - Ampliação do porto de Roterdão (Dávid, et al., 2010).....	16
Figura 2.21 - Escavação da areia a jusante da parede moldada (Port of Rotterdam Authority, 2012)	17
Figura 2.22 - Fases de construção de uma parede do tipo Berlim definitivas (Guerra, 2009).....	18
Figura 2.23 - Cortina de estacas-prancha (Aguiar, et al., 2005).....	20
Figura 2.24 - Cortina com malha electro soldada e cortina com betão projetado (Meireles, et al., 2006).....	22
Figura 3.1 - Estado de tensão de um solo (Lambe, et al., 1969)	26
Figura 3.2 - Tensões de corte para o estado ativo e passivo (Gerscovich, 2010)	27
Figura 3.3 - Estado de tensão ativo (Sousa, et al., 2006)	27
Figura 3.4 - Diagrama de forças numa estrutura de suporte – Teoria de Coulomb estado de tensão ativo (Gerscovich, 2010).....	28
Figura 3.5 - Estado de tensão passivo (Sousa, et al., 2006)	29
Figura 3.6 - Diagrama de forças numa estrutura de suporte – Teoria de Coulomb estado de tensão passivo (Gerscovich, 2010).....	29

Figura 3.7 - Diagramas de tensoes horizontais numa parede moldada sem ancoragens - Teoria de Rankine (Aguiar, et al., 2005).....	30
Figura 3.8 - Efeito de arco horizontal e vertical. a) Parede com rotação em relação à crista – arco horizontal; b) Parede flexível com dois apoios – arco vertical; c) Entivação – concentração de esforços nas escoras e alívio das solicitações nas pranchas por arcos (Terzaghi, et al., 1996)	33
Figura 3.9 - Diagramas de Terzaghi e Peck (Terzaghi, et al., 1996)	34
Figura 3.10 - Exemplos de modos limites para a perda de estabilidade global em cortinas (CEN LNEC, 2010)	40
Figura 3.11 - Método da superfície planar (Aguiar, et al., 2005)	40
Figura 3.12 - Esquema para comprimento minimo das ancoragens	41
Figura 3.13 – Método da superfície circular (Aguiar, et al., 2005)	41
Figura 3.14 – Exemplos de modos limites para rotura rotacional de paredes moldadas (CEN LNEC, 2010).....	42
Figura 3.15 – Exemplo de um modo limite para rotura vertical de paredes moldadas (CEN LNEC, 2010).....	42
Figura 3.16 - Equilíbrio de forças verticais de paredes moldadas (Guerra, 2009).....	43
Figura 3.17 – Exemplos de modos limites para rotura estrutural de paredes moldadas (CEN LNEC, 2010).....	44
Figura 3.18 - Modelo de Estrutural (Sousa, et.al, 2006).....	47
Figura 3.19 – Malha de elementos de barra equivalente à parede (Sousa, et.al, 2006).....	48
Figura 3.20 – Ações a considerar no dimensionamento (Sousa, et.al, 2006).....	48
Figura 3.21 - Zona $k_{winkler}$ variável (Sousa, et al., 2006).....	50
Figura 3.22 - Zona $k_{winkler}$ permanente (Sousa, et al., 2006)	50
Figura 3.23 - Modelo Laje (Sousa, et. al, 2006).....	51
Figura 3.24 - Modelo de Cálculo (Sousa, et al., 2006).....	52
Figura 3.25 - Condições fronteira (Sousa, et al., 2006).....	53
Figura 4.1 - Localização da obra na cidade do Funchal (Google earth)	55
Figura 4.2- Planta do edifício (A. M. MESQUITA, SA, 2008).....	56
Figura 4.3 - Localização da obra na carta dos solos da ilha da Madeira (TV Ciência, 2012)	56
Figura 4.4 - Modelo de cálculo	58
Figura 4.5 - Processo de cálculo do comprimento livre das ancoragens.....	59
Figura 4.6 - Planta da obra.....	61
Figura 4.7 - Condições fronteira do maciço terroso, apoio simples.....	63
Figura 4.8 - Definição do solo ZG3	64
Figura 4.9 - Definição da parede moldada	65
Figura 4.10 - Fases de construção da parede moldada	65
Figura 4.11 - Malha de elementos finitos da parede moldada Sap 2000	67

Figura 4.12 - Diagramas das tensões horizontais de Terzaghi e Peck (Sousa, et al., 2006)	68
Figura 4.13 - Tensões horizontais a aplicar no programa Sap 2000	69
Figura 4.14 - Modelo de Cálculo utilizado Sap 2000	70
Figura 4.15 - Definição da combinação de ações no programa Sap2000.....	71
Figura 4.16 - Fases de execução Cype.....	72
Figura 4.17 - Diagramas de Momentos das diferentes fases Phase 2.....	73
Figura 4.18 – Diagrama de momentos [kN.m/m] Sap 2000	75
Figura 4.19 - Diagramas de momento fletor Cype.....	76
Figura 4.20 - Diagrama de esforços transversos Phase 2	77
Figura 4.21 - Diagrama de esforço transverso [kN/m] Sap 2000.....	80
Figura 4.22 - Diagrama de esforços transversos Cype.....	81
Figura 4.23 - Pormenorização das armaduras.....	82
Figura 4.24 - Corte A-A' da pormenorização da parede moldada.....	83
Figura 4.25 - Pormenorização longitudinal tipo de uma parede moldada (Sousa, et al., 2006)	83
Figura 4.26 - Deslocamentos horizontais da parede moldada Phase 2.....	84
Figura 4.27 - Deformada e deslocamentos horizontais da parede moldada alinhamento central Sap 2000	85
Figura 4.28 - Deslocamentos horizontais Cype	86

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Paredes Moldadas vs Parede tipo Berlim	19
Tabela 2.2 - Parede Moldadas vs Cortinas de Estacas-Prancha	21
Tabela 2.3 - Parede Moldadas vs Cortinas de Estacas Moldadas	22
Tabela 3.1 - Coeficientes de segurança parciais sobre ações (γ_F) ou efeitos de ações (γ_E).....	36
Tabela 3.2 - Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais (γ_M)	37
Tabela 3.3 - Coeficientes parciais para a capacidade resistente de ancoragens pré-esforçadas.....	37
Tabela 3.4 - Coeficientes parciais para a capacidade resistentes de estruturas de suporte	37
Tabela 3.5 - Coeficientes de segurança parciais sobre ações (γ_F)	38
Tabela 3.6 - Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais (γ_M)	38
Tabela 3.7 - Valores da razão Va/H para solos sem coesão no estado ativo (CEN LNEC, 2010) ..	45
Tabela 4.1 - Parâmetros dos solos adotados	57
Tabela 4.2 - Capacidade resistente dos solos ZG2 e ZG3.....	60
Tabela 4.3 - Parametros do terreno da Combinação 1	61
Tabela 4.4 – Coeficientes de impulso ativo dos solos e tensões horizontais.....	68
Tabela 4.5 - Definição dos apoios de Winkler.....	69
Tabela 4.6 - Armaduras de flexão Phase 2	74
Tabela 4.7 - Armaduras de flexão Sap 2000.....	75
Tabela 4.8 - Armaduras de flexão Cype	77
Tabela 4.9 - Esforços transversos atuante e resistente Phase 2	79
Tabela 4.10 - Esforços de corte resistentes e atuantes Sap 2000	80
Tabela 4.11 - Esforços transversos atuante e resistente Cype	82
Tabela 4.12 - Resultados obtidos.....	88

Índice de gráficos

Gráfico A.1 – Coeficiente K_a de impulso efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser horizontal ($\beta = 0$)	i
Gráfico A.2 - Coeficiente K_a de impulso efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 0$ e $\delta = 0$)	ii
Gráfico A.3 - Coeficiente K_a de impulso efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 0,66$)	iii
Gráfico A.4 - Coeficiente K_a de impulso efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 1$)	iv
Gráfico A.5 - Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser horizontal ($\beta = 0$)	v
Gráfico A.6 - Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 0$ e $\delta = 0$)	vi
Gráfico A.7 - Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 0,66$)	vii
Gráfico A.8 - Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 1$)	viii

1. Introdução

Este trabalho tem como objetivos principais a descrição das fases de execução das paredes moldadas e o dimensionamento e análise do comportamento de uma parede moldada utilizando diferentes programas comerciais.

As paredes moldadas foram desenvolvidas no início dos anos 50 e são definidas como elementos de contenção lateral de solos, constituídos por betão armado que funcionam como uma laje vertical visto serem elementos esbeltos que funcionam basicamente à flexão e que depois de concluídas podem fazer parte integrante do edifício.

Usualmente são designadas por cortinas uma vez que são projetadas para toda a periferia da escavação da cave do edifício e pertencem à classe das estruturas de suporte flexíveis porque as verificações de segurança principais são, a verificação à rotação ou translação da estrutura, a perda de equilíbrio vertical e em termos de deslocamentos horizontais admissíveis.

Estes elementos são construídos antes de se proceder à escavação do solo e daí são utilizados para a contenção dos maciços terrosos nas escavações de caves de edifícios ou galerias de tuneis em meios urbanos, com o objetivo de minimizar os efeitos provenientes de uma escavação junto a outro edifício.

As paredes moldadas, devido à sua estanquidade, também são utilizadas em depósitos de lixo ou em outro tipo de construções onde se pretende que a percolação da água seja menor, a única diferença é que nestes casos não se procede à escavação do terreno.

A construção destes elementos de contenção é faseada sendo que a primeira fase é escavação de valas para execução de muros guia seguidamente procede-se à escavação com auxílio de um *grab* hidráulico ou para casos onde o maciço é rochoso utiliza-se uma fresa hidráulica. A bentonite é introduzida na vala em simultâneo com a escavação da mesma e por fim é colocada a armadura e segue-se a betonagem do elemento de maneira a que a bentonite seja removida porque a sua densidade é inferior à do betão.

A presente dissertação está organizada sob a forma de capítulos, com a seguinte estrutura:

- Capítulo 1 – Introdução

No capítulo 1 faz-se a uma breve descrição das paredes moldadas e apresentam-se os objetivos principais do trabalho.

- Capítulo 2 – Técnicas de Execução e Construção de Paredes Moldadas

No capítulo 2 aborda-se alguma bibliografia existente no que respeita ao estado da arte, por forma a descrever as técnicas de execução de paredes moldadas assim como os processos construtivos e respetiva instrumentação utilizada na fase de construção das mesmas. Como exemplo da utilização desta técnica em Portugal é descrita a obra de recuperação do palácio Sotto-Mayor, onde foram construídas duas paredes moldadas.

Para finalizar este capítulo é realizada a comparação desta técnica com outras técnicas utilizadas em Portugal para contenções laterais de solos, paredes do tipo Berlim, cortinas de estacas prancha e cortina de estacas moldadas.

- Capítulo 3 – Metodologia de Dimensionamento de Paredes Moldadas

Neste capítulo faz-se referência a algumas metodologias de cálculo e quantificação de ações para o dimensionamento de paredes moldadas e são descritos os modelos de cálculo propostos pelos autores (Sousa, et al., 2006). Fez-se também referência às verificações de segurança do Eurocódigo 7 para os estados limites de utilização e último.

- Capítulo 4 – Dimensionamento de uma Parede Moldada com Recurso a Diferentes Programas Comerciais

Este capítulo tem como objetivo o dimensionamento de uma parede moldada para uma obra localizada na zona urbana da cidade do Funchal, ilha da Madeira, assim inicialmente descreve-se a obra em questão e as principais condicionantes existentes no local e procede-se à definição da parede moldada. Seguidamente, com base nos modelos simplificados apresentados no capítulo anterior, efetuou-se as verificações de segurança referentes aos estados limites do EC7, utilizando vários programas comerciais de modelação em elementos finitos.

- Capítulo 5 – Considerações Finais

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões finais dos resultados obtidos e as propostas para trabalhos futuros.

2. Técnicas de Execução e Construção de Paredes Moldadas

2.1. Introdução

A combinação de paredes moldadas com ancoragens permitiu a realização de escavações com vários níveis de ancoragens, que conseqüentemente tornaram o dimensionamento por métodos analíticos complexos. Os programas de modelação de estruturas de contenção surgiram para simplificar o dimensionamento de estruturas de contenção, permitindo assim avaliar e verificar as estruturas em termos de deslocamentos e esforços induzidos pela construção das mesmas em ambientes urbanos.

Nas últimas décadas, esta técnica tem sido aperfeiçoada e muito utilizada em grandes obras de engenharia, como por exemplo nas caves do Palácio Sotto-Mayor, Portugal, e também na ampliação do porto marítimo de Roterdão na Holanda, pois a sua eficiência em termos de impermeabilização e incorporação na estrutura do edifício, permite que atualmente existam obras com profundidades consideráveis de escavação, sem que os efeitos resultantes da escavação afetem as estruturas vizinhas, quer sejam edifícios antigos ou vias de comunicação o que perfaz um melhor aproveitamento da área útil de construção pois existe uma maior exploração do subsolo (Fernandes, 2011).

2.2. Técnicas de execução e processos construtivos

A execução de paredes moldadas implica um conhecimento do tipo de terreno no qual se executará a construção do elemento estrutural, daí os trabalhos de prospeção geológica e geotécnica serem importantes visto que só após o maciço estar caracterizado é que se procede à seleção dos equipamentos a utilizar para a construção da parede moldada.

A primeira fase dos trabalhos de prospeção é a consulta de cartografia da ilha da Madeira, nomeadamente a Carta dos Solos da ilha da Madeira.

Os maciços terrosos e os solos na ilha da Madeira são de origem vulcânica, maioritariamente de natureza basáltica que originam solos férteis gerados através da erosão pelos diversos fatores ambientais (vento, chuva, etc.) e por causas naturais (aluviões, derrocadas e deslizamentos de terra).

Na carta de solos da ilha da Madeira (Figura 2.1 e Figura 2.2) são discriminados vários tipos de solo, os quais seguem a classificação estabelecida pela FAO/UNESCO para o *Soil Map of the World* (UMa, 2010).



Figura 2.1 - Carta de solos da ilha da Madeira (TV Ciência, 2012)

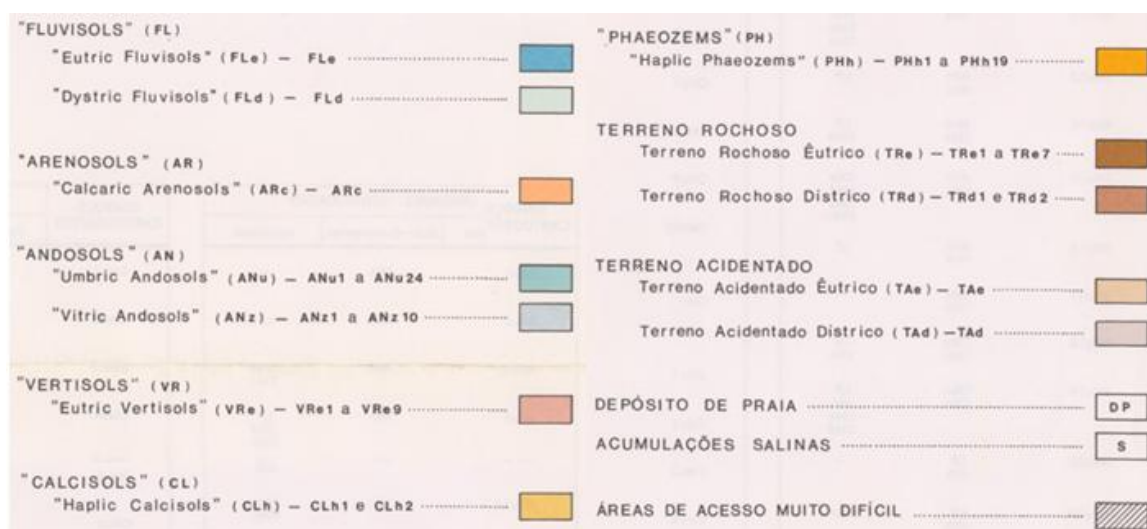


Figura 2.2 – Legenda da Carta de solos da ilha da Madeira (TV Ciência, 2012)

Como se observa nas Figuras 2.1 e 2.2, os tipos de solos que mais se destacam e ocupam grande parte da ilha são o Terreno Acidentado Dístrico (TAd) que pertence ao Terreno Acidentado, o *Dystric Fluvisols* (FLd) pertencente à classe dos *Fluvisols* (FL), o *Chronic Cambisols* (CMx) da classe dos *Cambisols* (CM) e por fim o *Haplic Phaeozems* (PHh) da unidade solo dos *Phaeozems* (PH) (Spaargaren, et al., 2003).

Seguidamente descreve-se os tipos de solo existentes na Ilha da Madeira.

Fluvisols – são solos de natureza sedimentar e encontram-se normalmente junto a cursos de água (rios, ribeiras, riachos, etc.) ou depósitos aluvionares.

Arenosols – originados por muitos anos de erosão, são depósitos de areia não consolidados e por consequência solos muito pouco férteis quando comparados com outros solos devido à falta de nutrientes no solo.

Andosols – solos de origem vulcânica, geralmente jovens por isso também são muito férteis e por vezes ricos em material vítreo.

Vertisols – solos constituídos essencialmente por argilas expansivas (montmorilonita), formadas a partir de rocha basáltica, que naturalmente têm tendência em abrir fendas nas estações mais secas do ano devido ao seu comportamento instável. As consequências da expansão e encolhimento do solo são danos estruturais em edifícios e estradas devido a formação de bacias de subsidência e assentamentos.

Cambisols – solos de origem recente e muito férteis, daí serem muito usados para a agricultura. São frequentes em regiões afetadas por erosão e em depósitos aluvionares.

Calcisols – com o teor elevado em materiais de origem calcária (cal) esta unidade de solo é muito comum em ambientes áridos e semiáridos ou zonas montanhosas onde normalmente não se acumulam muita vegetação.

Phaeozems – solos com elevado conteúdo de iões de cálcio, daí serem solos permeáveis logo muito aráveis por consequência normalmente são cobertos por uma camada de vegetação.

Pela observação da Carta dos Solos (Figura 2.2), a zona urbana do Funchal é maioritariamente constituída por solos do tipo *Cambisols* que são constituídos por depósitos aluvionares. Este tipo de solo é constituído por material heterogéneo cujas partículas variam entre sedimentos de pequenas dimensões até blocos de pedra por vezes com dimensões consideráveis que dificultam a escavação do terreno. Por conseguinte a escolha do equipamento é essencial para que se obtenha uma escavação uniforme. Além disso, em meios urbanos as dificuldades de acesso à obra são por vezes condicionantes na escolha dos equipamentos a utilizar nos diversos trabalhos necessários para a execução de paredes moldadas.

A escolha do equipamento efetua-se após o reconhecimento do tipo de solo existente na zona da obra. Existem dois tipos de equipamentos para a construção de paredes moldadas; o *grab* hidráulico Figura 2.3, que é utilizado para se efetuar a escavação da vala em solos brandos e no caso de a obra estar localizada sobre um maciço heterogéneo, como é o caso da ilha da Madeira onde é comum encontrar-se blocos de rocha durante a fase de escavação da vala (Cortez, 2011). Quando o *grab* hidráulico não é capaz de retirar esse mesmo bloco, sendo por isso necessário substituir o *grab* por uma fresa hidráulica (Figura 2.4) com dentes rolantes de maneira a possibilitar a remoção da rocha da trincheira.

Deste modo, para a ilha da Madeira dependendo das sondagens efetuadas, o equipamento mais adequado será a fresa hidráulica.

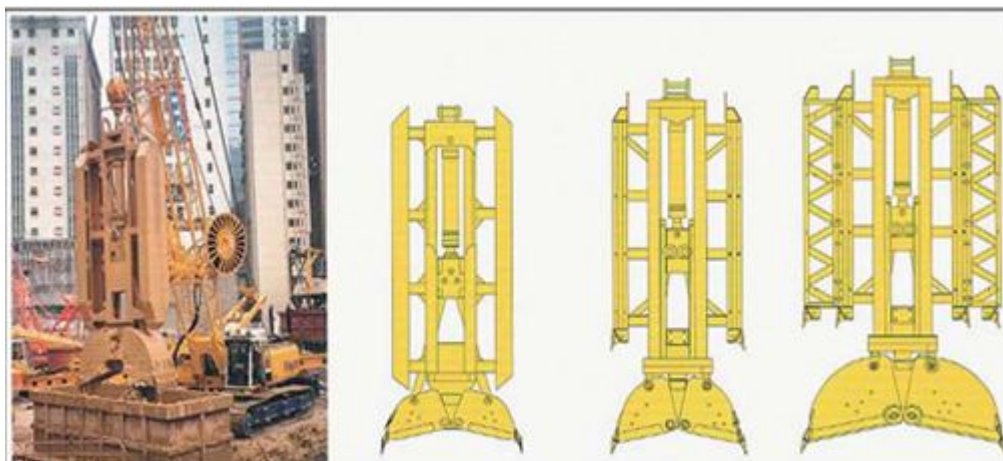


Figura 2.3- Grua hidráulica para escavação em solos brandos (Dashöfer Holding Ltd., 2011)

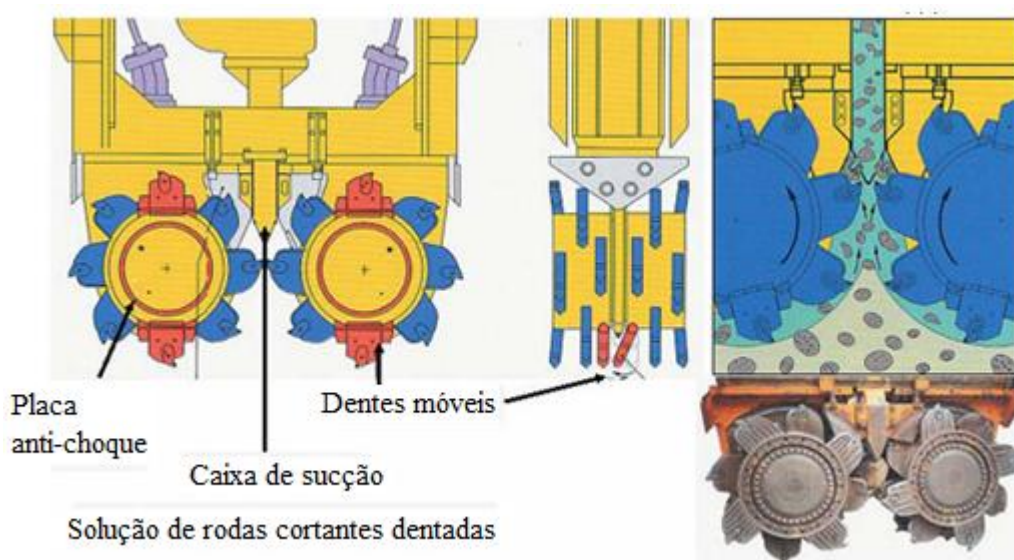


Figura 2.4 - Fresa hidráulica para escavação em maciços rochosos (Dashöfer Holding Ltd., 2011)

Escolhido o equipamento é necessária a execução de muros guia que servem para auxiliar a introdução e orientação do equipamento.

Os muros guia são construídos com betão armado para que sejam suficientemente resistentes aos impactos do equipamento ao ser introduzido na vala (Figura 2.5). Também têm de ter uma altura ligeiramente acima do nível do solo para que a bentonite não transborde da vala e desse modo possa ser reutilizada.



Figura 2.5 - Execução de um murete guia

Durante a escavação da vala são introduzidas lamas bentoníticas, como exemplificado na Figura 2.6, que têm como finalidades: estabilizar as paredes da vala mantendo um estado de tensão sobre as mesmas, remover qualquer tipo de detrito de natureza orgânica ou vegetal, que se possa acumular no fundo da vala e permitir um fácil bombeamento.



Figura 2.6 - Bombagem de lama bentonítica para a vala

As lamas bentoníticas são um material dispendioso, daí que normalmente é instalada uma central de recuperação que recolhe e procede ao tratamento da mesma, de maneira a ser reutilizada noutra vala. Além disso as obras de contenção periférica normalmente localizam-se em meios urbanos com estaleiros com áreas reduzidas onde não é possível a instalação de um local para depósito de lamas, o que significa o transporte das mesmas para outro local de depósito, fato este que encarece o custo de produção das paredes moldadas.

Seguidamente procede-se à preparação das armaduras no estaleiro com a colocação de negativos para a execução de ancoragens, como destacado na Figura 2.7.



Figura 2.7 - Elevação da gaiola de armaduras com destaque para o negativo da ancoragem (Lança, 2008)

Executa-se o reforço das armaduras nas zonas das ancoragens, pois são zonas onde posteriormente ocorrerão tensões elevadas devido ao pré-esforço, e também todos os varões constituintes da gaiola são interligados por meio de solda ou amarração, de maneira a que a estrutura ao ser içada não se decomponha (Sousa, et al., 2006). Posteriormente, a colocação das armaduras na vala é executada com auxílio de uma grua, como representado na Figura 2.7, procedendo-se de acordo com os esquemas apresentados na Figura 2.8.

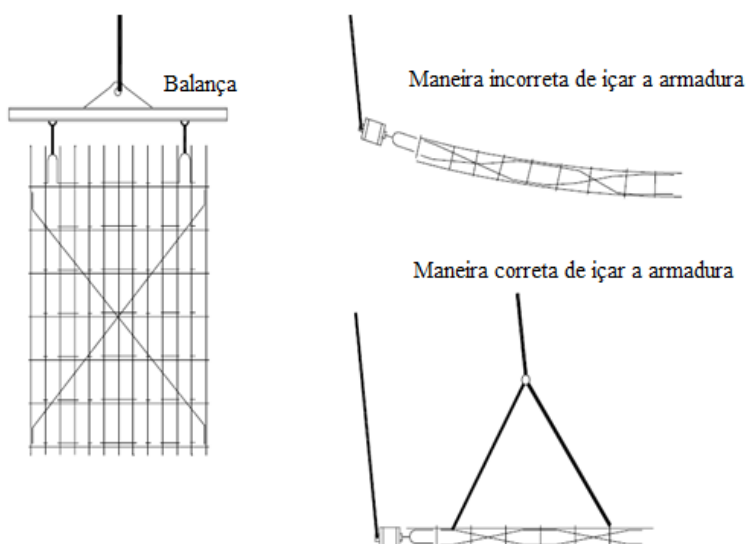


Figura 2.8 - Colocação de armaduras (Aguiar, et al., 2005)

A classe de betão a utilizar para a betonagem da parede moldada depende do meio ambiente do terreno e também do tipo de utilização da parede moldada. Para uma parede moldada com fins de contenção periférica de solos em meios urbanos, a classe mínima recomendada é C20/25,

podendo ser alterada conforme o dimensionamento do projetista, pois normalmente não se considera que seja um meio agressivo.

A operação de betonagem da vala efetua-se através de camiões betoneira utilizando tubos *tremie* que asseguram que a vala é betonada de baixo para cima, com o objetivo de remover a bentonite para ser reciclada e reutilizada, como demonstrado na Figura 2.9.

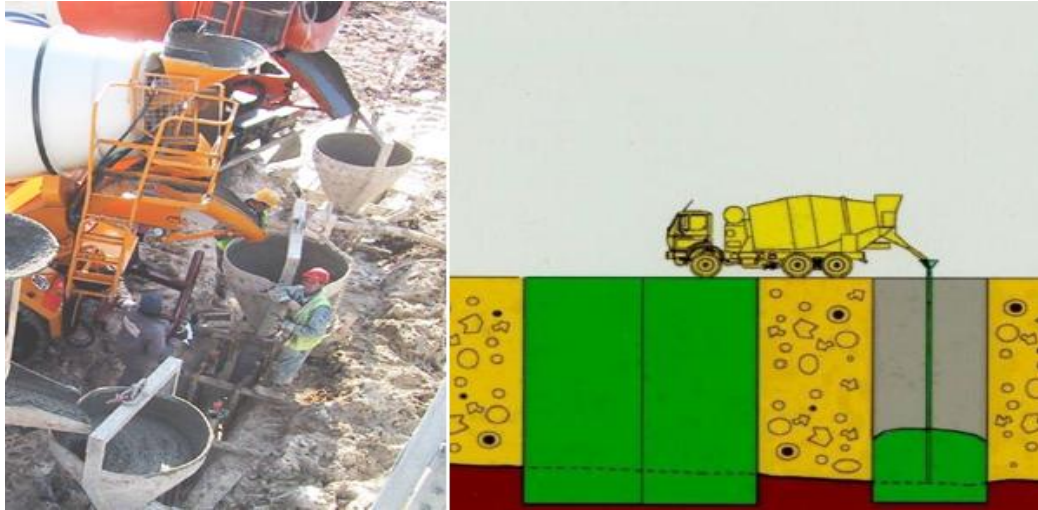


Figura 2.9 - Betonagem da vala com recurso a tubos tremie (Bilfinger, 2013)

Para a execução da cortina de contenção periférica da cave do edifício o método acima apresentado segundo (Mascarenhas, 2002) é repetido um certo número de vezes de forma alternada ou sequencial onde são feitos tubos de junta para ligar os diversos painéis, como demonstrado na Figura 2.10.

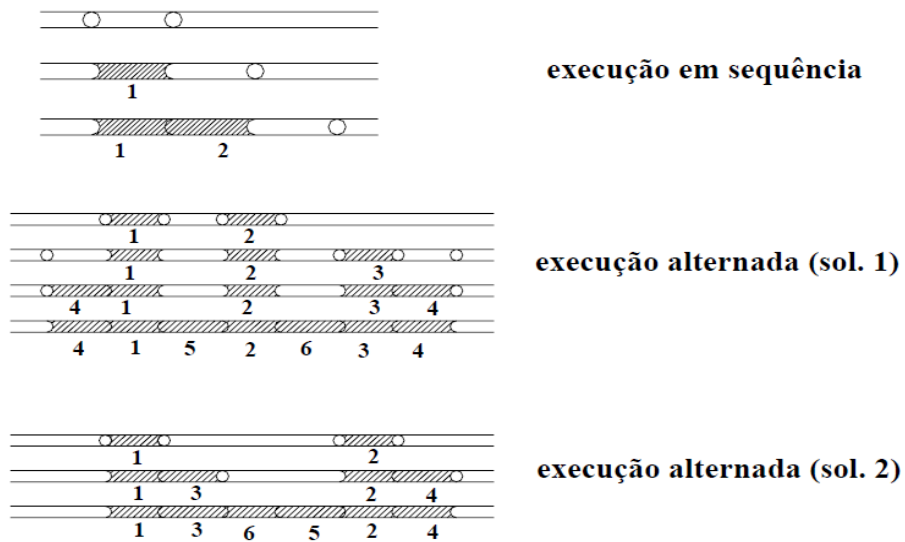


Figura 2.10 - Sequências possíveis de execução (Mascarenhas, 2002)

Na Figura 2.11 apresenta-se um resumo do processo construtivo descrito das paredes moldadas.

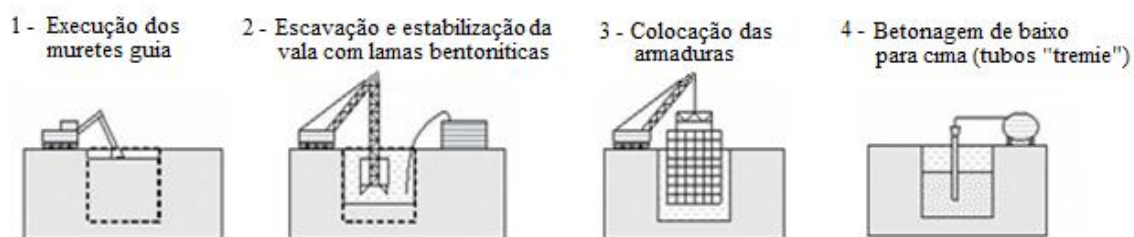


Figura 2.11 - Resumo processo construtivo (Dashöfer Holding Ltd., 2011)

Após a conclusão da betonagem de todos os painéis constituintes da parede moldada procede-se ao faseamento da escavação do solo. Este faseamento depende da quantidade de níveis de ancoragem a ser efetuados na parede moldada.

A execução das ancoragens em paredes moldadas tem como objetivo a estabilização da parede moldada limitando os deslocamentos horizontais provocados pelos impulsos. As ancoragens são efetuadas depois da execução de um nível de escavação e consistem na introdução de cordões de aço de alta resistência num furo sendo ancorados ao terreno através da injeção de calda de cimento a alta pressão no terreno que visa a formação de uma selagem dos cordões em todo o seu desenvolvimento no terreno.

2.3. Instrumentação

A instrumentação é utilizada em todas obras de carácter geotécnico seja para avaliar as condições do terreno antes de este ser remexido ou mesmo no decorrer da obra.

Em obras em meio urbanos, como a execução de paredes moldadas, a instrumentação tem um papel preponderante em termos da avaliação de riscos pois a população circundante pode ser afetada na ocorrência de alguma anomalia na obra, conseqüentemente a consideração da instrumentação numa obra deste calibre é essencial para que se possa evitar e prevenir algum acidente que envolva cidadãos ou edifícios vizinhos.

Nas obras onde são efetuadas paredes moldadas a instrumentação mais usual passa pela observação visual e também pelo auxílio de alguns aparelhos que nos ajudam a determinar a influência da escavação na vizinhança da obra, como por exemplo:

- Inclínómetros:

Tem como objetivo a medição dos deslocamentos horizontais através da variação do ângulo de um furo com uma calha como demonstrado na Figura 2.12

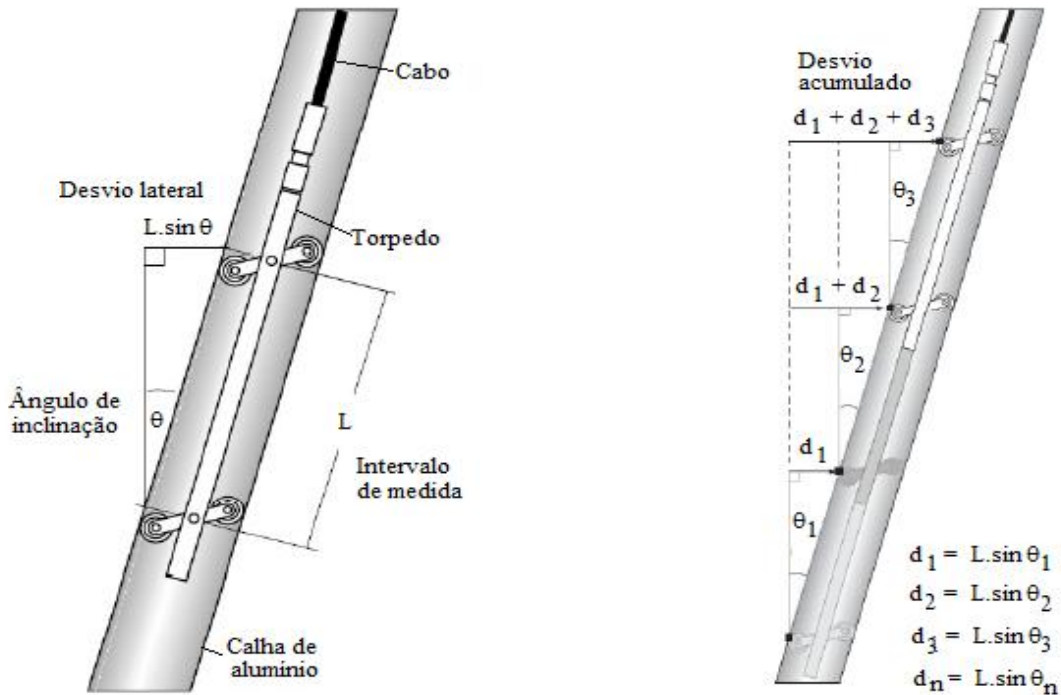


Figura 2.12 - Esquema de um Inclínometro (Durham Geo-Enterprises, Inc, 2012)

- Alvos topográficos:

Tem como objetivo a avaliação dos movimentos tridimensionais dos pontos onde estão localizados os alvos (Figura 2.13). Tal avaliação é efetuada com base nas coordenadas do alvo que são obtidas através de pontos de referência considerados fixos para que se minimizem os erros.



Figura 2.13 - Aparelho de leitura (Grupo Acre, 2012)

- Piezómetros

Tem como objetivo avaliar o nível freático do terreno, por medição da profundidade que a água se encontra. Um dos métodos de determinação da profundidade consiste na introdução do aparelho num furo por parte do operador de maneira a que o sensor, apresentado na Figura 2.14, ao estar em contato com água emita um som para que o operador efetue a leitura da profundidade na fita graduada.



Figura 2.14 – Piezómetro (Durham Geo-Enterprises, Inc, 2012)

2.4. Obras existentes

As paredes moldadas são elementos estruturais abundantes em obras em meios urbanos, e em Portugal continental esta técnica é utilizada para a contenção periférica de edifícios, com vários níveis de caves, e para a contenção de solos nas estações subterrâneas do metro.

Um exemplo em Portugal onde esta técnica foi adotada para a contenção lateral dos solos existentes, é a obra de recuperação do Palácio Sotto-Mayor, pois na sua vizinhança encontram-se o túnel do metro de Lisboa, arruamentos, edifícios com valor patrimonial e no centro da obra situa-se o Palácio a ser reabilitado como é possível distinguir na Figura 2.15.



Figura 2.15 - Planta da obra Palácio Sotto-Mayor (Tecnasol FGE, 2008)

Este palácio foi construído entre 1902 e 1906 e desenhado pelo Arquiteto Ezequiel Bandeira (Tecnasol FGE, 2008). Posteriormente foi classificado como imóvel de interesse público pelo IPPC, daí que a remodelação do mesmo teve em conta a não alteração da arquitetura inicial do palácio, sendo apenas reforçadas as fundações do mesmo. Com esta remodelação pretendeu-se efetuar uma escavação com 8 pisos enterrados de maneira a albergar os novos empreendimentos com fins hoteleiros, escriturais, comerciais e de estacionamento, todos eles a construir em redor ao palácio.

A caracterização geológica do terreno foi efetuada por meio de uma campanha de sondagens e ensaios laboratoriais por forma a se definir o zonamento geológico onde foram caracterizados vários estratos de solo, quase todos de natureza argilosa.

Para a escavação em redor ao Palácio foram adotadas várias técnicas de contenção lateral de solos tendo como objetivo a contenção das fundações do Palácio e também a contenção da periferia da obra.

Em torno do palácio propriamente dito optou-se por efetuar 4 cortinas de estacas moldadas com vigas de cintagem pré-esforçadas, enquanto para a contenção periférica exterior escolheu-se paredes moldadas.

Em duas das faces exteriores foram dimensionadas paredes moldadas, junto ao túnel do metro de Lisboa e junto a Rua Martens Ferrão (Figura 2.15), com uma espessuras de 1,0 e 0,6 m com uma altura máxima de 27 m, de maneira a preservar a integridade das estruturas vizinhas aquando da escavação dos pisos inferiores (Tecnasol FGE, 2008).

Após a campanha de sondagens procedeu-se à caracterização do terreno existente sendo este classificado como um solo de características argilosas, pertencente à classe dos solos brandos, por conseguinte o equipamento utilizado para a escavação da vala foi *grab* hidráulico (Figura 2.16).



Figura 2.16 - Equipamento utilizado para a escavação - Grab hidráulico (Tecnasol FGE, 2008)

As paredes moldadas foram dimensionadas com vários níveis de ancoragens provisórias, que implicam uma preparação das armaduras em estaleiro por forma a garantir que os negativos para execução das mesmas continuem fixos após a betonagem do painel (Figura 2.17).



Figura 2.17 - Preparação das armaduras (Tecnasol FGE, 2008)

A fim de melhorar a solidarização da estrutura, na Figura 2.18 visualizam-se as armaduras para a execução da viga de coroamento e a respetiva peça em metal introduzida na armadura por forma a conceder um negativo após a betonagem para a execução da ancoragem.



Figura 2.18 - Execução da viga de coroamento e negativo de ancoragem (Tecnasol FGE, 2008)

A escavação do terreno a jusante da parede moldada foi faseada conforme os vários níveis de ancoragens a efetuar, na Figura 2.19 na imagem 1 observa-se a execução do primeiro nível de ancoragens, nas imagens 2 e 3 temos algumas fases intermédias da escavação e na imagem 4 denotamos o fim da escavação do solo e a parede moldada concluída com 10 níveis de ancoragens.



Figura 2.19 - Algumas fases de construção da obra (Tecnasol FGE, 2008)

Um exemplo da utilização de paredes moldadas fora de Portugal é na obra de ampliação do porto de Roterdão. Grande parte da superfície de terreno na Holanda está situada abaixo da linha do mar, sendo este contido através de diques e aterros. Neste projeto decidiu-se criar um dos maiores aterros alguma vez efetuados no mundo para que se possa construir a nova doca para contentores e navio.

Este projeto de ampliação do porto tem como objetivo colocar o porto de Roterdão como o maior porto de entrada e saída de mercadorias da Europa.

O novo aterro visa duplicar o espaço existente, pois terá 12 km de novas docas e 1000h de espaço para albergar contentores e mercadorias, na Figura 2.20 a laranja, observamos a área de aterro a efetuar.



Figura 2.20 - Ampliação do porto de Roterdão (Dávid, et al., 2010)

Para otimizar o tempo envolvido nesta expansão, as primeiras escavações de trincheiras foram efetuadas em simultâneo com o aterro de outras áreas devido à dimensão do projeto.

Segundo (ASCE, 2010), a escolha de paredes moldadas ao invés de estacas-prancha metálicas para execução do cais, deve-se aos problemas de corrosão observados noutras obras onde os elementos metálicos foram utilizados e também ao elevado peso da grua que opera sob o cais.

As paredes dimensionadas têm uma espessura de 1,2 m e profundidade de 42 m, sendo ancoradas no topo, acima do nível do mar. O processo construtivo da parede foi o tradicional, começando pela execução dos muretes guia para a escavação da vala e introdução de bentonite.

A profundidade de escavação do terreno a jusante da parede é de 20 m, sendo a areia retirada inicialmente com auxílio de bulldozers e posteriormente abaixo do nível freático por areeiros como demonstrado na Figura 2.21 que transportam a areia para outra zona de aterro (Port of Rotterdam Authority, 2012). Desta forma é executado o muro de cais para que os navios de grande porte possam atracar sem que a parte inferior no navio contate com o fundo do mar.



Figura 2.21 - Escavação da areia a jusante da parede moldada (Port of Rotterdam Authority, 2012)

2.5. Comparação com outros elementos de contenção

A escavação de caves em obras situadas em meio urbanos, leva a que a escolha do tipo de técnica a adotar para a contenção lateral dos solos existentes dependa das condicionantes inerentes à obra, quer seja o tipo de terreno existente, a vizinhança da obra ou os próprios acessos à obra. Assim existem algumas vantagens e desvantagens da escolha de paredes moldadas ao invés de outros elementos de contenção periférica como as paredes tipo Berlim, as cortinas de estacas-prancha e as cortinas de estacas moldadas.

2.5.1. Paredes moldadas vs. paredes tipo Berlim

As paredes tipo Berlim são elementos de contenção que podem ser provisórios ou definitivos. Para as contenções provisórias utilizam-se placas de madeira ou de betão pré-fabricadas que são introduzidas entre os perfis metálicos, enquanto que para as contenções definitivas são executados os painéis de betão armado betonados *in situ* entre os perfis metálicos à medida que a escavação avança, onde por vezes se deixam negativos entre os painéis para posteriormente se introduzir as armaduras provenientes das lajes de cave. Estes painéis são pouco espessos o que favorece em termos de área útil.

O campo de aplicação das paredes do tipo Berlim é limitado, pois esta solução não pode ser aplicada abaixo do nível freático e não atinge grandes profundidades devido à sua instabilidade

vertical na fase de construção, onde facilmente podem ocorrer erros de execução que originam anomalias em termos de encurvadura dos perfis metálicos, deslocamentos horizontais e grandes descompressões dos terrenos. Como consequência todos estes fatores podem levar ao colapso da estrutura de contenção e assentamentos de fundações de edifícios vizinhos.

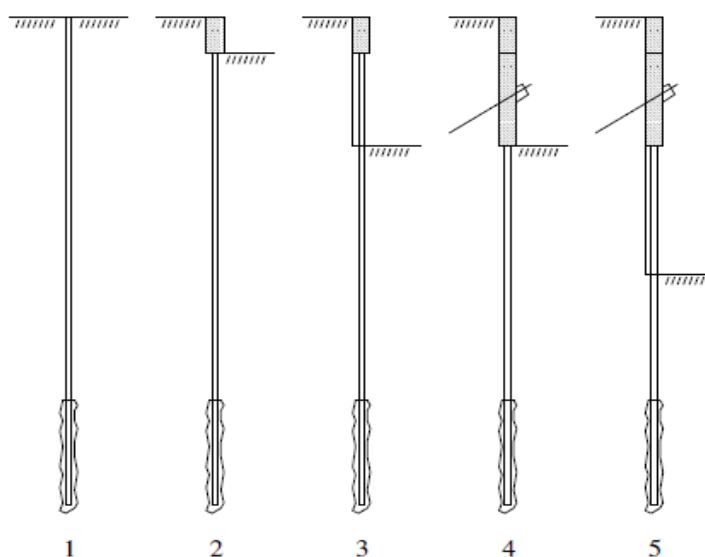


Figura 2.22 - Fases de construção de uma parede do tipo Berlim definitivas (Guerra, 2009)

O faseamento construtivo deste tipo de estrutura de contenção é essencial pois como se observa na Figura 2.22, a parede é construída de forma descendente, consequentemente a descompressão do terreno é elevada, provocando deslocamentos horizontais significativos.

No processo construtivo apresentado na Figura 2.22, temos na 1ª fase a furação e introdução dos perfis metálicos ou micro-estacas no terreno, na 2ª fase executa-se a viga de coroamento, na 3ª fase a escavação do terreno por painéis alternados, na 4ª fase são betonados os painéis e realizado o pré-esforço para se proceder ao segundo nível de escavação na 5ª fase.

Este método, em termos económicos é vantajoso quando comparado com as paredes moldadas na medida que é de execução mais simples visto não ser necessária a utilização de equipamentos específicos para a escavação, como o *grab* hidráulico ou a fresa hidráulica, e de mão-de-obra especializada para controlo e monitorização desses equipamentos. Todos estes fatores são preponderantes porque aumentam os custos diretos (material, equipamento, mão-de-obra) do elemento estrutural que afetam a escolha do elemento de contenção lateral de solos para a obra em questão.

A construção deste tipo de estrutura não necessita de equipamentos específicos e de grande porte que ocupam grande espaço em estaleiro, ao invés do espaço necessário para os equipamentos de

execução de paredes moldadas. Em contrapartida o rendimento diário da execução de paredes tipo Berlim é baixo o que torna a execução desta solução bastante morosa.

A Tabela 2.1 resume as vantagens e desvantagens da utilização das paredes moldadas ou paredes tipo Berlim.

Tabela 2.1 - Paredes Moldadas vs Parede tipo Berlim

	Paredes Moldadas	Paredes tipo Berlim
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> - Não provoca desconpressões no terreno; - É aplicável em quase todo o tipo de terreno; - São impermeáveis e aplicáveis em terrenos com nível freático; - Processo construtivo mais rápido. 	<ul style="list-style-type: none"> - Mais económicas (mão-de-obra, material e equipamentos); - Fácil execução; - Não ocupam grande área de estaleiro; - Podem ser efetuadas com inclinações.
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> - Processo oneroso (mão-de-obra especializada e equipamentos específicos); - Exigem uma área de estaleiro grande; - Apenas são efetuadas na vertical. 	<ul style="list-style-type: none"> - Solução morosa; - Não são estanques e não podem ser executados em terrenos com água; - Descompressões grandes nos solos no tardo; - Aplicáveis apenas em solos coesivos.

2.5.2. Paredes moldadas vs. Cortina de Estacas Prancha

As estacas-prancha são perfis metálicos normalmente protegidos com um tratamento especial anticorrosivo, que permitem o auto acoplamento de várias peças sucessivas através de encaixes tipo "macho-fêmea". Existem vários tipos de perfis metálicos, que podem ser escolhidos dependendo da sua utilização e necessidades da obra. Esses perfis variam em termos de forma geométrica podendo ser utilizados vários tipos de perfis numa só contenção de solos. Normalmente são em forma de onda ou com saliências para que seja mais fácil a sua cravação no solo.

São usualmente utilizadas em contenções provisórias, dada a rapidez da sua execução e forma geométrica que permite a construção de contrafortes. No entanto, também surgem, algumas vezes,

como contenção definitiva nomeadamente em encontros de pontes e muros de suporte (Martinez, 2004).

Este tipo de contenção tem como finalidade interromper fluxos de água através do solo ou conter a água e o solo em escavações verticais, ou seja, devido à sua resistência à flexão e a contribuição do seu peso ser insignificante é utilizado para: a contenção de terras; no revestimento de taludes em obras hidráulicas; na fundação de uma estrutura no leito de um rio; em obras marítimas, tal como ensecadeiras e cais, onde a versatilidade do equipamento e da solução constitui uma vantagem.

O processo de execução deste tipo de contenção lateral flexível consiste em cravar verticalmente no solo perfis de aço através da vibração ou percussão.

A interligação dos perfis metálicos executa-se por ranhuras e conetores, como destacado na Figura 2.23, de maneira a que formem uma ligação suficientemente apertada para que não permita a passagem da água.



Figura 2.23 - Cortina de estacas-prancha (Aguiar, et al., 2005)

Comparando as duas técnicas de contenção, resumem-se as principais vantagens e desvantagens de uma em relação à outra na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Parede Moldadas vs Cortinas de Estacas-Prancha

	Paredes Moldadas	Cortinas de Estacas-Prancha
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> - Não provocam ruído nem vibrações durante a execução; - Pode ser utilizada em qualquer tipo de terreno; - Não têm problemas de corrosão de armaduras. 	<ul style="list-style-type: none"> - Podem ser reutilizáveis; - Execução muito rápida; - Ocupam pouco espaço por serem esbeltas; - Baixo impacto ambiental.
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> - Execução mais lenta; - São muito mais espessas e diminuem a área de construção útil. 	<ul style="list-style-type: none"> - A cravação da estaca provoca muito ruído e vibrações; - Problemas de corrosão a longo prazo; - Não podem ser efetuadas em terrenos com blocos de rocha; - Estão sujeitas a desaprumos e danos durante a fase de cravação.

2.5.3. Paredes Moldadas vs. Cortinas de Estacas Moldadas

As cortinas de estacas moldadas como o próprio nome indica são constituídas por várias estacas de betão armado, construídas segundo um alinhamento, podendo estar afastadas, a uma distância não superior ao diâmetro da estaca, ou tangentes (Meireles, et al., 2006).

O procedimento construtivo desta técnica de contenção lateral de solos é semelhante ao apresentando para as paredes moldadas, na medida que ao serem construídas em terrenos com nível freático acima da cota da escavação, também se utilizam lamas bentoníticas para estabilização do furo e não permitir que a água preencha o furo.

Sumariamente o processo construtivo da execução de cortinas de estacas moldadas é o seguinte:

- Preparação do terreno
- Execução dos muros guia
- Perfuração do terreno
- Construção das estacas em betão armado
- Escavação do solo
- Execução da viga de coroamento
- Execução das ancoragens e vigas de cintagem

Estes elementos também são betonados antes da escavação do solo e só após a escavação do solo é que a cortina de estacas é revestida com uma rede de malha electro soldada e betão projetado como exemplificado na Figura 2.24. Por fim é efetuada uma viga de coroamento para uma melhor solidarização e estabilização das estacas e as ancoragens (Meireles, et al., 2006).



Figura 2.24 - Cortina com malha electro soldada e cortina com betão projetado (Meireles, et al., 2006)

Esta técnica é aplicada nomeadamente em construções enterradas contiguas a vias de comunicação, como linhas ferroviárias, e também na contenção lateral de solos em escavações com edifícios de médio a grande porte na sua vizinhança (Meireles, et al., 2006).

Na Tabela 2.3 são indicadas as principais vantagens e desvantagens desta técnica relativamente às paredes moldadas.

Tabela 2.3 - Parede Moldadas vs Cortinas de Estacas Moldadas

	Paredes Moldadas	Cortinas de Estacas Moldadas
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> - Podem ser efetuadas a grandes profundidades; - Elevada resistência à flexão; - Não necessitam de tratamento do paramento interior; - Aplicável praticamente a todos os tipos de terreno. 	<ul style="list-style-type: none"> - Baixo custo; - Método mais limpo se não for utilizado lamas bentoníticas; - Necessitam de menos ancoragens.
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> - Elevado custo; - Necessita de mais ancoragens. 	<ul style="list-style-type: none"> - Dificuldade em garantir a verticalidade das estacas; - Baixa eficiência de secções circulares a flexão; - Obrigam a tratamento do paramento interior

2.5.4. Conclusões

Todos os métodos apresentados acima são válidos e frequentemente utilizados em obras por todo o mundo e julgando todos os métodos apresentados verifica-se que a escolha do tipo de contenção a utilizar dependerá das características dos solos existentes, espaço do estaleiro e custo.

As paredes moldadas são o elemento de contenção periférica mais versátil e eficaz na contenção de solos mesmo na presença de água, visto que é utilizável praticamente em todos os tipos de solo e não descomprime o terreno o que é uma mais-valia em termos de deslocamentos horizontais.

Para além disso as paredes moldadas têm uma grande vantagem em relação a todas as outras técnicas de contenção, que se prende com o fato de poder ser utilizada como parede interior das caves sem que seja necessário o seu revestimento, o que otimiza a área útil de cada piso do edifício.

3. Metodologia de Dimensionamento de Paredes Moldadas

O Eurocódigo 7 surgiu em Portugal para preencher uma lacuna que existia nos regulamentos de dimensionamento de fundações e estruturas de suporte pois anteriormente a este não existia nenhum regulamento específico para estruturas geotécnicas. Neste momento em Portugal está em vigor o Eurocódigo 7, que diz respeito ao Projeto Geotécnico, através do qual são estabelecidas as regras e verificações de segurança necessárias para o dimensionamento de uma estrutura geotécnica. Para além disto permite uma melhor coerência em termos de dimensionamento de estruturas melhorando a comunicação entre engenheiros (Vieira, 1997).

O Eurocódigo 7 apresenta cinco estados limite últimos a ter em conta no dimensionamento de estruturas geotécnicas: perda de equilíbrio da estrutura ou terreno (EQU), rotura estrutural ou deformação excessiva da estrutura (STR), rotura ou deformação excessiva do terreno (GEO), perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento global originado por pressão da água (flutuação) ou por outras ações verticais (UPL) e por fim o levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno causado por gradientes hidráulicos (HYD).

Para o caso de fundações e estruturas de suporte, o estado limite GEO é frequentemente crítico no que respeita ao estabelecimento das dimensões dos elementos estruturas.

Mais especificamente para o caso das paredes moldadas o Eurocódigo 7 apresenta as verificações de segurança mais explícitas para estes elementos por se distinguirem de muros de suporte. Em termos de verificações de segurança para o estado limite último é necessário averiguar a estabilidade global, a rotura rotacional, a rotura vertical, a rotura estrutural e no caso de existirem ancoragens também é necessária a verificação da rotura por arrancamento de ancoragens. Já para a verificação do estado limite de utilização de estruturas de suporte flexíveis, são avaliados os deslocamentos da estrutura.

3.1. Teoria para cálculo de tensões laterais em solos

O solo está sujeito a pressões mesmo antes de se efetuar algum tipo de intervenção no terreno, ou seja o solo está sujeito a um estado de tensão de repouso com duas componentes ao se considerar um estado plano de deformação, uma vertical (σ_v) e outra horizontal (σ_h).

Para a determinação das tensões aplicadas num ponto a uma dada profundidade h como exemplificado na Figura 3.1, utilizam-se as equações 3.1 e 3.2.

$$\sigma_v = \gamma \times h$$

3.1

$$\sigma_h = \sigma_v \times k_a - 2 \times c \times \sqrt{k_a}$$

3.2

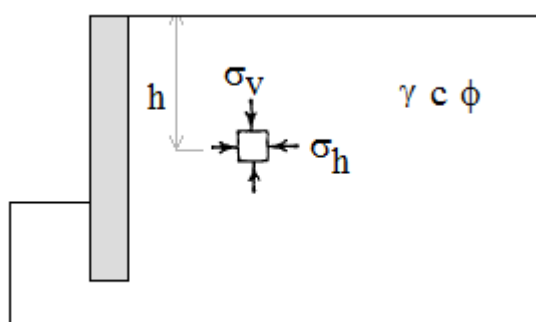


Figura 3.1 - Estado de tensão de um solo (Lambe, et al., 1969)

Para o caso representado na Figura 3.1 o impulso gerado pelo solo é um impulso ativo visto se tratar de uma cortina sem ancoragens ou qualquer tipo de escora. A cortina tende assim a se deslocar para o lado esquerdo.

Seguidamente são apresentadas as teorias de Coulomb, Rankine e a preconizada no EC7 para o cálculo de impulsos para elementos de contenção lateral de solos.

3.1.1. Teoria de Coulomb

A teoria de Coulomb foi uma das primeiras a ser apresentada para a determinação das tensões verticais e horizontais no dimensionamento de elementos de contenção lateral de solos e é baseada na hipótese de que perante um deslocamento da estrutura de suporte, o solo também se deslocará, conseqüentemente geram-se tensões de corte na interação solo-estrutura que originam um ângulo de atrito solo/estrutura (δ) que segundo Terzaghi toma o valor compreendido no intervalo de $\varphi/2 < \delta < 2/3.\varphi$ do valor do ângulo de atrito (φ) (Aguiar, et al., 2005). A superfície de rotura onde o solo plastifica é circular, como ilustrado na Figura 3.2.. Porém, Coulomb para simplificar os cálculos assumiu que esta deixa de existir quando o valor do ângulo de atrito entre solo/estrutura é baixo ($\delta < \varphi/3$) passando a superfície de rotura a ser plana (Terzaghi, et al., 1996).

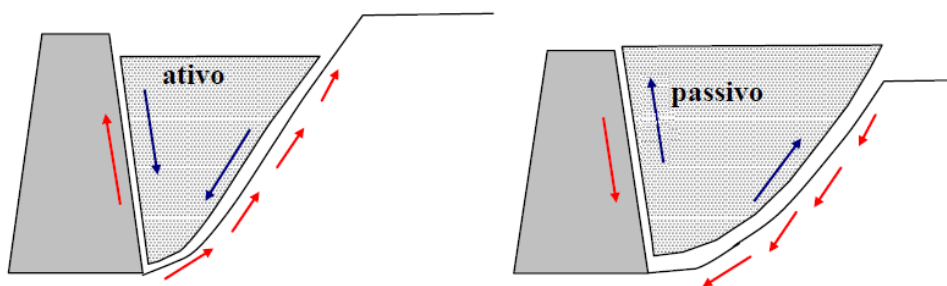


Figura 3.2 - Tensões de corte para o estado ativo e passivo (Gerscovich, 2010)

A definição do estado limite ativo baseia-se no pressuposto que o solo exerce uma força horizontal (impulso) na estrutura de suporte que por sua vez induz um deslocamento horizontal positivo (S) da mesma, provocando o denominado estado de tensão ativo (Figura 3.3).

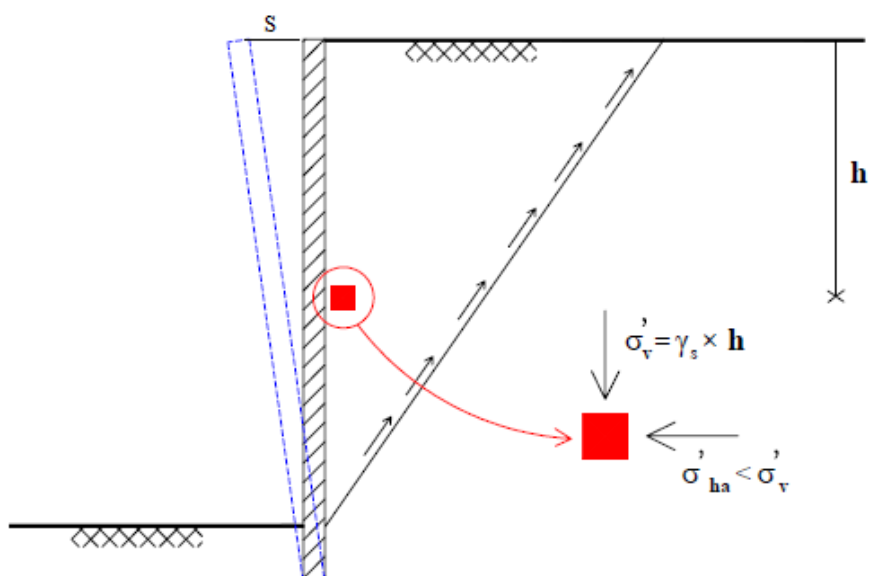


Figura 3.3 - Estado de tensão ativo (Sousa, et al., 2006)

Na metodologia de Coulomb não são conhecidos os diagramas de tensão horizontal do solo nem qual das cunhas definidas é a condicionante para posteriormente se calcular o impulso provocado pelo solo. Considerando a cunha ABC representada na Figura 3.4 calcula-se o impulso (I_a) e respetivo coeficiente (K_a).

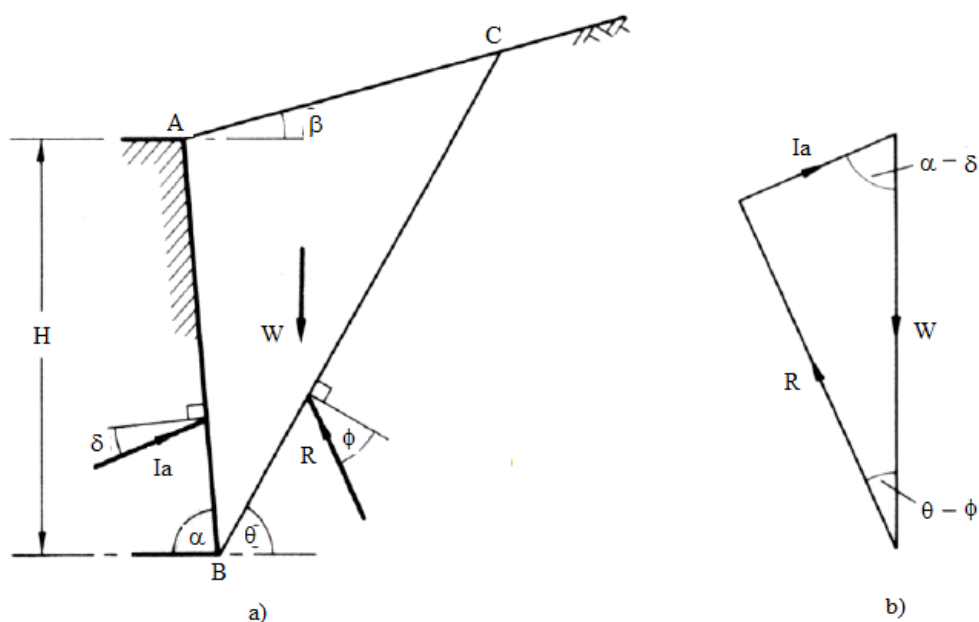


Figura 3.4 - Diagrama de forças numa estrutura de suporte – Teoria de Coulomb estado de tensão ativo (Gerscovich, 2010)

Onde:

α – ângulo do paramento interior da parede com a horizontal

φ – ângulo de atrito interno do terreno

δ – ângulo de atrito entre o terreno e a superfície da estrutura

β – ângulo de inclinação do terrapleno com a horizontal

θ – ângulo entre a horizontal e a face BC da cunha

W – peso da cunha de solo ABC

R – reação do solo

Ia – impulso ativo

H – altura da estrutura de suporte

Através do equilíbrio de forças apresentado na Figura 3.4 b) deduzem-se as equações para o cálculo do coeficiente de impulso ativo (K_a) e o respetivo impulso (I_a), equações 3.3 e 3.4

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}^2(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad 3.3$$

$$I_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad 3.4$$

O impulso passivo (I_p) numa parede moldada como demonstrado na Figura 3.5, resulta do movimento da estrutura no sentido contrário, ou seja, quando a estrutura por ação de uma força comprime o maciço e este exerce uma força no sentido de contrariar esse movimento (Gerscovich, 2010).

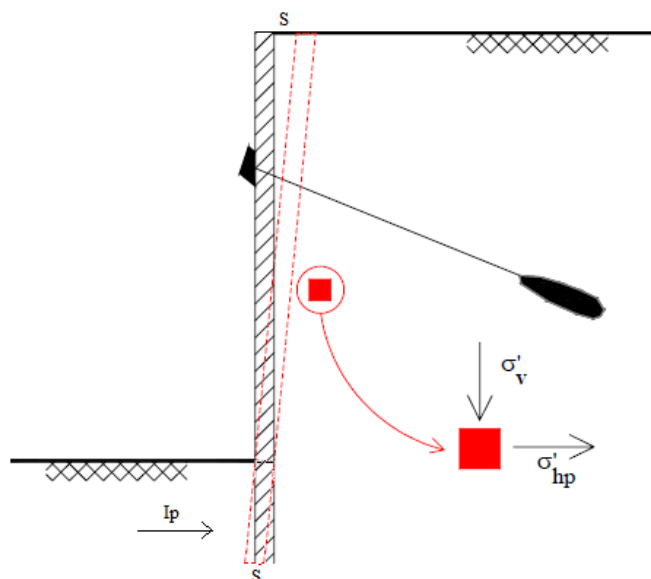


Figura 3.5 - Estado de tensão passivo (Sousa, et al., 2006)

Analogamente ao modelo apresentado para o estado de tensão ativo, no estado de tensão passivo a determinação do impulso baseia-se na consideração de uma cunha ABC (Figura 3.6) onde atuam 3 forças, peso da cunha (W), reação do terreno e o impulso passivo (Gerscovich, 2010).

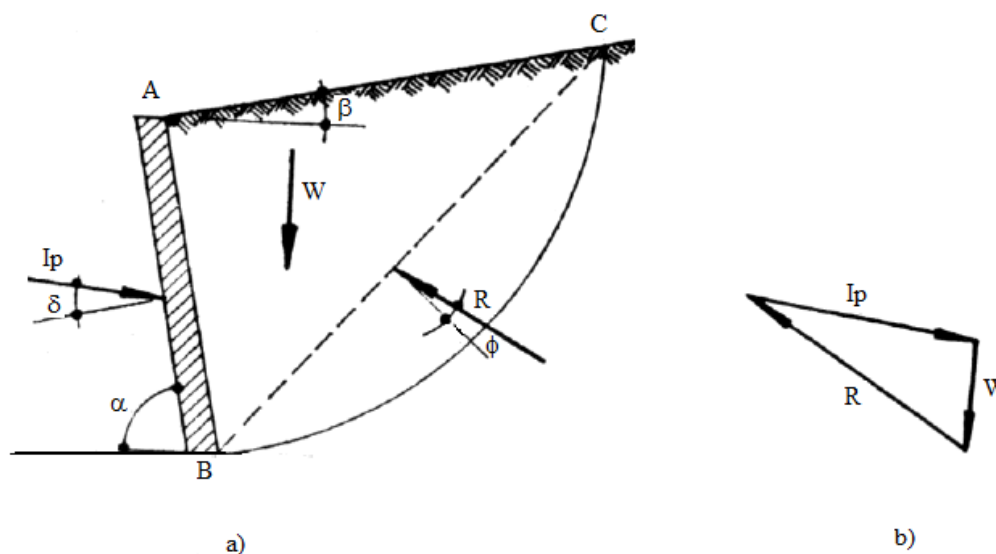


Figura 3.6 - Diagrama de forças numa estrutura de suporte – Teoria de Coulomb estado de tensão passivo (Gerscovich, 2010)

Através do diagrama de forças apresentado na Figura 3.6 b) obtém-se o coeficiente de impulso passivo (K_p) pela equação 3.5 e o respetivo impulso passivo I_p pela equação 3.6

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}^2(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

3.5

$$I_p = \frac{1}{2} \gamma D^2 K_p$$

3.6

3.1.2. Teoria de Rankine

A teoria de Rankine utiliza uma metodologia de cálculo mais simples e está dividida para dois tipos de solo, solos coesivos e solos não coesivos. Esta teoria utiliza as mesmas suposições assumidas na teoria de Coulomb, diferenciando-se apenas na consideração que não existe atrito entre solo e estrutura (Bowles, 1997). A distribuição de tensões horizontais na estrutura está representada na Figura 3.7, onde destaca-se os diagramas triangulares das tensões horizontais e os respectivos impulsos, ativo (I_a) e passivo (I_p), a reação de ponta.

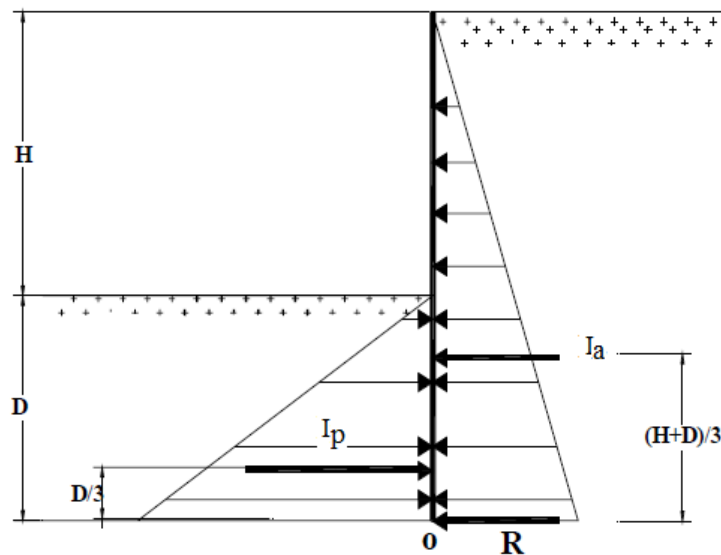


Figura 3.7 - Diagramas de tensões horizontais numa parede moldada sem ancoragens - Teoria de Rankine (Aguiar, et al., 2005)

Para solos com coesão nula, o coeficiente de impulso ativo, k_a , calcula-se através da equação 3.7

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

3.7

e o coeficiente de impulso passivo, k_p ,

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen}(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

3.8

Os impulsos são calculados conforme a área do diagrama de tensão horizontal, obtendo-se assim as equações 3.4 e 3.6 para casos sem sobrecarga no terreno.

Segundo Fernandes (2011) para um solo coesivo os valores dos coeficientes de impulso são afetados de um fator que tem em conta as tensões de coesão do solo que provocam uma diminuição da tensão exercida pelo solo na estrutura para o caso ativo e um aumento para o caso passivo. As equações 3.9 e 3.10 passam a designar-se por equações de Rankine-Résal(Fernandes, 2011).

O calculo do coeficiente de impulso ativo e dado pela equação 3.9,

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}(\varphi)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} - \frac{2c}{\sigma_v} \cdot \frac{\cos(\varphi)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2c}{\sigma_v} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

3.9

Para o caso onde temos o coeficiente de impulso passivo, a coesão provoca um aumento da tensão devido às forças de coesão existentes entre as partículas de solo, assim utiliza-se a equação 3.10.

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen}(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)} + \frac{2c}{\sigma_v} \cdot \frac{\cos(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c}{\sigma_v} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

3.10

De maneira a incorporar o ângulo entre o terrapleno e a horizontal (β) e o ângulo do paramento (λ) da estrutura de suporte, as equações a utilizar para o cálculo do coeficiente de impulso ativo e passivo são as 3.11 e 3.12, respetivamente.

$$k_a = \frac{\cos(\beta - \lambda)}{\cos^2 \lambda} \cdot \frac{\sqrt{1 + \operatorname{sen}^2 \varphi - 2 \operatorname{sen} \varphi \cos \theta_a}}{\cos \beta + \sqrt{\operatorname{sen}^2 \varphi - \operatorname{sen}^2 \beta}}$$

3.11

$$k_p = \frac{\cos(\beta - \lambda)}{\cos^2 \lambda} \cdot \frac{\sqrt{1 + \operatorname{sen}^2 \varphi + 2 \operatorname{sen} \varphi \cos \theta_p}}{\cos \beta - \sqrt{\operatorname{sen}^2 \varphi - \operatorname{sen}^2 \beta}}$$

3.12

Onde,

$$\theta_a = \operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \varphi}\right) - \beta + 2\lambda \quad \theta_p = \operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \varphi}\right) + \beta - 2\lambda$$

3.1.3. Determinação de tensões laterais segundo o Eurocódigo 7

A metodologia de cálculo das tensões em solos para contenção lateral está descrita no anexo C do Eurocódigo 7 versão de 2010, referente a “Exemplos de procedimentos para determinação de pressões de terras” (CEN LNEC, 2010).

Esta metodologia de cálculo baseia-se na utilização de tabelas fornecidas no EC7 (Anexo I), que têm em conta a o ângulo de atrito interno do solo (φ), o ângulo de atrito no contato solo-estrutura (δ) e o ângulo de inclinação do talude situado no tardo de uma estrutura de suporte (β).

Para a determinação das tensões no estado limite ativo utiliza-se a equação 3.13

$$\sigma_a(z) = K_a \left(\int \gamma dz + q - u \right) + u - cK_{ac}$$

3.13

Onde:

a - adesão (entre o terreno e a estrutura de suporte)

c - coesão

q - sobrecarga vertical aplicada à superfície

z - distância vertical descendente ao longo do paramento da estrutura de suporte

γ - peso volúmico total do terreno

u - constante de integração

$\sigma_a(z)$ - tensão total normal a estrutura de suporte à profundidade z (estado limite ativo)

$\sigma_p(z)$ - tensão total normal a estrutura de suporte à profundidade z (estado limite passivo)

A integração efetua-se desde a superfície ate à profundidade z do terreno e o valor de K_{ac} é dado pela 3.14 que tem um valor máximo de $2,56\sqrt{K_a}$

$$K_{ac} = 2\sqrt{K_a(1 + a/c)}$$

3.14

No estado limite passivo a equação utilizada para a determinação das tensões horizontais é idêntica à anterior diferenciando-se apenas no valor do coeficiente de impulso, assim obtém-se a equação 3.15.

$$\sigma_p(z) = K_p \left(\int \gamma dz + q - u \right) + u - cK_{ap}$$

O valor de K_{pc} é calculado de acordo com a equação 3.16, que também tem um valor limite de $2,56\sqrt{K_p}$.

$$K_{pc} = 2\sqrt{K_p(1 + a/c)}$$

3.1.4. Tensões laterais em paredes moldadas

A determinação da distribuição de tensões horizontais nas paredes moldadas é complexa devido à interação solo estrutura, aos vários níveis de ancoragem e também devido ao faseamento construtivo das mesmas (Bejinha, 2009).

As teorias anteriormente apresentadas têm como base a indeformabilidade do paramento, ou seja, a estrutura funciona como um corpo rígido onde toda a área que está em contato com o terreno é afetada por uma distribuição de tensões linear, no entanto para elementos de contenção lateral de solos flexíveis, como as paredes moldadas, estas teorias não são validas pois existe uma distribuição de tensões laterais na estrutura devido à deformação provocada pelas forças das ancoragens. Estas forças de corte pontuais ao serem aplicadas na estrutura induzem uma deformação da estrutura, que por sua vez faz com que a massa de solo situada nas proximidades do ponto de aplicação das forças, tenda a se manter na sua posição inicial não havendo contato entre solo e a estrutura, assim a pressão sobre o solo aumenta na zona onde a estrutura se deslocou contra o solo e diminui na zona onde a estrutura se afastou do solo (Terzaghi, et al., 1996). A esta redistribuição de tensões chama-se efeito de arco, que pode ser exemplificado na Figura 3.8.

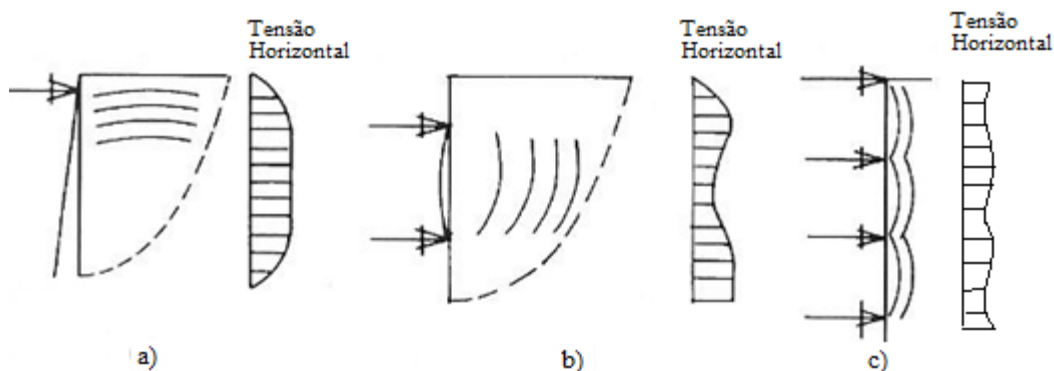


Figura 3.8 - Efeito de arco horizontal e vertical. a) Parede com rotação em relação à crista – arco horizontal; b) Parede flexível com dois apoios – arco vertical; c) Entivação – concentração de esforços nas escoras e alívio das solicitações nas pranchas por arcos (Terzaghi, et al., 1996)

O efeito de arco faz com que os diagramas de tensões horizontais deixem de ser triangulares, como nas teorias de Rankine e Coulomb, e tomem uma forma curva (ver Figura 3.8 b)), que segundo Terzaghi e Peck, podem ser aproximados pelos diagramas apresentados na Figura 3.9 (Terzaghi, et al., 1996).

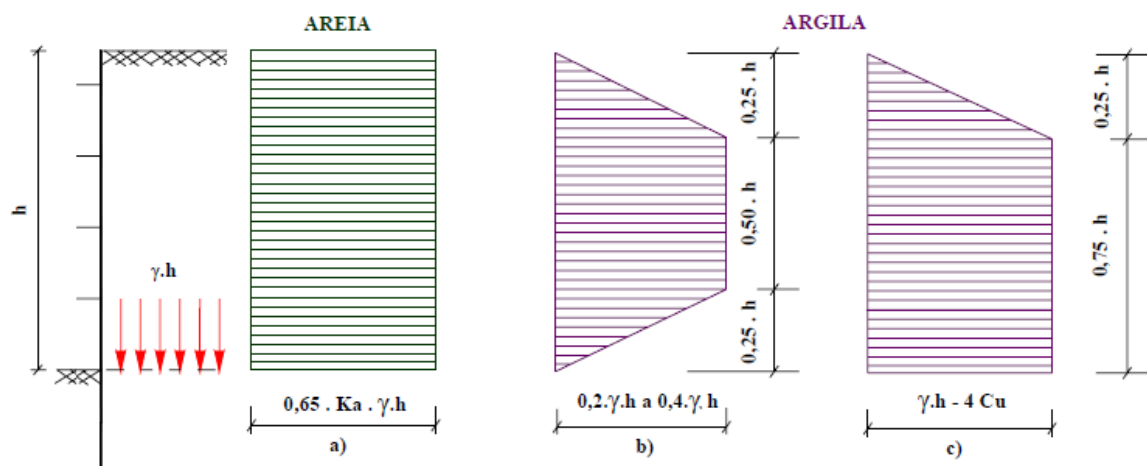


Figura 3.9 - Diagramas de Terzaghi e Peck (Terzaghi, et al., 1996)

Como ilustrado na figura acima o caso a) é para areias e os casos b) e c) para argilas, sendo que a escolha entre ambos efetua-se tendo em conta o número de estabilidade da base, N_b . Este fator calcula-se utilizando a equação 3.17, onde, $\gamma \cdot h$ é a tensão ao nível da base da escavação e C_u é a resistência não drenada do solo.

$$N_b = \frac{\gamma \cdot h}{C_u}$$

3.17

Para valores de N_b inferiores a 4 considera-se o diagrama b) para valores superiores ou iguais a 5 utiliza-se o diagrama apresentado em c).

3.2. Quantificação de ações

Os sistemas utilizados anteriormente ao Eurocódigo 7 adotavam um coeficiente global de segurança, ou seja, os cálculos de resistência do terreno são efetuados com os valores característicos do solo e dos materiais e por fim afeta-se o resultado final por um coeficiente global de segurança (FS). Contrariamente a este sistema, o Eurocódigo 7 para as verificações de segurança em relação ao estado limite último, adota um sistema de coeficientes de parciais de segurança (γ), que variam consoante a abordagem de cálculo escolhida com o objetivo de minorar as características do terreno ou majorar as ações ou efeitos das ações atuantes na estrutura.

Para os estados limites últimos GEO e STR são definidas três abordagens de cálculo onde são adotados coeficientes parciais de segurança (γ) onde são majoradas as ações (A) desfavoráveis atuantes na estrutura e minoradas características do terreno (R) e as resistências dos materiais (M):

- A abordagem de cálculo do tipo 1 baseia-se na escolha de uma combinação condicionante para que seja dimensionada a estrutura de suporte, ou seja através das seguintes combinações podemos considerar os conjuntos de coeficientes de segurança parciais a aplicar às ações e aos parâmetros do terreno.

Combinação 1: $A1 + M1 + R1$ (para betão armado)

Combinação 2: $A2 + M2 + R1$ (para a rotura do terreno)

Estas combinações são utilizadas para o cálculo de estruturas de suporte e as combinações apresentadas em baixo são utilizadas para o cálculo de ancoragens.

Combinação 1: $A1 + M1 + R1$ (para betão armado)

Combinação 2: $A2 + (M1 \text{ ou } M2) + R4$ (para as ancoragens)

Sendo que para o caso em estudo será utilizado o conjunto M1 pois o conjunto M2 apenas é utilizado para o cálculo de estacas.

- A abordagem de cálculo 2 apenas considera uma combinação onde os coeficientes de segurança são aplicados às ações ou aos efeitos das ações e às capacidades resistentes do terreno.

Combinação: $A1 + M1 + R2$

- A abordagem de cálculo 3 igualmente à abordagem anterior também apenas se considera uma combinação em que os coeficientes de segurança são aplicados às ações ou efeitos das ações provenientes da estrutura e aos parâmetros de resistência do terreno.

Combinação: $(A1 \text{ ou } A2) + M2 + R3$

Utiliza-se A1 nas ações estruturais e A2 nas ações geotécnicas. Em Portugal, segundo o Anexo Nacional do EC7(CEN LNEC, 2010)., as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR e GEO) são efetuadas utilizando a abordagem de cálculo 1.

Os coeficientes de segurança a utilizar para as abordagens de cálculo são apresentados nas seguintes tabelas retiradas do EC7:

- Coeficientes de segurança a adotar para a análise de estados limites últimos geotécnico (GEO) e estrutural (STR).

A utilização dos coeficientes parciais de segurança nas ações ou efeitos das ações é efetuada de acordo com a equação 3.18, onde se multiplica o coeficiente de segurança ($\gamma_{G,Q}$) pelo valor característico da ação (E_k)

$$E_{G,Q} = E_k \cdot \gamma_{G,Q} \quad 3.18$$

A escolha dos coeficientes de segurança para majoração das ações é feita consoante as situações explícitas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Coeficientes de segurança parciais sobre ações (γ_F) ou efeitos de ações (γ_E)

Ação	Símbolo	A1	A2
Permanente:			
- Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
- Favorável		1,0	1,0
Variável:			
- Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
- Favorável		0	0

Seguidamente, para a minoração das propriedades dos materiais utilizam-se os coeficientes (γ_M) descritos na Tabela 3.2 a substituir na equação 3.19 para se obter os valores de cálculo (X_{xd}) dos parâmetros.

$$X_{xd} = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad 3.19$$

Tabela 3.2 - Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais (γ_M)

Ação	Símbolo	M1	M2
Ângulo de resistência ao corte ($\tan \varphi'$)	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesão efetiva	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência não drenada	γ_{Cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão simples	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso Volúmico	γ_{σ}	1,0	1,0

No caso de existirem ancoragens pré-esforçadas quer sejam provisórias ou definitivas, a capacidade resistente das mesmas será afetada pela redução por um dos conjuntos R1, R2, R3 ou R4 apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Coeficientes parciais para a capacidade resistente de ancoragens pré-esforçadas

Capacidade Resistente	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Provisória	$\gamma_{a,t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Definitiva	$\gamma_{a,p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

Os coeficientes a aplicar às capacidades resistentes para análise da rotura estrutural (STR) ou rotura do terreno (GEO) das estruturas de suporte estão definidos na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Coeficientes parciais para a capacidade resistentes de estruturas de suporte

Capacidade Resistente	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Capacidade resistente ao deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Capacidade resistente passiva de terras	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

- Coeficientes parciais de segurança a adotar para a análise do estado limite último de equilíbrio (EQU)

Os coeficientes de majoração a aplicar às ações atuantes para a análise do estado limite de equilíbrio (EQU) estão descritos na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Coeficientes de segurança parciais sobre ações (γ_F)

Ação	Símbolo	Valor
Permanente:		
- Desfavorável	$\gamma_{G, dst}$	1,1
- Favorável	$\gamma_{G, stb}$	0,9
Variável:		
- Desfavorável	$\gamma_{Q, dst}$	1,5
- Favorável	$\gamma_{Q, stb}$	0

Coeficientes

$\gamma_{G, dst}$ – ações permanentes desfavoráveis (desestabilizantes)

$\gamma_{G, stb}$ – ações permanentes favoráveis (estabilizantes)

$\gamma_{Q, dst}$ – ações variáveis desfavoráveis (desestabilizantes)

$\gamma_{Q, stb}$ – ações variáveis favoráveis (estabilizantes)

Para a análise de perda de equilíbrio os coeficientes de minoração das características dos solos então apresentados na Tabela 3.6

Tabela 3.6 - Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais (γ_M)

Ação	Símbolo	Valor
Ângulo de resistência ao corte ($\tan \varphi'$)	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Coesão efetiva	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistência não drenada	γ_{c_u}	1,4
Resistência à compressão simples	γ_{qu}	1,4
Peso Volúmico	γ_{σ}	1,0

A majoração das ações é efetuada da seguinte maneira:

$$F_d = \gamma_G F_g + \gamma_Q F_q$$

A minoração das propriedades do terreno:

$$\tan \varphi'_d = \tan \varphi' / \gamma_{\tan \varphi}$$

$$c'_d = c' / \gamma_{c'}$$

$$c_{ud} = c_u / \gamma_{c_u}$$

Legenda:

F_d – Valor de cálculo da ação

F_g – Valor das ações permanentes

F_q – Valor das ações variáveis

φ'_d – Valor de cálculo da tensão de corte

c'_d – Valor de calculo da coesão efetiva

c_{ud} – Valor de calculo da resistência não drenada do solo

3.3. Verificações de segurança em relação ao estado limite último (ULS)

O dimensionamento de paredes moldadas segundo o EC7 exige uma série de verificações de segurança que estão relacionadas com a estabilidade global, rotura rotacional, rotura vertical, rotura estrutural e por fim no caso de existirem ancoragens rotura por arrancamento das ancoragens. Para se efetuar estas verificações de segurança utilizam-se os coeficientes parciais de segurança apresentados no subcapítulo 3.2.

Para o caso de cortinas, o EC7 define que para os cálculos do estado limite ultimo em que a estabilidade da estrutura depende da capacidade resistente do terreno na parte da frente da estrutura a altura de terreno enterrada, mais denominada por ficha, terá de ser reduzida por um valor Δa relativamente ao inicialmente previsto. Para cortinas autoportantes o valor definido para Δa será igual a 10% do valor da altura da cortina acima da base da escavação, com um limite máximo de 0,5m. Para o caso de uma cortina ancorada ou escorada o valor de Δa deverá ser igual a 10% da distância entre o apoio mais baixo (ancoragem) e a base da escavação, também com um limite de 0,5m.

Na Figura 3.10 ilustra-se dois exemplos apresentados pelo EC7 para perda de estabilidade global.

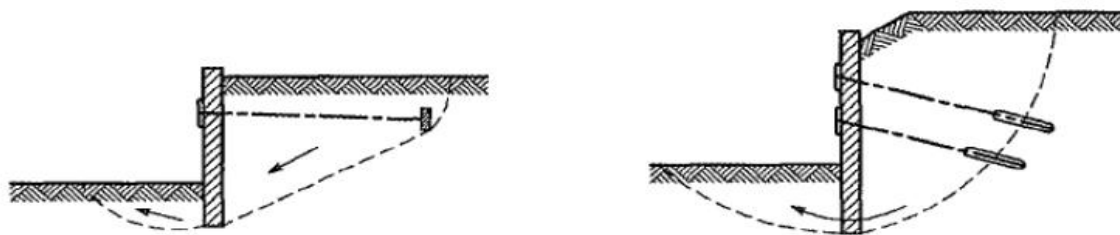


Figura 3.10 - Exemplos de modos limites para a perda de estabilidade global em cortinas (CEN LNEC, 2010)

A estabilidade global das paredes moldadas pode ser verificada através de dois métodos (Aguiar, et al., 2005), o método da superfície plana de ruptura, o método do escorregamento circular.

O primeiro método, como o próprio nome indica, baseia-se na consideração de uma superfície de ruptura planar que, em relação à vertical, faz um ângulo ϕ , e tem uma distância de proteção x , que é obtido através de uma relação de $0,15 \cdot H$ em que H é a altura da escavação (Aguiar, et al., 2005), como se pode verificar na Figura 3.11.

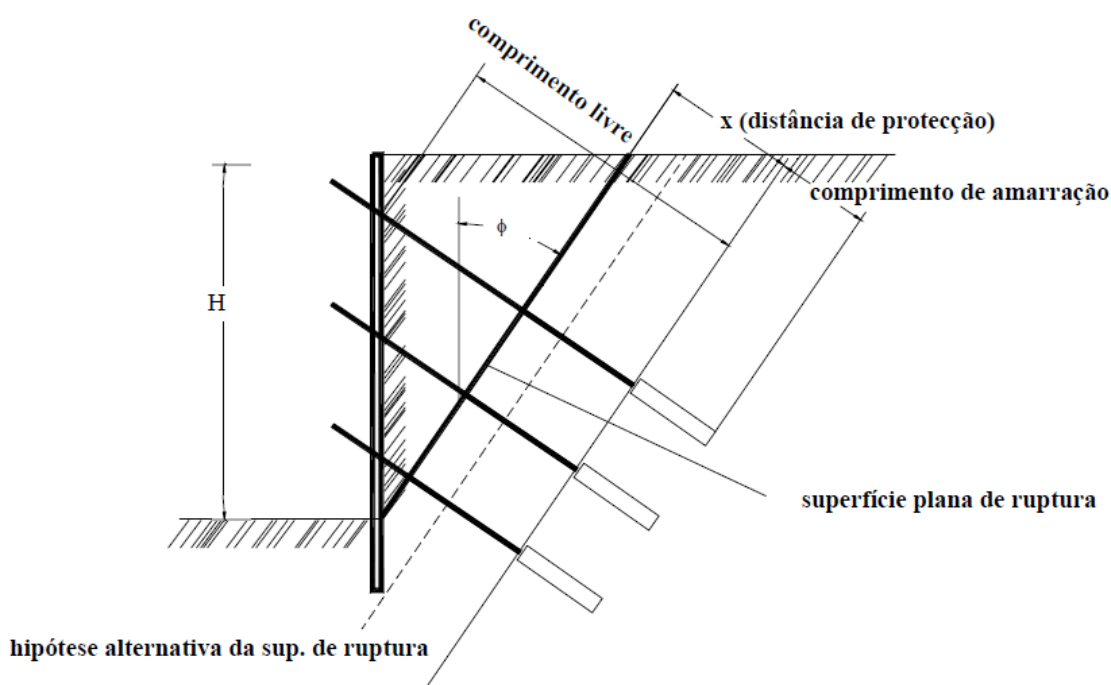


Figura 3.11 - Método da superfície planar (Aguiar, et al., 2005)

Aliado à estabilidade global estão os comprimentos das ancoragens assim a determinação do comprimento das mesmas pode ser efetuado segundo o método canadiano (I. Fang, 1991), apresentado na Figura 3.12, que relaciona a altura de escavação (H) com o comprimento mínimo das ancoragens (LL).

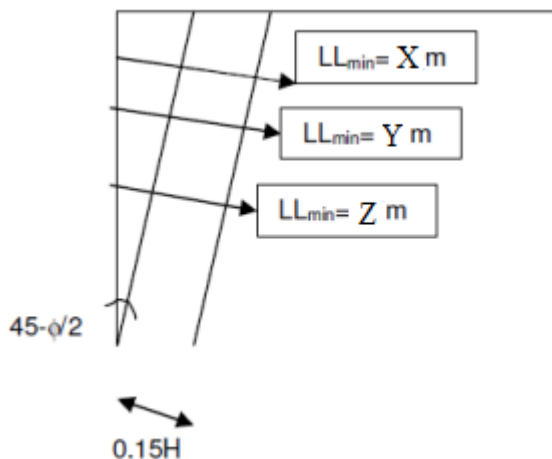


Figura 3.12 - Esquema para comprimento mínimo das ancoragens

O segundo método consiste em assumir que a superfície de escorregamento é circular e que as zonas de amarração das ancoragens intercetam a zona de escorregamento para que se obtenha a segurança da estrutura como exemplificado na Figura 3.13.

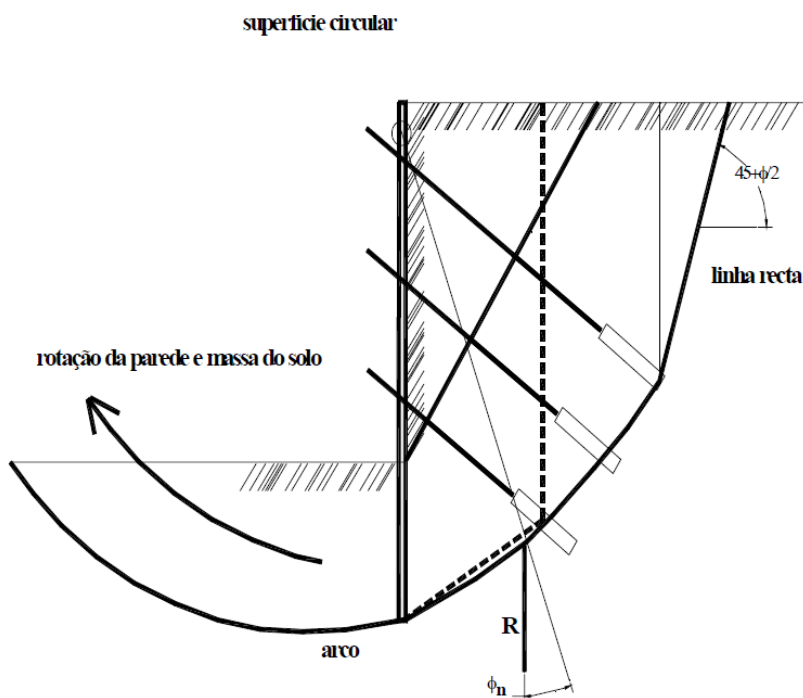


Figura 3.13 – Método da superfície circular (Aguiar, et al., 2005)

Os exemplos que se seguem (Figura 3.14) ilustram os modos limites de rotura rotacional em paredes moldadas onde através de a utilização de um deles se pretende averiguar se a cortina tem ficha suficiente para que não ocorra a rotação.

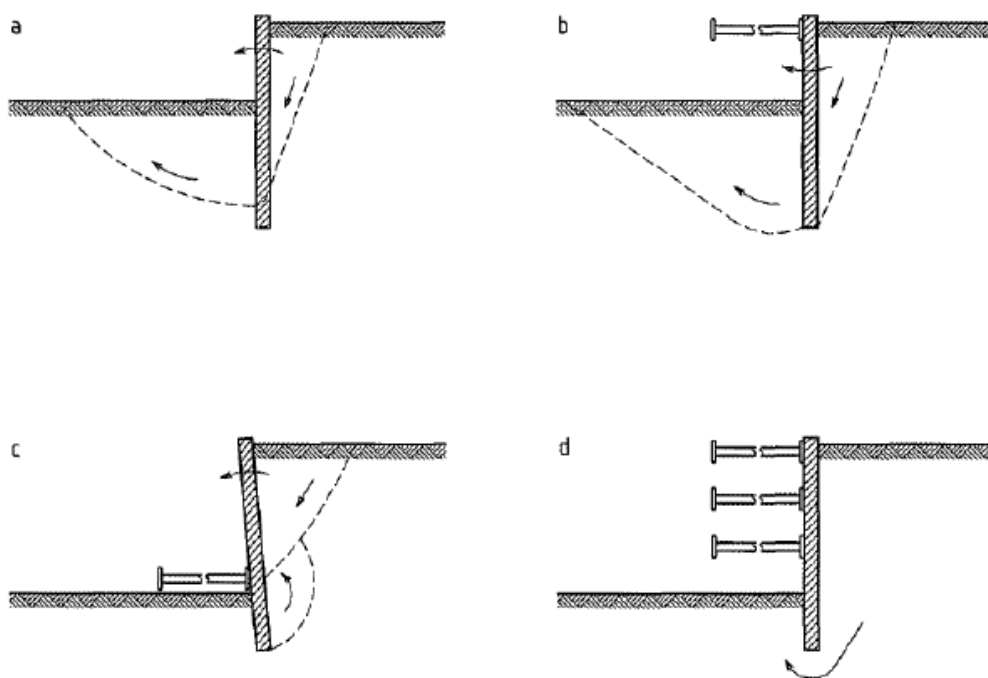


Figura 3.14 – Exemplos de modos limites para rotura rotacional de paredes moldadas (CEN LNEC, 2010)

O EC7 define o modelo limite da Figura 3.15, para a verificação de segurança em termos de rotura vertical das paredes moldadas.

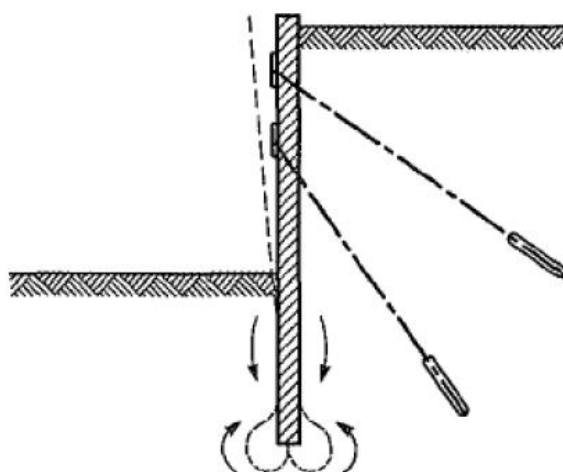


Figura 3.15 – Exemplo de um modo limite para rotura vertical de paredes moldadas (CEN LNEC, 2010)

A utilização de ancoragens em paredes moldadas provoca um acréscimo de carga vertical que em conjunto com o peso próprio da parede moldada terá de ser suportada pelo pé da parede moldada e as tensões de corte solo-estrutura, Figura 3.16.

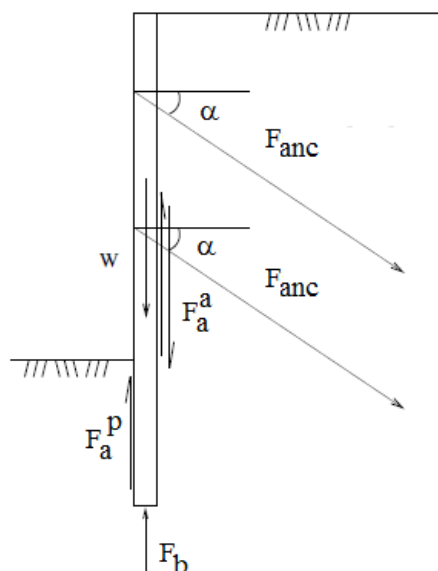


Figura 3.16 - Equilíbrio de forças verticais de paredes moldadas (Guerra, 2009)

Através da análise do equilíbrio de forças verticais obtém-se a seguinte equação,

$$W + \sum F_{anc} \times \text{sen } \alpha = F_b + F_a^p + F_a^a$$

Onde:

W – Peso da parede

F_{anc} – Força da ancoragem

F_b – Força exercida no pé da parede

F_a^p – Força de interação solo-estrutura, do lado passivo

F_a^a – Força de interação solo-estrutura, do lado ativo

Por fim a rotura dos elementos estruturais também tem de ser verificada quer seja em relação a rotura por arrancamento de ancoragens, rotura de elementos estruturais e materiais. Na Figura 3.17, estão representados alguns modos limite a considerar para a verificação de segurança de elementos estruturais considerando a fendilhação e deformações excessivas em conformidade com os Eurocódigos 2, 3, 5 e 6.

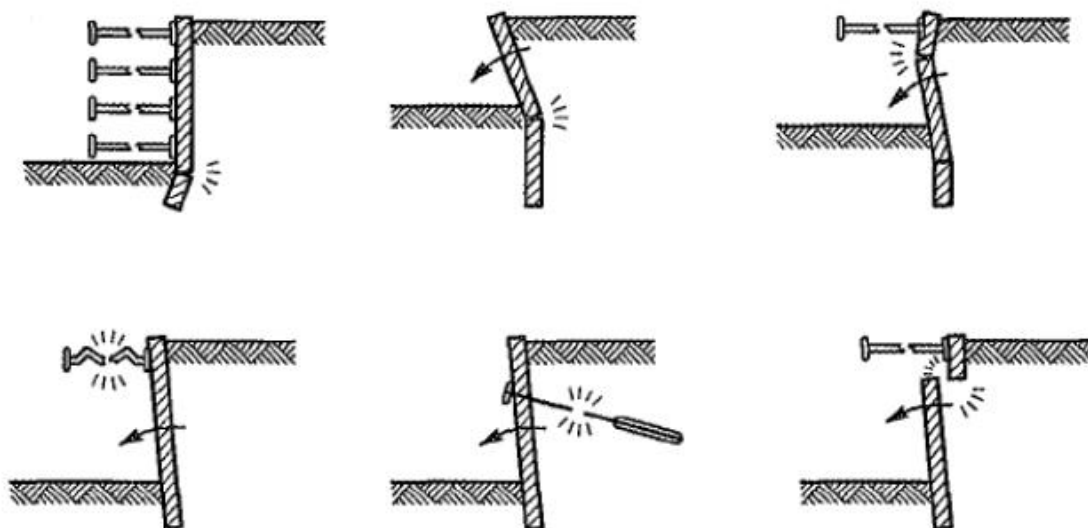


Figura 3.17 – Exemplos de modos limites para rotura estrutural de paredes moldadas (CEN LNEC, 2010)

3.4. Verificações de segurança em relação ao estado limite de utilização (SLS)

Para a verificação do estado limite de utilização é necessário apenas verificar o deslocamento horizontal da estrutura de modo a que os deslocamentos máximos admissíveis para a estrutura de suporte em questão sejam verificados.

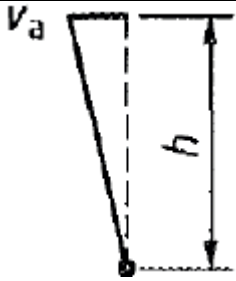
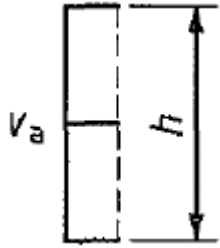
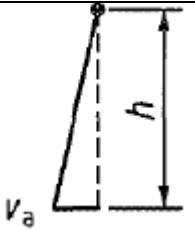
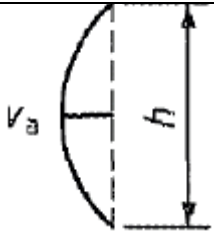
A definição dos deslocamentos máximos admissíveis, segundo o EC7 deve ser sempre efetuada com base em experiências comparáveis e deve incluir todos os efeitos da construção da estrutura de suporte nas construções e terrenos vizinhos.

A realização de cálculos de deslocamentos horizontais é condicionante apenas para estruturas de suporte com alturas superiores a 6 m para solos coesivos de baixa plasticidade, estrutura de suporte que retenham mais do que 3 m de solos muito plásticos e quando a estrutura está apoiada em argila mole.

A definição dos valores limite de deslocamento para pressões ativas é definida através da razão entre o deslocamento horizontal (V_a) e a altura da estrutura de suporte (h), sendo que esse valor encontra-se em percentagem na Tabela 3.7.

A definição do valor do deslocamento limite obtém-se facilmente sabendo qual a altura da estrutura.

Tabela 3.7 - Valores da razão V_a/H para solos sem coesão no estado ativo (CEN LNEC, 2010)

Tipo de Movimento da Estrutura de Suporte		V_a / h (%) Solo solto	V_a / h (%) Solo compacto
a)		0,4 a 0,5	0,1 a 0,2
b)		0,2	0,05 a 0,1
c)		0,8 a 1,0	0,2 a 0,5
d)		0,4 a 0,5	0,1 a 0,2

3.5. Modelos de Cálculo

A determinação de esforços em elementos de contenção lateral de solos, pode ser realizada através de várias metodologias de cálculo, quer seja através da utilização de programas de elementos finitos para simular as condições do terreno na obra ou simplesmente por métodos analíticos de análise de estruturas.

Os programas de elementos finitos são ferramentas muito úteis na conceção de estruturas de contenção de solos, nomeadamente no dimensionamento de paredes moldadas, já que através destes programas é possível simular as várias fases de construção da parede tendo em conta o seu processo construtivo o que em termos práticos é uma grande vantagem em relação aos métodos analíticos pois permite ao projetista uma otimização do faseamento construtivo sem que existam grandes alterações do estado de tensão do maciço e de assentamentos de edifícios vizinhos.

Os programas escolhidos para o dimensionamento de uma parede moldada de um caso de estudo desta dissertação foram o Phase2, o Sap2000 e o Cype.

O programa Phase2 é um programa de modelação em elementos finitos de maciços terrosos ou rochosos, onde são efetuadas análises não-lineares dos deslocamentos da estrutura de suporte e do maciço e permitem que se observe o comportamento do terreno, enquanto o programa Sap2000 é um programa exclusivamente de análise estrutural onde não se consegue observar o comportamento do terreno. Já o programa Cype-Contenção Periférica consiste na análise de um modelo de barras vertical, cujas características mecânicas se obtêm por metro transversal de parede.

Os modelos de cálculo propostos pelos autores Sousa, *et. al*, (2006) baseiam-se na modelação de um painel tipo da parede moldada, com uma largura definida pela distância entre as ancoragens, assim inicialmente esse painel é modelado através de um modelo de barras e posteriormente através de um modelo de laje.

3.5.1. Modelo de Barras

3.5.1.1. Modelo estrutural

Para a definição do modelo estrutural apenas é considerada uma fatia da parede moldada, conforme apresentado na Figura 3.18, com uma largura (b) que é correspondente à distância entre ancoragens (d). Deste modo define-se o modelo de barras a que corresponde o modelo estrutural.

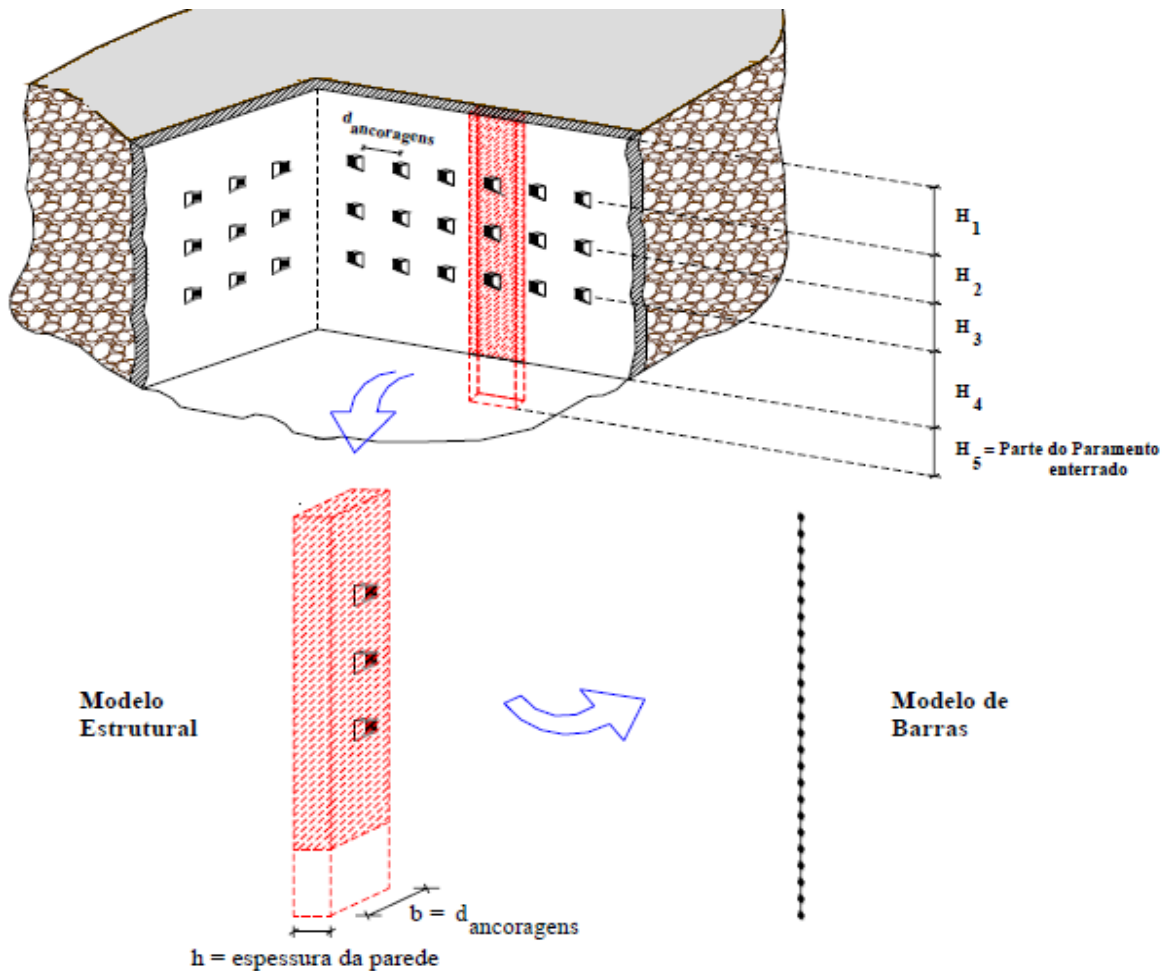


Figura 3.18 - Modelo de Estrutural (Sousa, et.al, 2006)

Para modelação da secção da barra são necessárias as propriedades mecânicas da secção transversal, como a inércia (I), o módulo de elasticidade (E) e área (A). Estas propriedades mecânicas são facilmente calculadas através da análise da Figura 3.18, à exceção do módulo de elasticidade que vai depender do tipo de betão a utilizar na construção.

A inércia será calculada através da equação 3.20,

$$I = bh^3/12 = d_{ancoragens} \times h_{parede}^3/12 \quad 3.20$$

E a área da secção transversal por sua vez é calculada da seguinte forma, equação 3.21

$$A = b \times h = d_{ancoragens} \times h_{parede} \quad 3.21$$

O modelo de cálculo definido para a modelação da parede moldada por elementos de barra é apresentado na Figura 3.19 à direita.

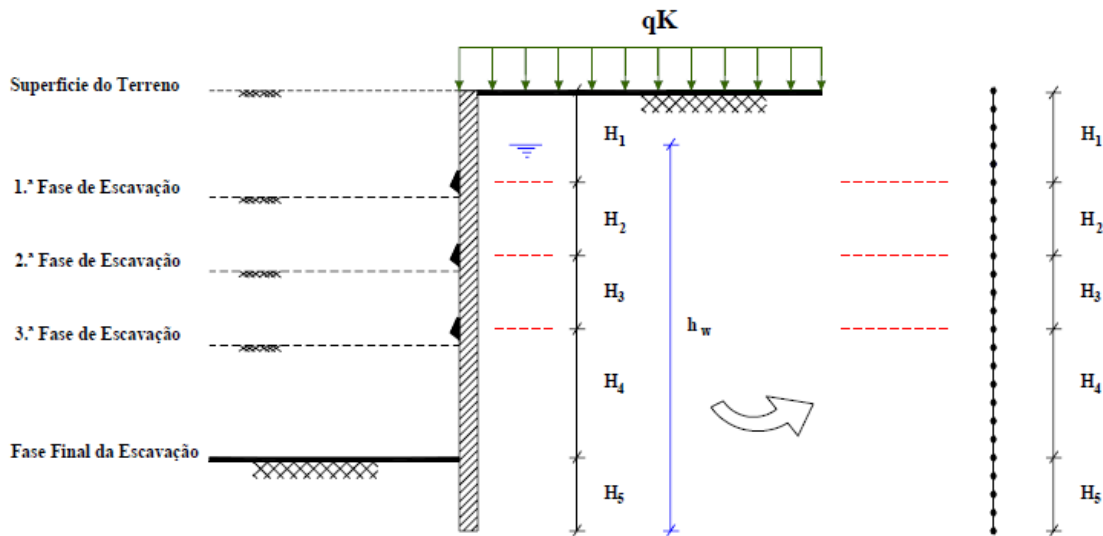


Figura 3.19 – Malha de elementos de barra equivalente à parede (Sousa, et.al, 2006)

3.5.1.2. Quantificação de ações

Após ser definido o modelo de barras procede-se a quantificação das ações, tendo em conta as características do solo, seguindo a metodologia apresentada no subcapítulo 3.1.4. desta dissertação, referente às tensões laterais em estruturas de suporte flexíveis multi-ancoradas.

A escolha do comprimento de cada barra visa otimizar a introdução das forças atuantes na estrutura, nomeadamente as forças das ancoragens. Assim optou-se por escolher um comprimento de 0,5 m para cada barra de maneira que as forças sejam aplicadas nos nós modelados.

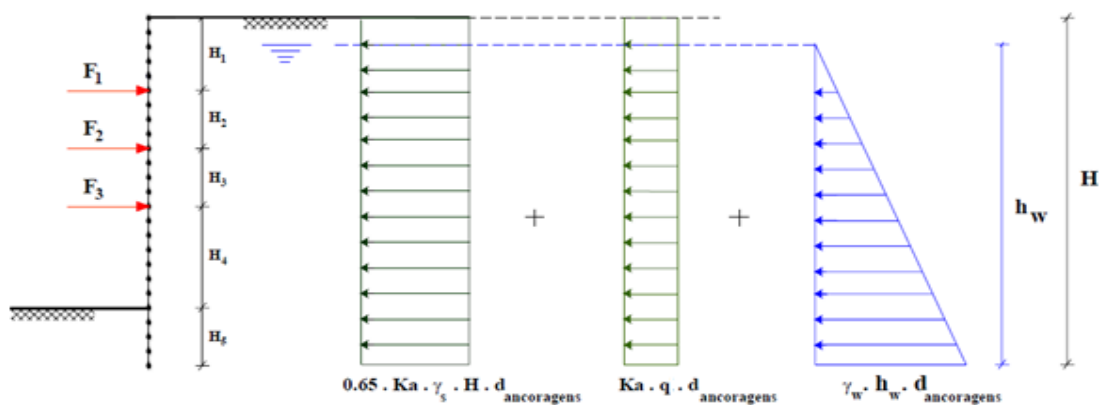


Figura 3.20 – Ações a considerar no dimensionamento (Sousa, et.al, 2006)

Como se pode verificar na Figura 3.20 as pressões laterais são multiplicadas pela largura da fatia, isto para que o resultado da carga atuante na estrutura seja nas unidades [kN/m].

Por consequência a pressão horizontal total (q_{total}) é dada pela seguinte equação,

$$q_{total} = (0,65 \times K_a \times \gamma_s \times H + K_a \times q + \gamma_w \times h_w) \times d_{ancoragens} \quad 3.22$$

Na equação 3.22 na primeira parcela a pressão exercida pelo solo, na segunda parcela a pressão exercida pela sobrecarga e por fim na última parcela a pressão exercida pela água.

3.5.1.3. Condições fronteira

As condições fronteira a considerar para este tipo de modelação têm em conta as forças de pré-esforço e o apoio no fundo da estrutura e a interação solo-estrutura.

Como a força de pré-esforço é uma força ativa e não passiva deverá ser utilizado o valor da força a longo prazo. Em relação às condições fronteira de apoio do pé da cortina, como esta se encontra impedida de se deslocar na vertical terá de se restringir o deslocamento segundo o eixo vertical. A interação do solo com a estrutura será feita por meio de apoios elásticos contínuos nas zonas de contato, que se designa por apoio de *Winkler*. Para a definição deste apoio é necessário calcular uma rigidez $K_{Winkler}$, definida na equação 3.23, que tem como variáveis o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de *Poisson* (ν) do solo.

$$K_{Winkler} = \frac{E_{solo}}{2(1 - \nu)} \quad 3.23$$

Na zona de escavação apenas um dos lados da parede moldada está em contato com o solo e na realidade, nas zonas próximas das ancoragens é que o solo está totalmente à compressão, pois podem existir outras zonas em que as forças das ancoragens não sejam suficientes para garantir que o solo esteja sujeito a tensões de compressão e nesse caso o valor de $K_{Winkler}$ será nulo porque não haverá interação solo-estrutura. Por conseguinte a zona de escavação é definida por um $K_{Winkler}$ variável.

Normalmente assume-se que na zona de escavação o solo está em contato com a estrutura para que não existam deslocamentos horizontais excessivos e na Figura 3.21 estão representados a azul os apoios elásticos da zona variável.

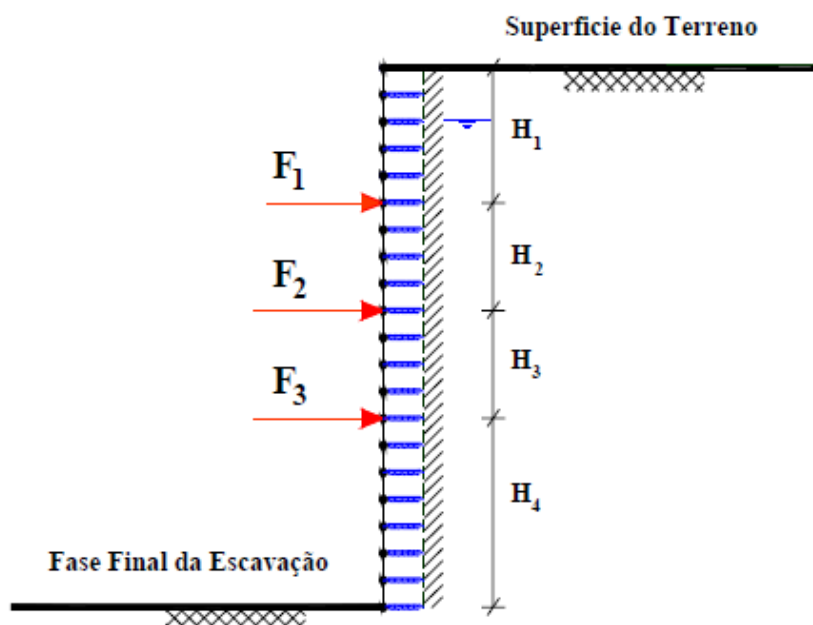


Figura 3.21 - Zona k_{winkler} variável (Sousa, et al., 2006)

Na zona abaixo do final da escavação, representada na Figura 3.22, ocorrem tensões de tração no solo no tardo da parede moldada que provocam tensões de compressão no lado da escavação. Assim, pode-se assumir que o solo está na sua totalidade sujeito a tensões de compressão, resultando no valor constante de k_{winkler} mas com sinal contrário à rigidez da zona de escavação.

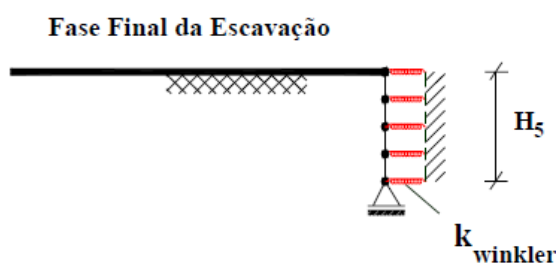


Figura 3.22 - Zona k_{winkler} permanente (Sousa, et al., 2006)

3.5.2. Modelo Laje

3.5.2.1. Modelo estrutural

Este tipo de modelação em termos de definição do modelo estrutural segue o mesmo critério do modelo anterior onde se escolhe uma fatia da parede moldada para ser estudada, considerando a distância entre as ancoragens como a largura da fatia e a altura total da parede, de maneira a que as ancoragens se situem no alinhamento central em termos horizontais, como se pode observar na Figura 3.23.

O modelo de cálculo é diferente, pois para este caso é definida uma malha de elementos finitos de laje, cuja espessura do elemento estrutural é igual à espessura da parede moldada. A definição da malha de elementos finitos deverá ter em conta as localizações das ancoragens de maneira a que se possam aplicar as forças pontuais de ancoragem.

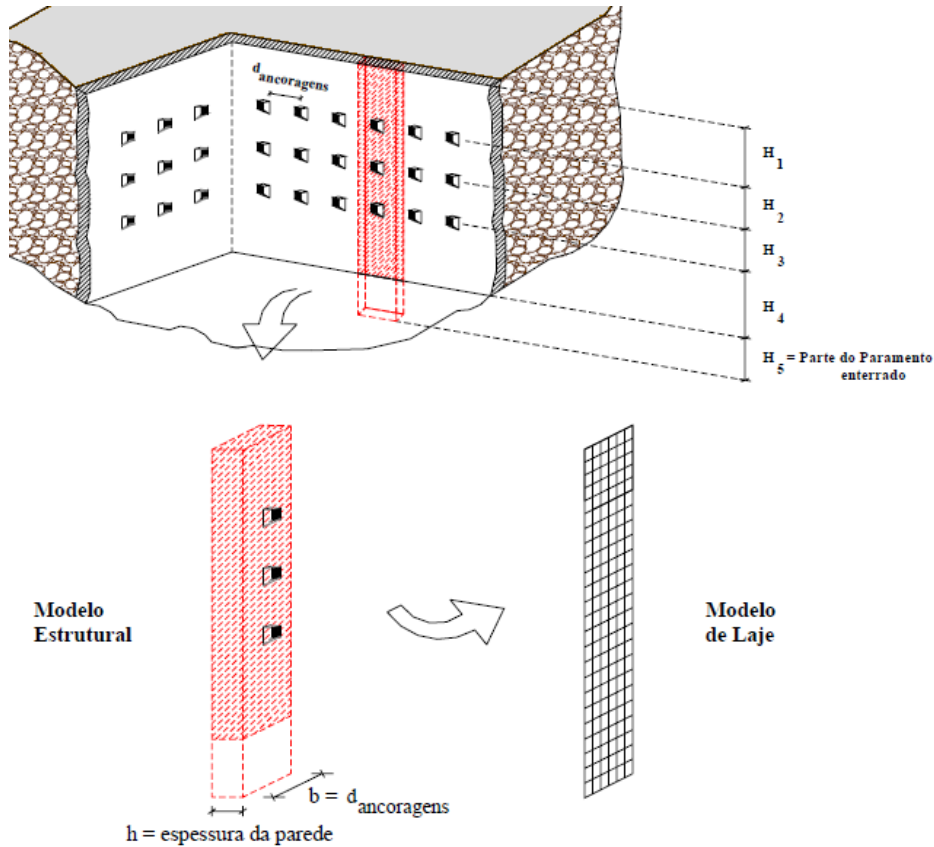


Figura 3.23 - Modelo Laje (Sousa, et. al, 2006)

3.5.2.2. Quantificação de ações

Analogamente ao modelo apresentado no subcapítulo anterior, as ações atuantes na estrutura são o peso do terreno (γ_s), o peso da água (γ_w), a sobrecarga (q) e as forças das ancoragens (F_{anc}). A única diferença é que neste modelo as forças atuante são aplicadas por área da parede e não por metro linear, com exceção das forças das ancoragens que continuam a ser aplicadas pontualmente.

No modelo de cálculo definido na Figura 3.24 temos a descrição e representação das forças atuantes na estrutura.

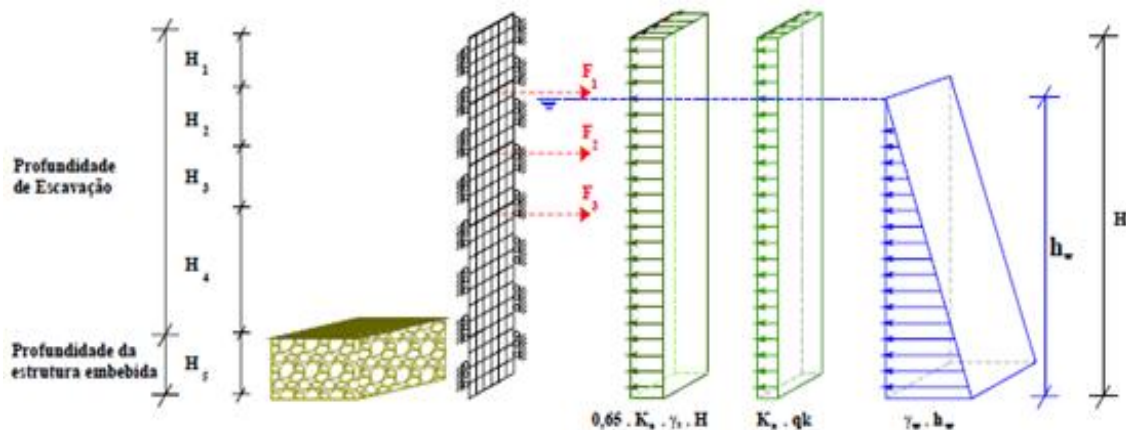


Figura 3.24 - Modelo de Cálculo (Sousa, et al., 2006)

3.5.2.3. Condições fronteira

As forças de ancoragem a aplicar nos pontos definidos terão o valor da força de pré-esforço a longo prazo contabilizando-se assim as perdas que ocorrem nos elementos que constituem a ancoragem (cabo de pré-esforço, cunhas, cabeça da ancoragem), reduzindo-se os erros que podem ocorrer no dimensionamento da parede.

Uma vez que o elemento estrutural está praticamente impedido de se deslocar na vertical, opta-se por um apoio móvel contínuo para impedir esse deslocamento na base da parede moldada como ilustrado na Figura 3.25.

Ao considerar-se uma fatia que está compreendida entre duas ancoragens, pretende-se que o seu comportamento reproduza o comportamento da parede moldada, por conseguinte nas extremidades do modelo utilizado será necessária a restrição da rotação em relação ao eixo vertical.

A interação solo-estrutura efetua-se através da utilização de molas com rigidez k_{Winkler} , como já foi apresentado no subcapítulo anterior, a única diferença é que neste modelo existem muitos mais nós em contato com o solo, como se averigua na Figura 3.25.

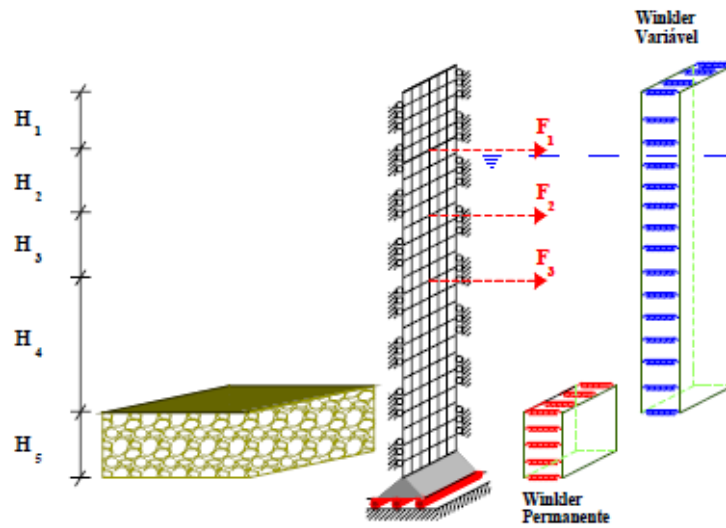


Figura 3.25 - Condições fronteira (Sousa, et al., 2006)

4. Dimensionamento de uma Parede Moldada com Recurso a Diferentes Programas Comerciais

4.1. Introdução

Neste capítulo pretende-se, para um caso de estudo, efetuar as verificações de segurança referentes ao estado limite último e ao estado limite de utilização do EC7, descritos nos subcapítulos 3.3 e 3.4 desta dissertação. A verificação será efetuada com auxílio de três programas de modelação por elementos finitos, mais concretamente o programa Phase2 da *Rocscience*, o programa Sap2000 e o programa Cype, analisando e comparando os resultados obtidos em cada um dos programas.

4.2. Localização da obra e descrição da obra

O caso de estudo para esta dissertação baseia-se numa obra da Região Autónoma da Madeira, situada no concelho do Funchal, mais concretamente na rua do Carmo, freguesia da Sé. Trata-se de uma zona de elevada densidade edificada, como demonstrado na Figura 4.1, onde destaca-se a proximidade a uma das principais linhas de água da cidade do Funchal, a Ribeira de João Gomes.



Figura 4.1 - Localização da obra na cidade do Funchal (Google earth)

A obra em questão é um edifício com cinco pisos enterrados e seis pisos elevados, destinados ao estacionamento, comércio, escritórios e habitação, ocupando no total uma área em planta de 1 233 m². O terreno de implantação da obra tem um declive natural na direção nascente-poente influenciando nas profundidades de escavação, que variam entre os 12 e 15 metros.

O edifício projetado tem uma geometria praticamente triangular, e está em contato com dois edifícios existentes e duas ruas de sentido único, como ilustrado na Figura 4.2.

- ZG3 – “A zona geotécnica ZG3 foi definida em todas as sondagens, desde a superfície até profundidades entre os 19.00m (sondagem S1) e os 27.50m (sondagem S4). Corresponde ao horizonte aluvionar detetado no decorrer da campanha de prospeção, que se caracteriza pela ocorrência de calhaus e blocos de naturezas diversas envoltos em matriz silto-argilosa, castanha. Os ensaios de penetração dinâmica tipo SPT realizados neste horizonte apresentaram valores a variar entre as 10 e as 60 pancadas; estes resultados, nomeadamente com NSPT > 60 pancadas não devem ser entendidos como característicos destes terrenos, uma vez que a natureza heterogénea dos mesmos faz com que sistematicamente os valores obtidos sejam influenciados pela ocorrência de seixos e calhaus (e por vezes inclusivamente blocos) no decorrer dos ensaios.”;
- ZG2 – “A zona geotécnica ZG2 foi definida apenas na sondagem S1, entre os 19.00m e os 22.00m de profundidade, e corresponde aos tufos vulcânicos ocorrentes na transição entre as aluviões e o substrato rochoso. Os ensaios de penetração dinâmica tipo SPT realizados neste horizonte devolveram valores superiores ou iguais a 60 pancadas”;
- ZG1 – “A zona geotécnica ZG1 foi definida em todas as sondagens, desde a base dos tufos vulcânicos (sondagem S1) e sob os depósitos aluvionares, desenvolvendo-se até às profundidades máximas prospetadas. Trata-se do substrato rochoso de natureza essencialmente basáltica, pouco a medianamente alterado (W2-3), com intercalações de tufos e brechas vulcânicas”.

Os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 4.1, foram obtidos através da experiência em obras com a mesma natureza na ilha da Madeira por parte da empresa Geofix.

Tabela 4.1 - Parâmetros dos solos adotados

Solo	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E [MPa]	Profundidade [m]
ZG3	18	27	3	20	0-19
ZG2	22	37	40	60-80	19-22
ZG1	24-26	45	80	200-300	>22

4.4. Descrição das ações

As paredes condicionantes em termos de sobrecargas são as que estão em contato com os edifícios existentes, que têm uma utilização para fins comerciais e residências. Com esta informação estimou-se através do Eurocódigo 1 parte 1(CEN LNEC, 2009), que cada piso dos edifícios

vizinhos corresponderia a uma sobrecarga no terreno de 10 kN/m^2 , onde estão incluídos os pesos próprios das lajes, vigas e pilares e também respectivas sobrecargas de utilização.

As ações permanentes aplicadas no elemento estrutural, ou seja as paredes moldadas, são os impulsos exercidos pelos vários tipos de solos existentes no maciço.

A existência do nível freático a partir dos 9 m de profundidade significa que além dos impulsos do solo também é necessária a contabilização do impulso exercido pela água no tardo da parede.

4.5. Definição da parede moldada

A secção da parede moldada em estudo será uma fatia da parede moldada, como ilustrado na Figura 4.4., onde se destacam as dimensões mais importantes a definir neste subcapítulo, nomeadamente o comprimento da ficha (H_5), a espessura da parede (h) e largura da secção (b) que para este caso também será a distância entre ancoragens horizontalmente.

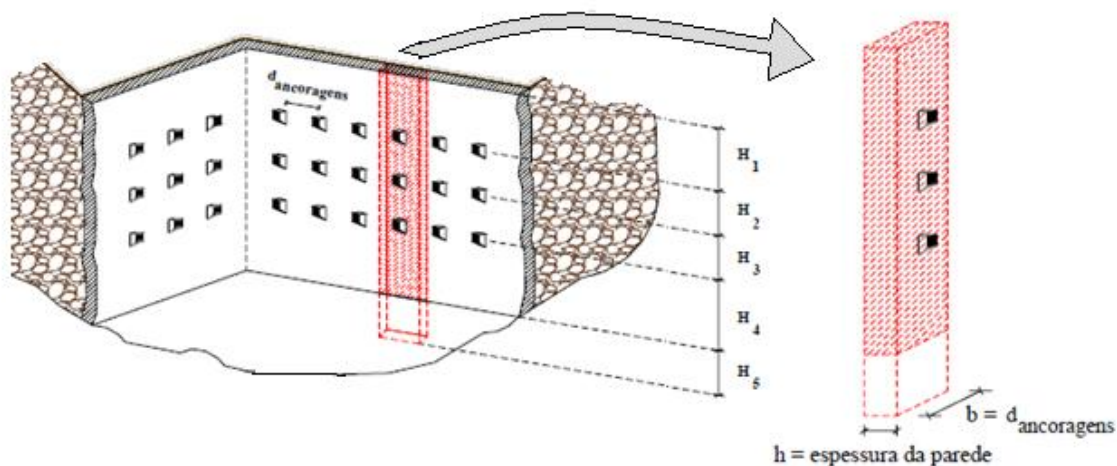


Figura 4.4 - Modelo de cálculo

O dimensionamento das ancoragens da parede moldada não foi objetivo principal desta dissertação, assim assumiu-se que as ancoragens a utilizar são definidas pela empresa Con-Tech Systems Ltd,(2011) com forças de pré-esforço a longo prazo de 600 kN cada uma e que o espaçamento vertical entre as ancoragens, H_1 , H_2 e H_3 é de $4,0 \text{ m}$. Sabendo que a profundidade total de escavação é de $15,0 \text{ m}$, a distância H_4 será $3,0 \text{ m}$.

O comprimento mínimo (LL_{\min}) das ancoragens foi calculado geometricamente através do processo canadiano (I. Fang, 1991) definido no subcapítulo 3.3., utilizando uma altura (H) de 15 m e um ângulo de atrito (ϕ) de 27° do solo ZG3 e representado na Figura 4.5. O ângulo entre as ancoragens e a horizontal é de 15° .

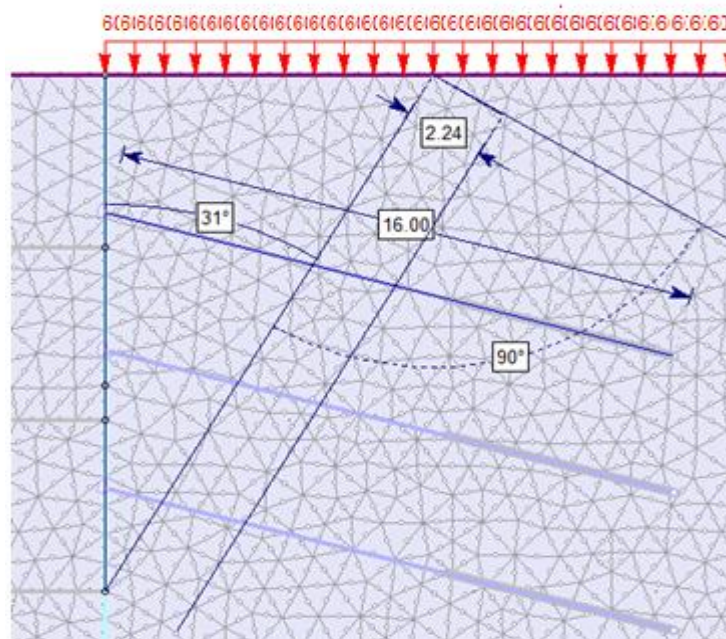


Figura 4.5 - Processo de cálculo do comprimento livre das ancoragens

A definição da espessura (h) e largura da secção (l) está restringida pelas dimensões dos equipamentos de escavação. Segundo a empresa Buma CE CO., Ltd., (1992) estão disponíveis vários tipos de equipamentos com espessuras de 400, 600, 800, 1000 e 1200mm e com uma largura mínima de 2,8m. Com base nos equipamentos disponíveis escolheu-se uma espessura de 0,6m e uma largura de 3,0m para a secção da parede moldada em estudo.

A determinação do comprimento da ficha (H_5), efetuou-se tendo por base o equilíbrio de forças verticais e horizontais da parede moldada como demonstrado na Figura 3.16 do subcapítulo 3.3. Assim calculou-se a capacidade resistente ao carregamento dos solos ZG2 e ZG3 a fim de averiguar qual apresenta capacidade resistente para suportar todas as forças verticais atuantes (peso próprio da parede moldada e componentes verticais das ancoragens) e horizontais (impulsos). Uma vez que o solo ZG2 encontra-se a partir dos 4,0 m de profundidade, abaixo da cota da escavação, optou-se por uma ficha de 6,0m, de maneira a que se utilize as suas características mecânicas para os cálculos. Já para o solo ZG3 utilizou-se uma ficha de 4,0m.

Segundo o autor J. Barreiros Martins, a capacidade resistente do terreno para condições drenadas pode ser determinada através da equação 4.1 (Martins, 2002).

$$R = A_b (c' N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q)$$

4.1

A primeira parcela refere-se à contribuição da coesão e a segunda parcela à contribuição do ângulo de atrito.

Os coeficientes da equação 4.1 são calculados através das seguintes equações:

- Capacidade resistente do terreno ao carregamento equações 4.2 e 4.3

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi'/2) \quad 4.2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad 4.3$$

- Forma da fundação conforme as equações 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7

$$s_q = 1 + (B'/L') \operatorname{sen} \varphi' \quad 4.4$$

$$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1) \quad 4.5$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi (1 - \operatorname{sen} \varphi)^2 \operatorname{arctg} D/B \quad 4.6$$

$$d_c = 1 + 0,4 \operatorname{arctg} D/B \quad 4.7$$

Legenda:

A_b – Área da secção da parede moldada

c – Coesão

φ – Ângulo de atrito

D – ficha (6,0m)

B – largura da parede

q – Tensão vertical ao nível da fundação da parede moldada

Tabela 4.2 - Capacidade resistente dos solos ZG2 e ZG3

Solo	N_q	s_q	d_q	N_c	s_c	d_c	q [kN/m ²]	A_b [m ²]	R_d [kN/m]
ZG2	42,920	1,754	2,383	55,630	1,772	1,575	116	0,60	16206,191
ZG3	13,199	1,510	2,164	23,942	1,551	1,575	72	0,60	3161,150

Na Tabela 4.2 calculou-se a capacidade resistente (R_d) dos solos ZG3 e ZG2

As ações verticais aplicadas na estrutura são o peso próprio (W) e as componentes verticais de cada ancoragem ($F_{v \text{ anc}}$), que originam uma força vertical total ($F_{V \text{ Total}}$) de 470,29 kN/m e 440,29 kN/m, correspondente aos solos ZG2 e ZG3.

Os resultados obtidos na Tabela 4.2 para as capacidades resistentes dos terrenos demonstram que o solo ZG3 tem capacidade resistente suficiente para suportar as ações verticais aplicadas na estrutura. Por outro lado verifica-se que ao aumentar-se a ficha para os 6,0 m de maneira a que a base da parede moldada assente no estrato de solo ZG2, aumenta-se o peso próprio da parede moldada mas também obtém-se uma capacidade resistente do terreno superior à calculada para o solo ZG3. Com base nestes cálculos e nas análises de equilíbrio das estruturas nas modelações, assumiu-se uma ficha de 6,0 m perfazendo uma altura total de 21,0 m de parede moldada.

4.6. Modelação da parede moldada em programas de elementos finitos

Utilizou-se a abordagem de cálculo do EC7 do tipo 1 e a respetiva combinação 1 para o dimensionamento da parede moldada (combinação 1), apresentadas no capítulo 3 desta dissertação.

Para o dimensionamento da parede moldada escolheu-se a situação mais desfavorável em termos de sobrecarga e segurança das estruturas vizinhas. A face que esta em contato com o edifício de quatro pisos é assim a condicionante pois está em contato com o edifício em todo o seu prolongamento como observado na Figura 4.6. Como já foi mencionado cada piso do edifício corresponderá a uma sobrecarga de 10kN/m^2 , perfazendo um total de 40kN/m^2 para o edifício de quatro pisos. Utilizando um coeficiente de segurança de 1,5 previsto no EC7 para sobrecargas permanentes no terreno a sobrecarga a utilizar na modelação será de 60kN/m^2 .



Figura 4.6 - Planta da obra

Os parâmetros dos solos e a sobrecarga do terreno a utilizar para a modelação estão apresentados na Tabela 4.3., estes parâmetros de dimensionamento do solo obtiveram-se após serem afetados pelos coeficientes de segurança relativos à combinação 1 (A1+M1+R1) apresentados nas tabelas do subcapítulo 3.2.

Tabela 4.3 - Parametros do terreno da Combinação 1

Solo	Caraterísticas do solo			
	Sobrecarga ->	q_d	=	60,00 kN/m ²
ZG3	Altura do estrato ->	h	=	19,00 m
	Peso Volúmico ->	γ_d	=	18 kN/m ³
	Coesão ->	C_d	=	3 kN/m ²
	Ângulo de atrito interno ->	φ_d	=	27 °
	Ângulo de atrito Solo-Estrutura ->	δ_d	=	18,00 °
ZG2	Altura do estrato ->	h	=	2,00 m
	Peso Volúmico ->	γ_d	=	24 kN/m ³
	Coesão ->	C_d	=	40 kN/m ²
	Ângulo de atrito interno ->	φ_d	=	37 °
	Ângulo de atrito Solo-Estrutura ->	δ_d	=	24,67 °
ZG1	Altura do estrato ->	h	=	5 m
	Peso Volúmico ->	γ_d	=	25 kN/m ³
	Coesão ->	C_d	=	80 kN/m ²
	Ângulo de atrito interno ->	φ_d	=	45 °
	Ângulo de atrito Solo-Estrutura ->	δ_d	=	30 °

4.6.1. Modelação utilizando o programa Phase2

O programa Phase 2 é um programa de modelação de elementos finitos em duas dimensões, utilizado para a análise elastoplástica não linear de estruturas de suporte e tuneis.

A análise de paredes moldadas neste programa efetua-se através da verificação dos esforços, movimentos da estrutura e análise de tensões no maciço.

Uma das características principais do Phase2 é a análise da estabilidade de taludes de elementos finitos usando o método de redução de força de corte. Esta opção é totalmente automatizada e pode ser usada com os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb.

4.6.1.1. Definição da estrutura de suporte

A elaboração da malha de elementos finitos foi escolhida de maneira a que ao aplicar as condições fronteira ao maciço terroso não afete os resultados obtidos para análise dos deslocamentos da

parede e tensões do solo resultantes da realização da obra, por isso escolheu-se uma malha com triângulos de seis nós com 120 elementos de maneira a obter-se uma boa precisão em termos de resultados.

As condições fronteira definidas para a malha têm como objetivo simular o maciço terroso e por isso foram restringidos os deslocamentos em ambas as direções X e Y, apoio simples, na base do maciço e restringidos os deslocamentos verticais nas extremidades do maciço, como demonstrado na Figura 4.7.

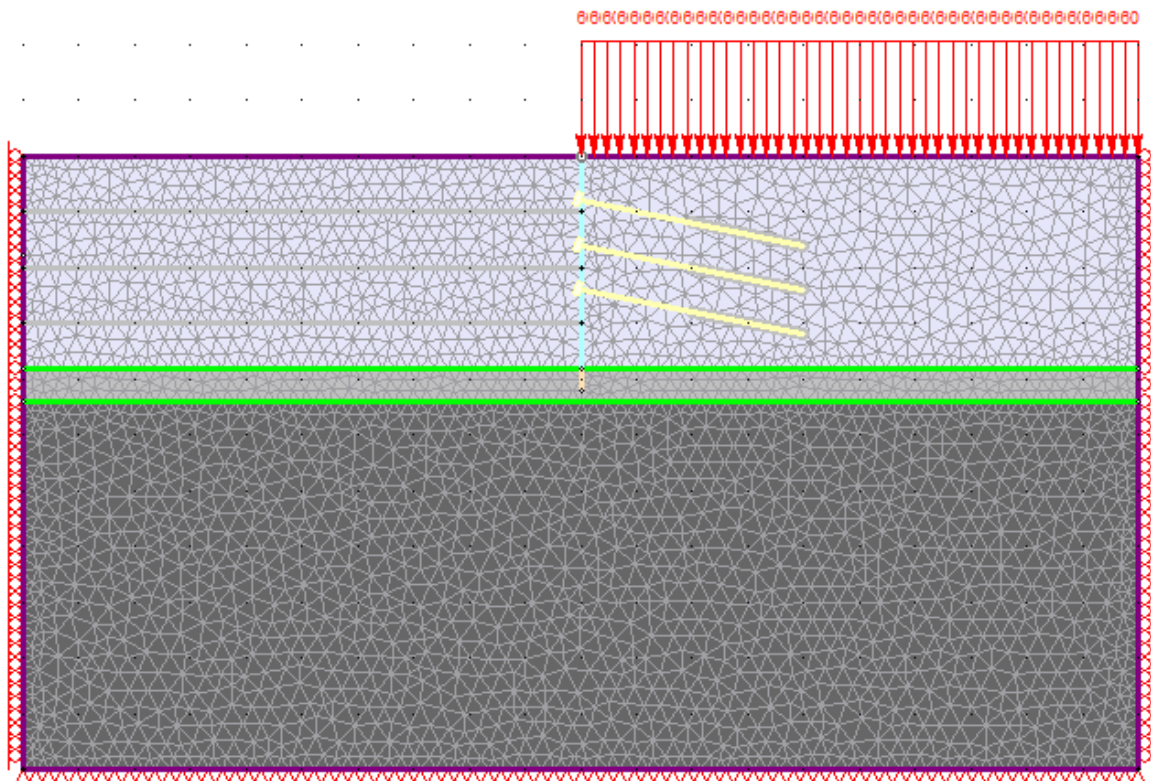


Figura 4.7 - Condições fronteira do maciço terroso, apoio simples

A introdução da sobrecarga na primeira fase da modelação, ou seja antes da escavação, visa a contabilização das tensões verticais provenientes dos edifícios existentes na periferia da escavação.

Para a definição dos solos apresentada na Figura 4.8, optou-se pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb (Natal, et al., 2005), que contempla os materiais granulares dotados de atrito interno que atingem a cedência plástica.

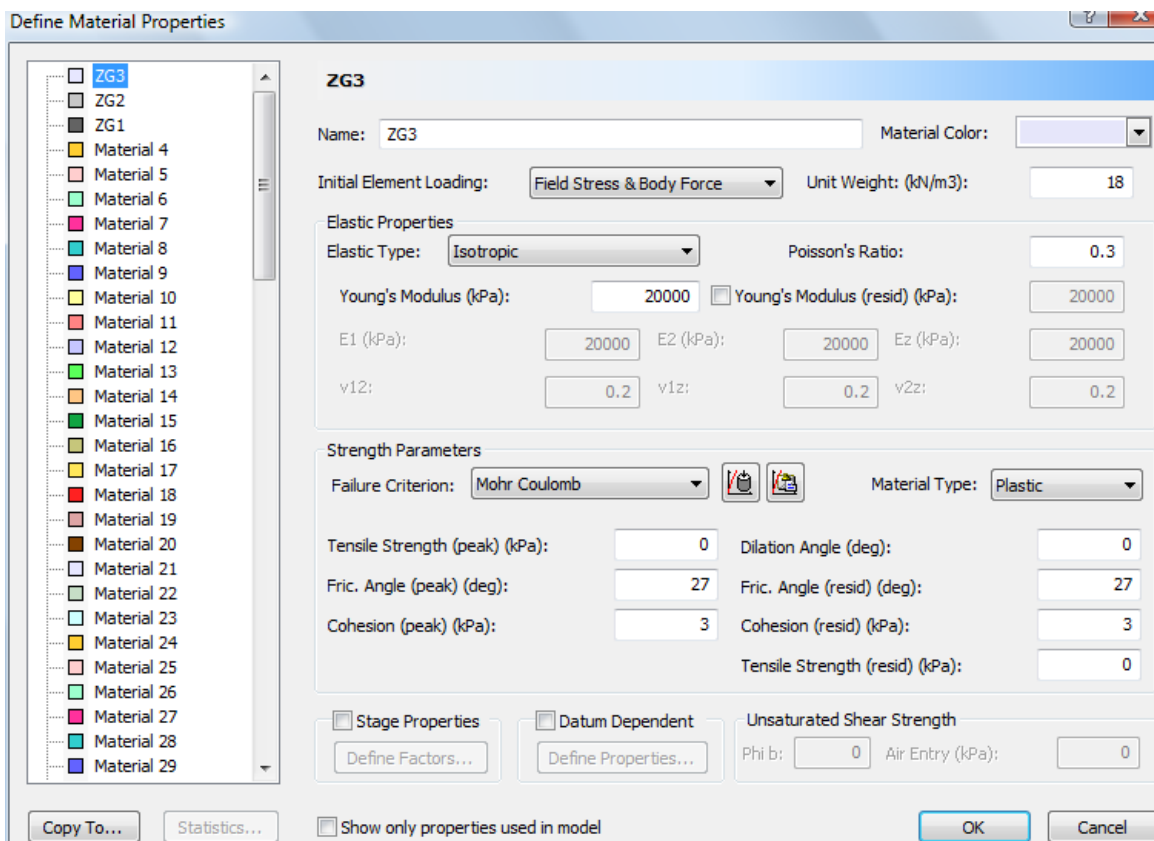


Figura 4.8 - Definição do solo ZG3

A definição da geometria da parede moldada teve em conta o subcapítulo 4.5, onde foram definidas as dimensões da estrutura. Estabeleceu-se uma espessura de 0,8m e um comprimento total de 21m para a parede moldada e as restantes características foram definidas tendo por base o betão da classe C30/37 (Figura 4.9).

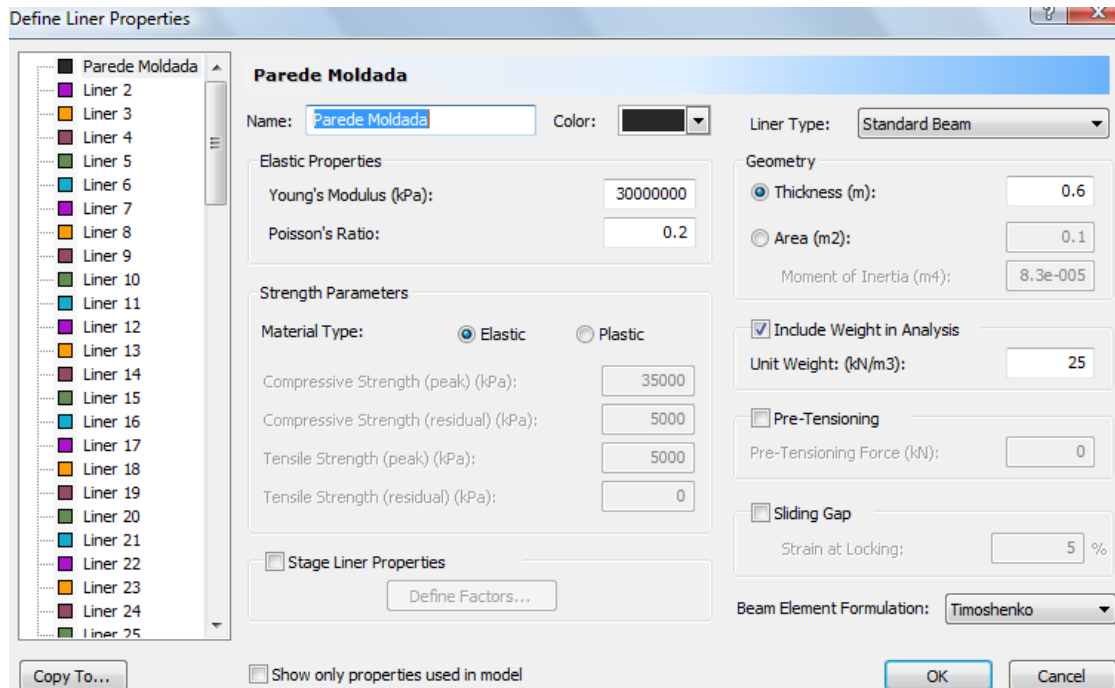


Figura 4.9 - Definição da parede moldada

O faseamento construtivo das paredes moldadas também foi tido em conta e assim foram estabelecidas quatro fases de construção com três níveis de escavação e de ancoragens, como representado na Figura 4.10.

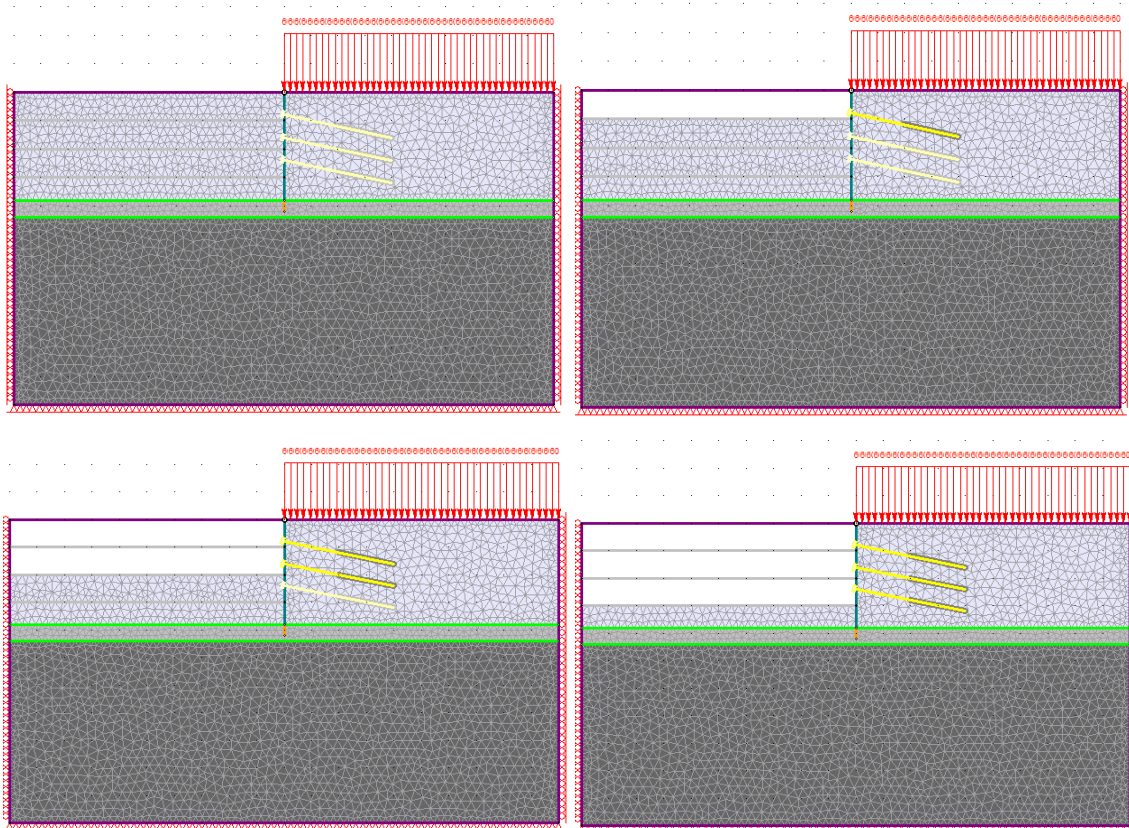


Figura 4.10 - Fases de construção da parede moldada

Com este faseamento de construção da parede moldada no programa, é permitido verificar, consoante cada fase, os deslocamentos e tensões exercidas no solo em cada uma das fases do projeto, obtendo-se uma reprodução mais fiável do faseamento construtivo em obra.

4.6.2. Modelação utilizando o programa Sap2000

Este programa de elementos finitos é utilizado para a modelação de estruturas de betão armado ou aço, em três dimensões permitindo assim que se efetue uma análise tridimensional linear ou não-linear das mesmas. Por não ser um programa exclusivamente dedicado ao estudo dos movimentos dos solos, utilizou-se um método analítico descrito no subcapítulo 3.1.4. para a reprodução das tensões exercidas pelo solo na estrutura.

A metodologia utilizada para a modelação da parede moldada no Sap2000 baseou-se no subcapítulo 3.3.2., referente ao modelo de cálculo de laje. Assim, foi escolhido um painel com a largura igual a distância entre as ancoragens (3 m) e uma altura total de 21m.

4.6.2.1. Definição da estrutura de suporte

A modelação da estrutura de suporte teve como base a criação de uma malha tipo laje, de elementos finitos espaçados de 0,5m (Figura 4.11), para se obter uma boa distribuição de ações, nomeadamente a tensão horizontal e a interação solo-estrutura.

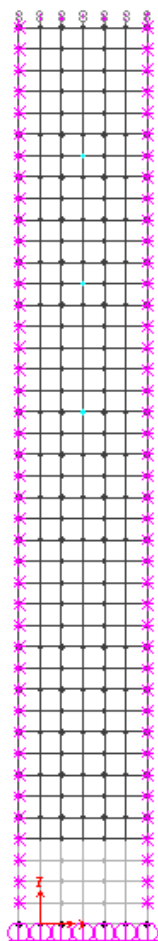


Figura 4.11 - Malha de elementos finitos da parede moldada Sap 2000

O material da estrutura de suporte foi definido como betão armado da classe C30/37, e posteriormente procedeu-se à definição das secções da área (*Shells*) utilizando uma espessura de 0,80m.

Uma vez que o programa não realiza os cálculos de tensões horizontais foi criada uma folha de cálculo no Excel (Tabela 4.4) como auxílio para determinação das tensões horizontais dos solos para o estado ativo e passivo. Utilizou-se a teoria de Rankine (Sousa, et al., 2006) para o cálculo (subcapítulo 3.1.2) dos respetivos coeficientes de impulso dos solos. Os diagramas de tensões horizontais a utilizar na modelação dos solos, visam a consideração do efeito de arco inerente a este tipo de estruturas, assim adotou-se a metodologia apresentada na Figura 4.12.

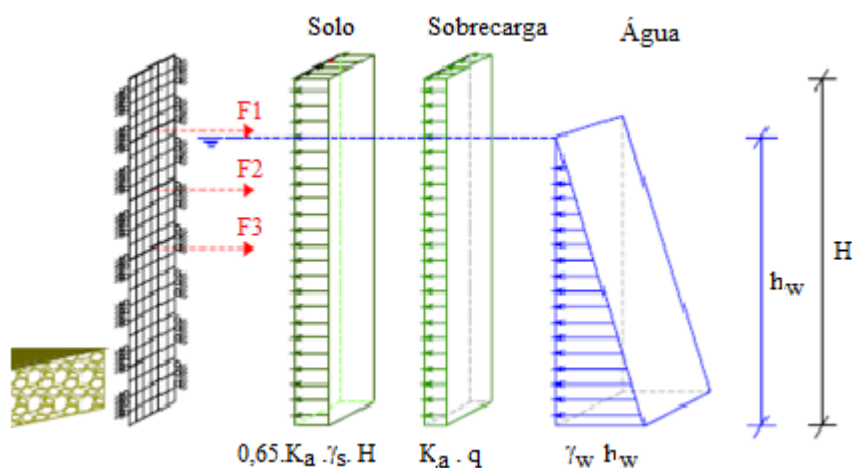


Figura 4.12 - Diagramas das tensões horizontais de Terzaghi e Peck (Sousa, et al., 2006)

O cálculo das tensões horizontais exercidas no elemento estrutural efetuou-se com auxílio de uma folha de cálculo desenvolvida no Excel com as equações apresentadas na figura acima. Na Tabela 4.4 apresentam-se os resultados obtidos para as tensões horizontais a aplicar no programa.

Tabela 4.4 – Coeficientes de impulso ativo dos solos e tensões horizontais

Solo	Caraterísticas do solo				Ka	Tensão horizontal Solo [kN/m ²]	Tensão horizontal Sobrecarga [kN/m ²]
ZG3	Altura do estrato ->	h	19,00	m	0,38	84,47	22,8
	Peso Volúmico ->	γ	18,00	kN/m ³			
	Coesão ->	C	3,00	kN/m ²			
	Ângulo de atrito interno ->	ϕ	27,00	°			
	Ângulo de atrito Solo-Estrutura ->	δ	18,00	°			
ZG2	Altura do estrato ->	h	2,00	m	0,25	7,15	15,0
	Peso Volúmico ->	γ	22,00	kN/m ³			
	Coesão ->	C	40,00	kN/m ²			
	Ângulo de atrito interno ->	ϕ	37,00	°			
	Ângulo de atrito Solo-Estrutura ->	δ	24,67	°			

Na Figura 4.13 estão representados os diagramas das tensões horizontais aplicadas na estrutura, referentes ao solo ZG3, ao solo ZG2, à sobrecarga no solo ZG3 e à sobrecarga no solo ZG2. O valor da tensão horizontal provocado pela sobrecarga varia, pois valor do coeficiente de impulso

ativo do solo ZG3 é diferente do solo ZG2. O solo ZG1 neste caso não influencia nos cálculos pois não está em contato com a parede moldada.

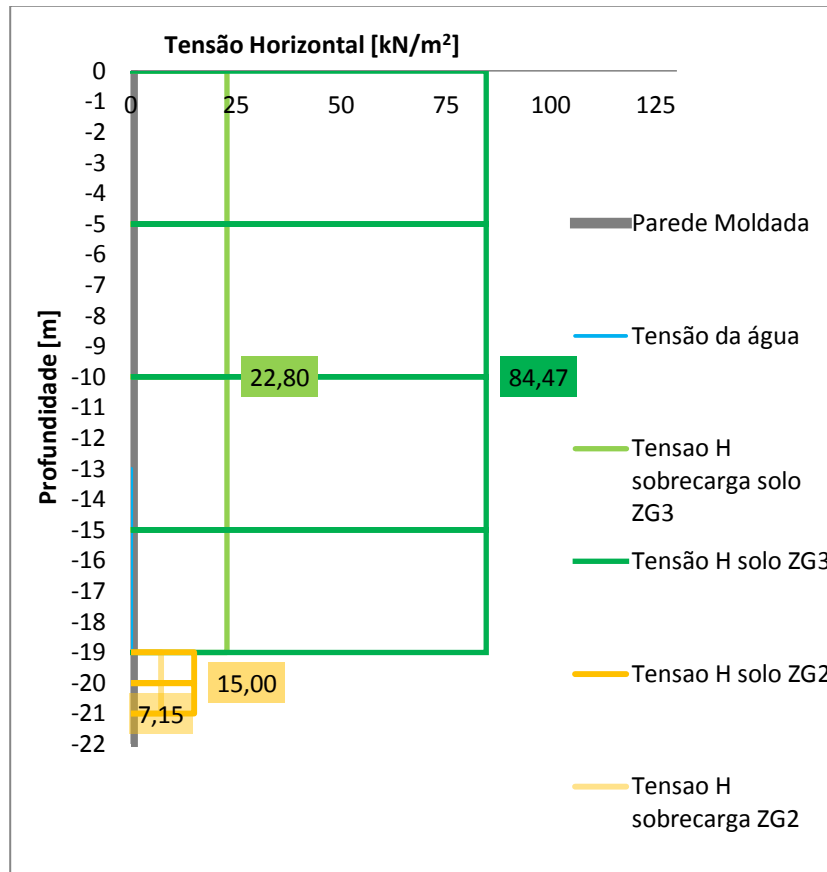


Figura 4.13 - Tensões horizontais a aplicar no programa Sap 2000

A definição das tensões horizontais no programa efetuou-se através da aplicação de quatro cargas distribuídas com os valores apresentados na Figura 4.13.

A interação solo-estrutura efetuou-se através da consideração de molas com uma rigidez de *Winkler*, definida pela equação 3.23 do subcapítulo 3.5.1.2.. Na Tabela 4.5 apresentam-se os valores da rigidez de *Winkler* de cada solo.

Tabela 4.5 - Definição dos apoios de Winkler

Solo	E [MPa]	ν	K_{winkler} [kN/m ²]
ZG3	20	0,3	10 989,01
ZG2	70	0,3	41 666,67

O efeito de interação entre os solos e a estrutura está dividido em duas zonas onde se observam comportamentos diferentes, pois na zona onde se procedeu à escavação do solo apenas uma das

faces da estrutura está em contato com o mesmo, enquanto na zona onde a estrutura está embebida no terreno ambas as faces estão em contato com o solo.

Para finalizar, definiram-se as condições fronteira do modelo, onde optou-se por restringir o deslocamento vertical na base da parede moldada. Visto a estrutura modelada ter uma largura de 3,0 m (Figura 4.14) correspondente ao espaçamento entre as ancoragens optou-se por restringir a rotação em torno do eixo vertical para os bordos da parede moldada, de maneira a simular o comportamento real da cortina depois de concluída.

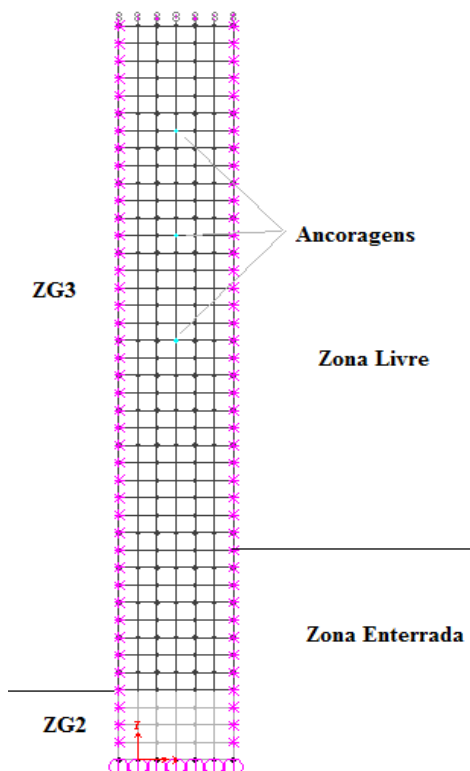


Figura 4.14 - Modelo de Cálculo utilizado Sap 2000

Para a análise dos esforços e deslocamentos da estrutura definiu-se uma combinação (COMB1) entre as forças das ancoragens, a tensão horizontal (Figura 4.15), de maneira a considerar que as ações atuam em simultâneo, pois o programa por defeito calcula separadamente os esforços e deslocamentos de cada ação se não for definida a combinação.

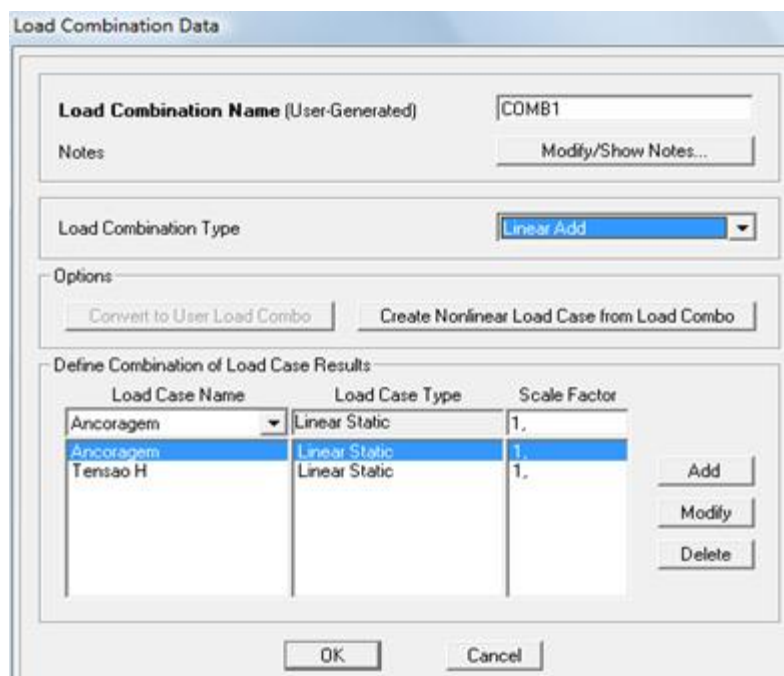


Figura 4.15 - Definição da combinação de ações no programa Sap2000

4.6.3. Modelação utilizando o programa Cype

O programa Cype é um programa de modelação de elementos finitos em duas dimensões, utilizado para a análise elastoplástica não linear de estruturas de suporte.

Segundo a empresa Cype Ingenieros, SA (2010), o modelo de cálculo utilizado consiste numa barra vertical cujas características mecânicas se obtêm por metro transversal de parede. Sobre essa parede atua o terreno, tanto no tardoz como na face exterior, as cargas sobre o terreno, os elementos de suporte lateral como escoras, ancoragens ativas e ancoragens passivas, os elementos construtivos como as lajes e as cargas aplicadas no coroamento.

A introdução de elementos de suporte como escoras, ancoragens ativas e ancoragens passivas introduzem condições de contorno da parede que se materializam através de molas de rigidez igual à rigidez axial do elemento.

Quando se introduz um estrato de rocha, o programa considera que a parede se encontra encastrada, se esta se introduzir com um comprimento maior ou igual a duas vezes a sua espessura. Entre 20 cm e duas vezes a espessura, considera-se que a parede apoia nesse estrato, isto é, é permitida a rotação, mas não o deslocamento nesse ponto (Cype Ingenieros, SA, 2010).

4.6.3.1. Definição da estrutura de suporte

A definição da estrutura de suporte neste programa é simples, uma vez que apenas é necessário a introdução das características dos solos, dimensões da estrutura de contenção.

As condições fronteira do maciço terroso são definidas automaticamente pelo programa, sem que seja possível a alteração das interações entre solo-estrutura e maciço e as condições de apoio da parede moldada.

Este programa permite o faseamento construtivo das paredes moldadas para uma melhor comparação com os restantes. Assim foram estabelecidas quatro fases de construção com três níveis de escavação e de ancoragens, como representado na Figura 4.16.

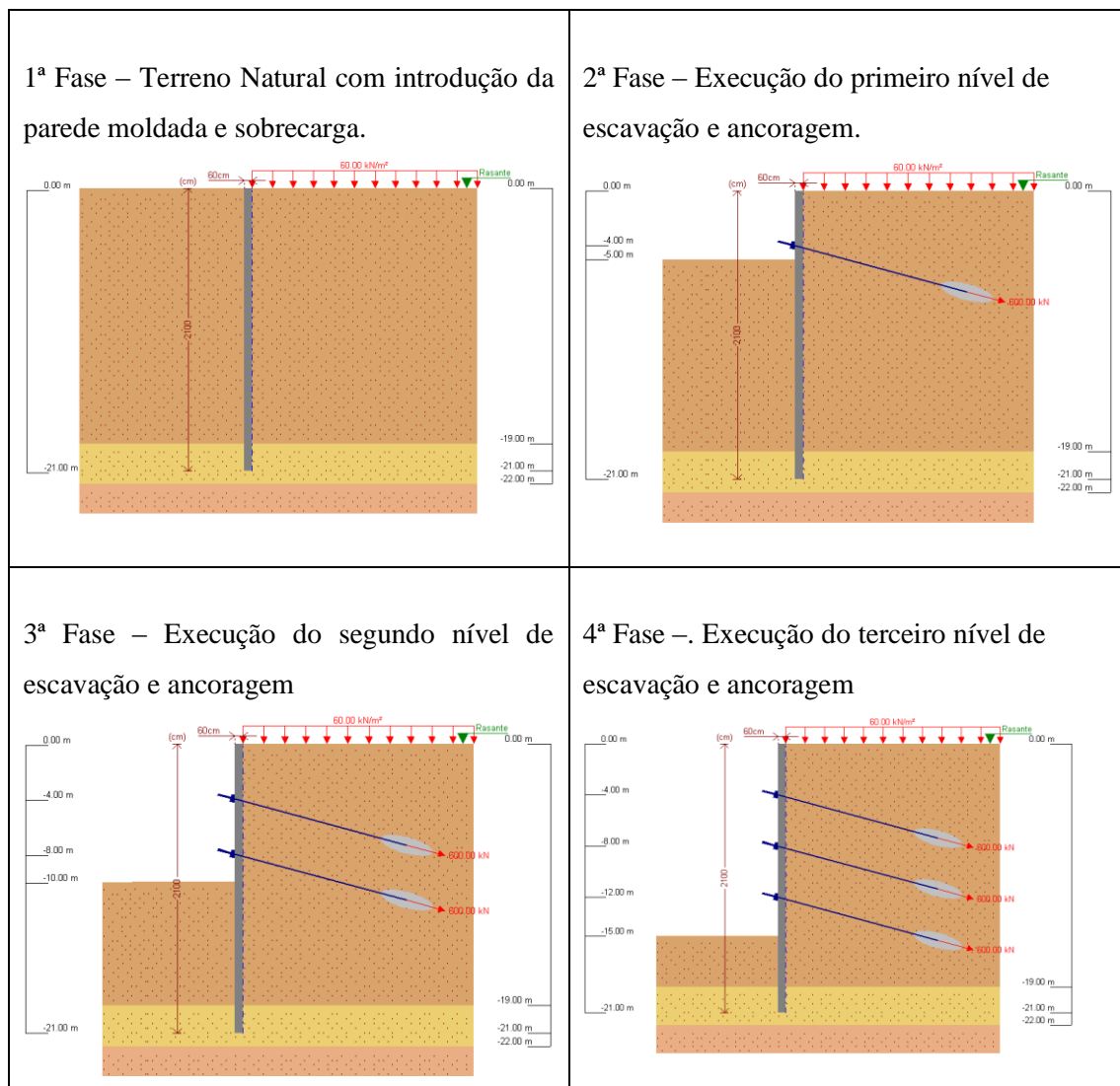


Figura 4.16 - Fases de execução Cype

4.7. Resultados

4.7.1. Dimensionamento das armaduras de flexão (ULS)

- Programa Phase 2

Efetuada a análise da estrutura obtiveram-se os diagramas de momento apresentados na Figura 4.17 relativos a cada uma das fases de execução da obra. Em destaque estão os momentos condicionantes de cada uma das fases, de notar o momento positivo que a estrutura está sujeita na 3ª fase que posteriormente anula-se na 4ª fase da execução da parede moldada.

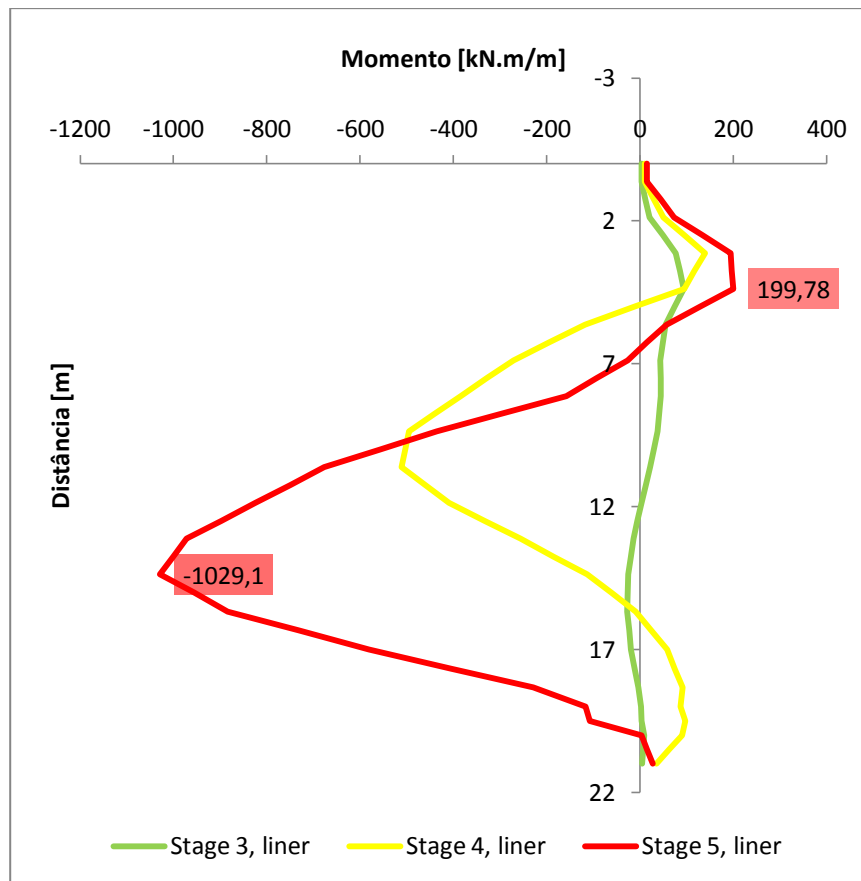


Figura 4.17 - Diagramas de Momentos das diferentes fases Phase 2

Para o dimensionamento das armaduras de flexão da parede moldada escolheram-se os seguintes materiais, o aço A500NR com uma tensão de cedência de dimensionamento (F_{yd}) de 435 MPa e o betão C30/37 com uma tensão de rotura de dimensionamento (F_{cd}) de 20 MPa.

Os valores dos momentos apresentados na Figura 4.17 estão definidos para a secção de 1,0 m da parede moldada [kN.m/m], o que facilita o dimensionamento da parede moldada obtendo-se as áreas de armadura distribuída por metro de parede.

Tabela 4.6 - Armaduras de flexão Phase 2

M total [kN.m/m]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	A_s adotada [cm ² /m]	A_s distribuição [cm ² /m]
199,78	0,03	0,03	8,52	φ16//20 (10,05)	φ16//20 (10,05)
-1029,10	0,17	0,19	48,68	φ25//10 (49,01)	φ16//20 (10,05)

A armadura mínima foi calculada conforme o Eurocódigo 2, utilizando a equação 4.8.

$$A_{s \min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

4.8

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tração

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço à tração

b_t – largura média da secção sujeita à tração (1m para lajes)

d – altura útil da secção

O valor da armadura mínima obtido para este caso é de 8,3 cm²/m, assumindo-se assim uma armadura de φ16//20 (10,05 cm²/m). Como se verifica na Tabela 4.6, a armadura calculada para o primeiro momento tem uma área inferior à armadura mínima necessária logo a armadura a adotar será a armadura mínima.

Os momentos verificados nas zonas das ancoragens podem ser divididos em duas faixas, central e lateral, exatamente como num dimensionamento de uma laje fungiforme, mas como se observa na Tabela 4.6 a área de armadura mínima é superior à área calculada para o momento atuante de 199,78 kN.m/m, logo a divisão por faixas não facilitará a execução em obra e desse modo pode ser dispensada para este caso.

Para as armaduras de distribuição adotou-se também a armadura mínima, isto porque os 20% da área da armadura principal são inferiores à armadura mínima.

- Programa Sap2000

O diagrama de momentos retirado após a análise do programa está apresentado na Figura 4.18. A zona condicionante para o valor do momento positivo (210,06 kN.m/m) e a zona condicionante para momentos negativos (-104 kN.m/m).

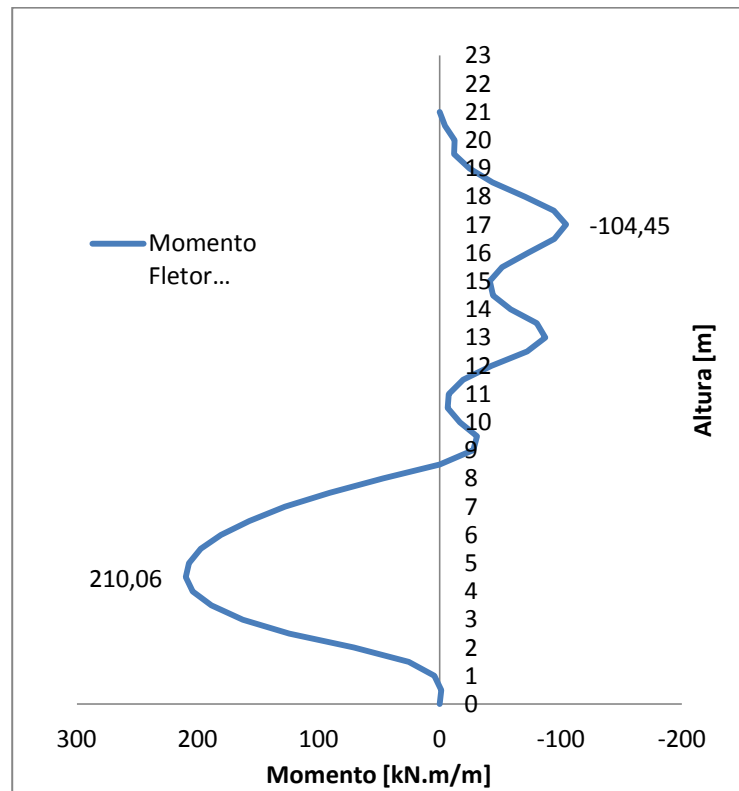


Figura 4.18 – Diagrama de momentos [kN.m/m] Sap 2000

Pela Figura 4.18 nota-se que a parte superior da parede moldada está sujeita a momentos negativos e a parte inferior a momentos positivos, que por sua vez provocam tensões de tração na secção da parede.

Tabela 4.7 - Armaduras de flexão Sap 2000

M total [kN.m/m]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	A_s adotada [cm ² /m]	A_s distribuição [cm ² /m]
-104,45	0,02	0,02	4,39	φ16//20 (10,05)	Φ16//20 (10,05)
210,06	0,03	0,04	8,97	φ16//20 (25,76)	Φ16//20 (10,05)

O valor da armadura mínima é exatamente igual ao calculado anteriormente porque os materiais são os mesmos, betão C30/37 e aço A500NR. Como se observa na Tabela 4.7 os valores dos momentos têm sinais contrários aos apresentados no programa Phase2, o que se deve ao fato da convenção dos sinais ser diferente em ambos os programas

Como se observa na Tabela 4.7 o valor do momento resistente referente à armadura mínima, é superior ao valor dos momentos atuantes, logo a divisão por faixas não facilitará a execução em obra e desse modo pode ser dispensada para este caso.

- Programa Cype

Os diagramas de momento apresentados na Figura 4.19 são relativos a cada uma das fases de execução da obra. Em destaque estão os valores momentos condicionantes na 4ª fase execução do 3º nível de ancoragem.

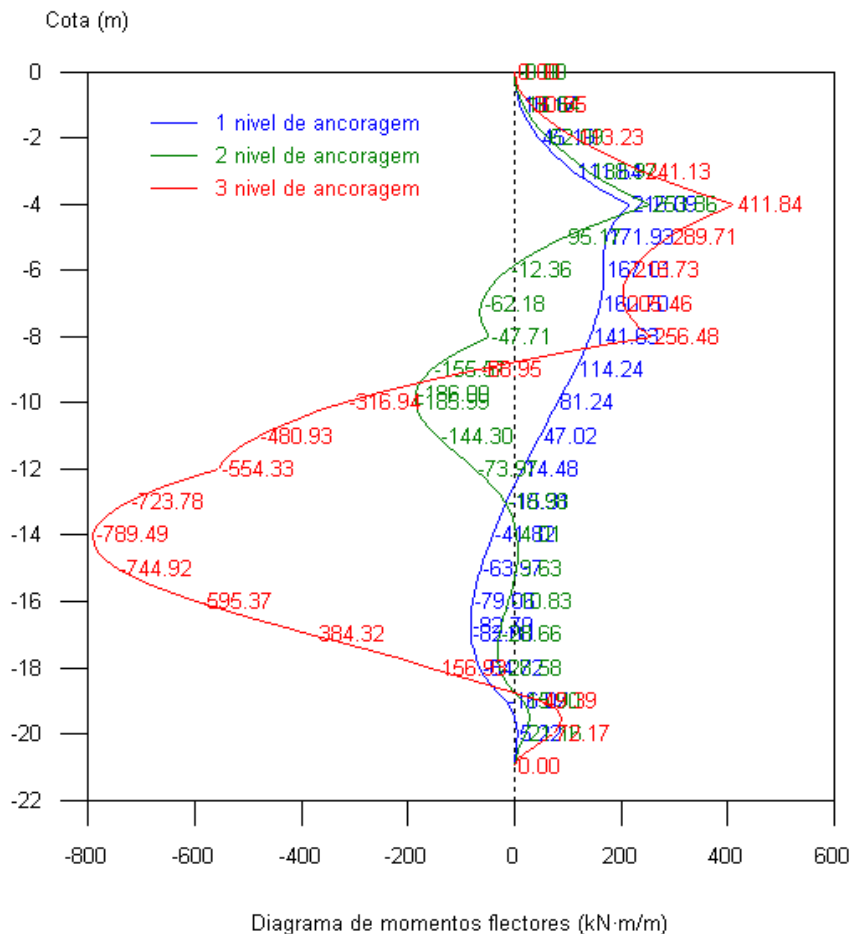


Figura 4.19 - Diagramas de momento fletor Cype

Para o dimensionamento das armaduras de flexão da parede moldada utilizaram-se os mesmos materiais, o aço A500NR com uma tensão de cedência de dimensionamento (F_{yd}) de 435 MPa e o betão C30/37 com uma tensão de rotura de dimensionamento (F_{cd}) de 20 MPa.

Com o auxílio de uma folha de cálculo efetuou-se o dimensionamento das armaduras, como apresentado na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Armaduras de flexão Cype

M secção [kN.m/m]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	A_s adotada [cm ² /m]	A_s distribuição [cm ² /m]
411,84	0,07	0,07	17,99	$\phi 20//15$ (20,94)	$\phi 16//20$ (10,05)
-789,49	0,13	0,14	36,12	$\phi 25//12,5$ (39,27)	$\phi 16//20$ (10,05)

Como se verifica na Tabela 4.8, os varões escolhidos têm uma área superior à armadura mínima necessária adotando-se assim os varões escolhidos.

Para as armaduras de distribuição adotou-se a armadura mínima, isto porque os 20% da área da armadura principal são inferiores à armadura mínima.

4.7.2. Verificação do esforço transversal (ULS)

- Programa Phase 2

Os resultados obtidos para os diagramas de esforço transversal estão apresentados na Figura 4.20.

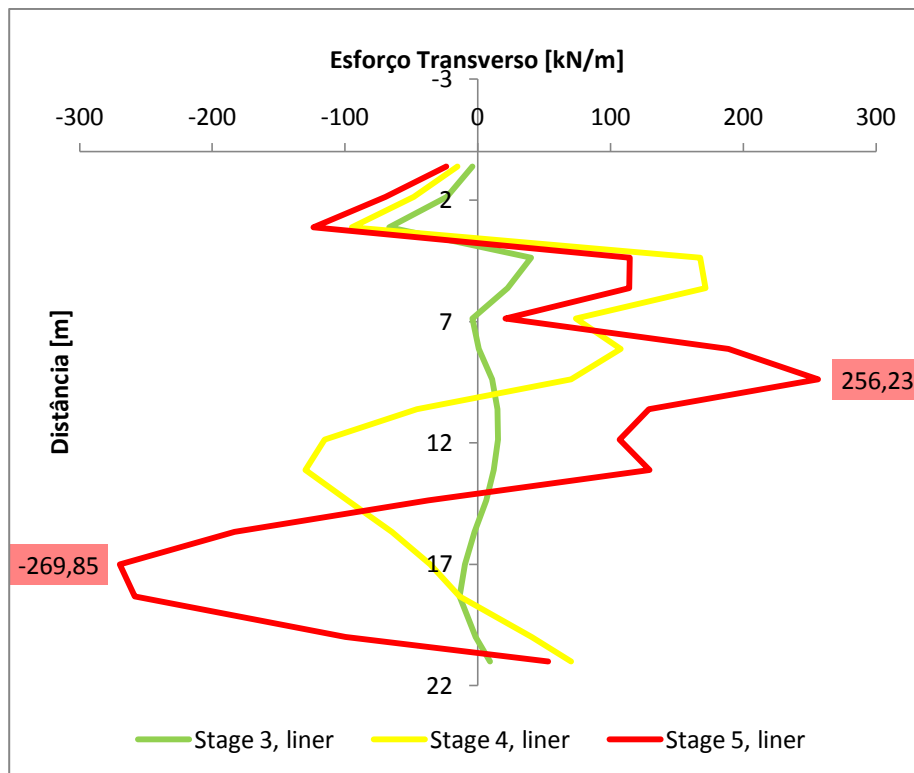


Figura 4.20 - Diagrama de esforços transversos Phase 2

Na Figura 4.20 estão representados os diferentes diagramas de esforço transversal de cada uma das fases de construção da parede moldada, sendo destacados os valores máximos consoante cada fase. É de observar que o esforço transversal aumenta de intensidade à medida que as fases de construção avançam e também destacam-se as zonas onde ocorrem as maiores oscilações do gráfico, que provêm da introdução das ancoragens aos 4, 7 e 10m e também aos 15 m de profundidade onde a estrutura passa a estar em contato com o solo em ambas as faces.

Os esforços de corte apresentados na Figura 4.20 estão calculados para uma secção de um metro, apresentando-se assim nas unidades [kN/m].

Como destacado na Figura 4.20, o esforço máximo atuante (V_{sd}) situa-se nos 17,0 m de profundidade e tem uma intensidade de 269,85 [kN/m].

Para elementos como as paredes moldadas as armaduras de esforço transversal podem ser dispensadas no caso de se verificar a seguinte condição $V_{sd} < V_{Rd,c}$.

O cálculo do esforço resistente da parede moldada ($V_{Rd,c}$) efetua-se segundo o subcapítulo 6.2 do EC2 para elementos que dispensam armadura de esforço transversal. A metodologia a utilizar baseia-se no cálculo das equações 4.9 e 4.10,

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad 4.9$$

Onde,

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad , \text{com } d \text{ em milímetros (550 mm)}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad , \text{com } A_{sl} \text{ a área de armadura à tração (25,76 cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cp} = 0,2 f_{cd} \quad f_{cd} \text{ tensão de rotura de dimensionamento}$$

$$k_1 = 0,15$$

b_w – largura da secção tracionada

d – altura útil da secção

Sendo que o valor de $V_{Rd,c}$ terá de ser maior que o valor obtido pela equação 4.10

$$V_{Rd,c \min} = [v_{\min} + k \sigma_{cp}] b_w d \quad 4.10$$

Onde,

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Na Tabela 4.9 estão verificadas as condições estabelecidas para a dispensa de armaduras de esforço transverso.

Tabela 4.9 - Esforços transversos atuante e resistente Phase 2

V_{Sd}	269,85 kN/m	$< V_{Rd,c}$
$V_{Rd,c \min}$	543,99 kN/m	
$V_{Rd,c}$	646,52 kN/m	$> V_{Rd,c \min}$

As armaduras mínimas de esforço transverso podem ser calculadas segundo o Eurocódigo 2 (CEN LNEC, 2008), através da equação 4.11.

$$A_s/s = \rho_w \min \cdot b_w \cdot s \cdot \sin \alpha$$

4.11

Onde,

$\rho_w \min = (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$ - taxa de armadura mínima de esforço transverso

α - ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal (90°)

b_w - largura da alma do elemento (1m)

A_s/s - armadura de esforço transverso com espaçamento s

Substituindo as variáveis na equação 4.11, obteve-se um valor de 8,76 cm²/m, que para efeitos de cintagem da secção de betão armado dividiu-se por quatro ramos, ou seja, 2,19 cm²/m, adotando-se assim uma armadura de $\phi 8 // 20$ (2,51 cm²/m x 4) para as cintas da parede moldada.

- Programa Sap2000

Os resultados obtidos para os diagramas de esforço transverso estão apresentados na Figura 4.21.

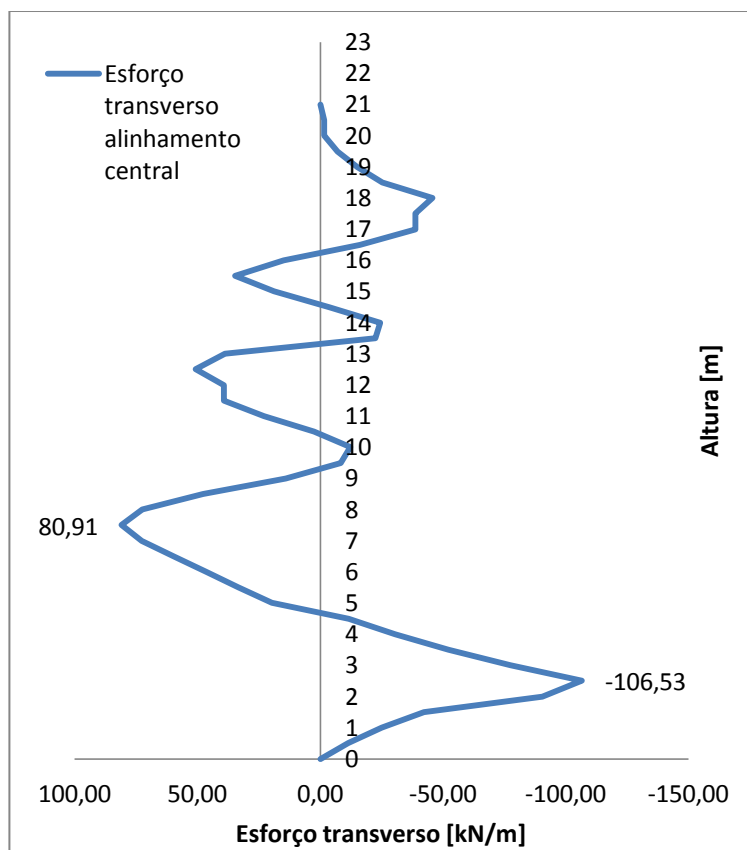


Figura 4.21 - Diagrama de esforço transverso [kN/m] Sap 2000

Na Figura 4.21 estão apresentados os valores máximos do esforço transverso (-106,53 kN/m; 80,91 kN/m). Como se pode observar estes encontram-se na zona das ancoragens e também na parte enterrada da estrutura, mais concretamente no limite do solo ZG3 para o solo ZG2.

No subcapítulo anterior determinou-se o valor máximo resistente ($V_{Rd,c}$) da secção da parede moldada apresentado na Tabela 4.10. Com este resultado não é necessário adotar armadura de esforço transverso para a parede moldada porque o valor atuante é inferior ao resistente como demonstrado na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Esforços de corte resistentes e atuantes Sap 2000

V_{Sd}	106,53 kN/m	$< V_{Rd,c}$
$V_{Rd,c \min}$	543,99 kN/m	
$V_{Rd,c}$	585,30 kN/m	$> V_{Rd,c \min}$

- Programa Cype

Os resultados obtidos para os diagramas de esforço transversal estão apresentados na Figura 4.22.

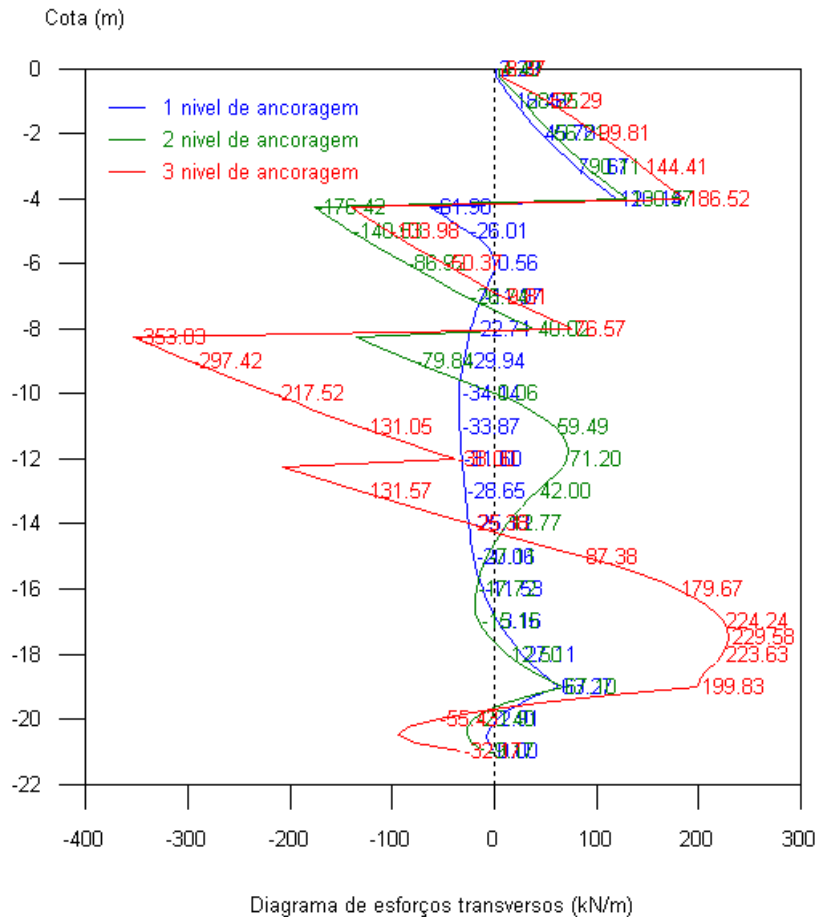


Figura 4.22 - Diagrama de esforços transversos Cype

Os valores máximos do esforço transversal estão destacados na figura acima, onde também se observa que o esforço transversal aumenta de intensidade à medida que as fases de construção avançam. Como já descrito anteriormente destacam-se também as zonas onde ocorrem as maiores oscilações do gráfico, que provenientes da introdução das ancoragens e também a partir do fim da escavação.

Na Figura 4.22, o esforço máximo atuante (V_{sd}) situa-se nos 8,0 m de profundidade e tem uma intensidade de 353,03 kN/m. O esforço resistente da parede moldada ($V_{Rd,c}$) calculado anteriormente está apresentado na Tabela 4.11 onde estão verificadas as condições estabelecidas para a dispensa de armaduras de esforço transversal. O processo de cálculo das armaduras mínimas de esforço transversal será o mesmo efetuado anteriormente.

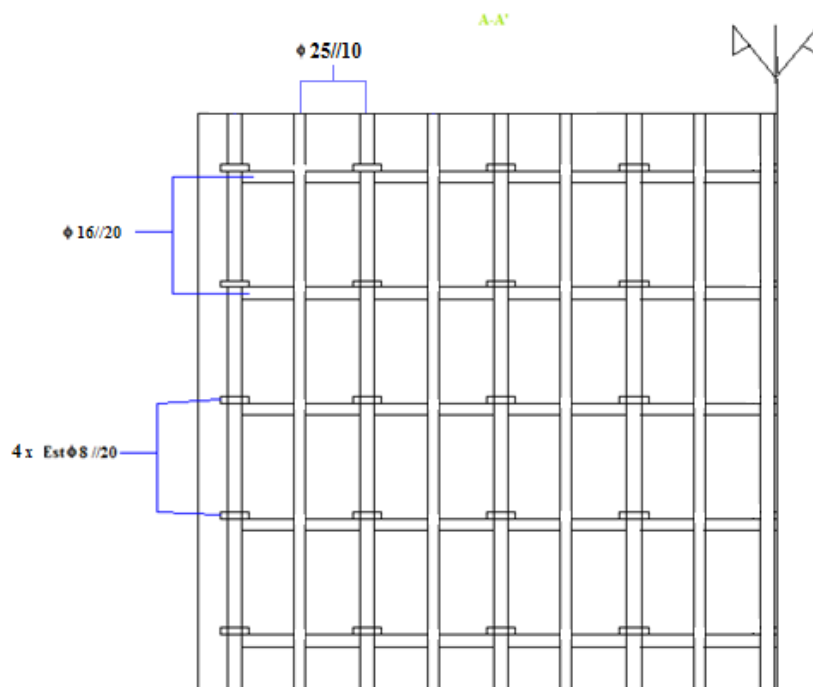


Figura 4.24 - Corte A-A' da promenorização da parede moldada

De referir que para efeitos de rigidez da estrutura de aço adotam-se contraventamentos secantes e alças de posicionamento e elevação como apresentado na Figura 4.25, para que a estrutura de ferro ao ser içada não se decomponha.

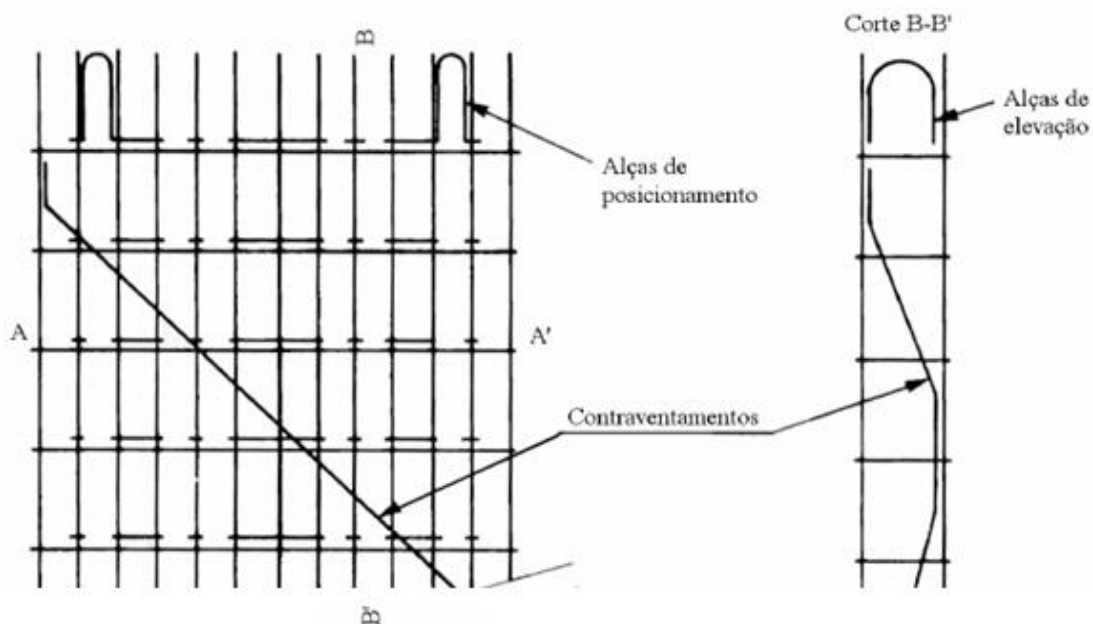


Figura 4.25 - Pormenorização longitudinal tipo de uma parede moldada (Sousa, et al., 2006)

4.7.3. Deslocamentos horizontais (SLS)

- Programa Phase2

Os deslocamentos horizontais da parede moldada estão apresentados graficamente na Figura 4.26 para cada uma das fases de construção, onde estão destacados os deslocamentos máximos. Como é possível observar os deslocamentos horizontais aumentam até à última fase de construção (5ª Fase).

Em destaque na Figura 4.26, destaca-se o valor do deslocamento horizontal máximo da parede moldada na 5ª fase de construção da parede moldada.

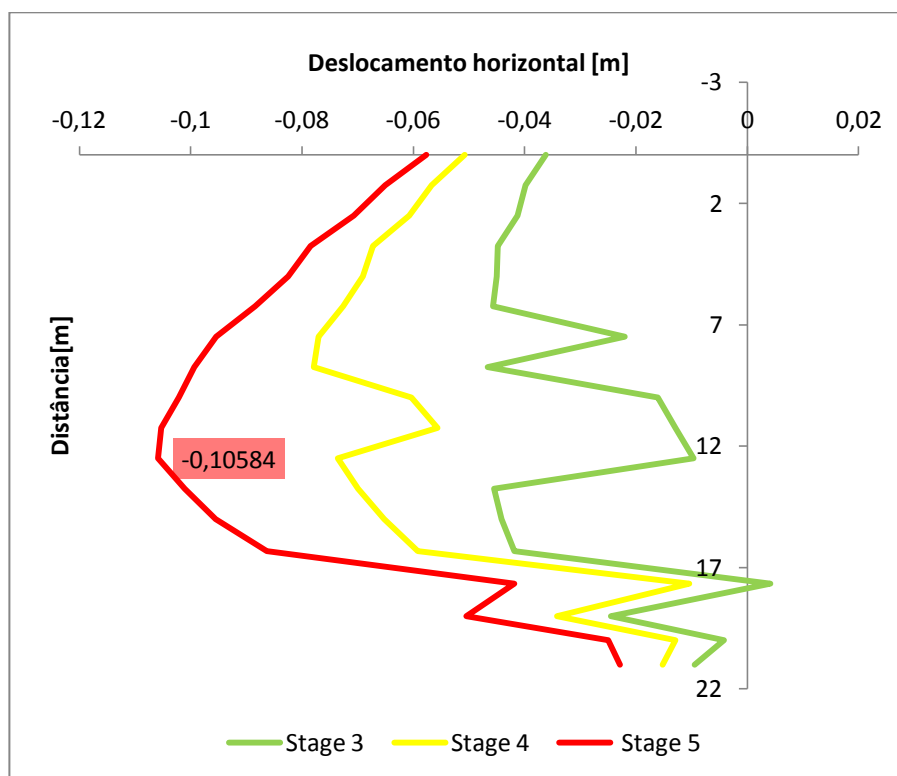


Figura 4.26 - Deslocamentos horizontais da parede moldada Phase 2

Os deslocamentos horizontais máximos permitidos pelo EC7 relacionam a profundidade de escavação com o tipo de movimento da estrutura de suporte.

Como o movimento da estrutura de suporte não é linear assumiu-se que o tipo de movimento da estrutura é tipo d), apresentado na Tabela 3.7 do subcapítulo 3.5.

Para este caso assumiu-se que o solo é solto, porque o solo 1 tem um valor baixo de coesão (3kN/m^2), assim a razão máxima entre o deslocamento horizontal (V_a) e a altura da estrutura de suporte (h) é 0,4% a 0,5%.

O deslocamento máximo (V_a) observado na Figura 4.26 é de 0,106m, para uma altura de 21,0m. Assim a razão entre ambos é de 0,427%, verificando-se assim o estado limite de utilização do EC7.

- Programa Sap2000

Os deslocamentos horizontais da parede moldada estão apresentados na Figura 4.27. À esquerda observa-se a deformada da parede moldada e à direita um diagrama onde se destacam os deslocamentos máximos da estrutura.

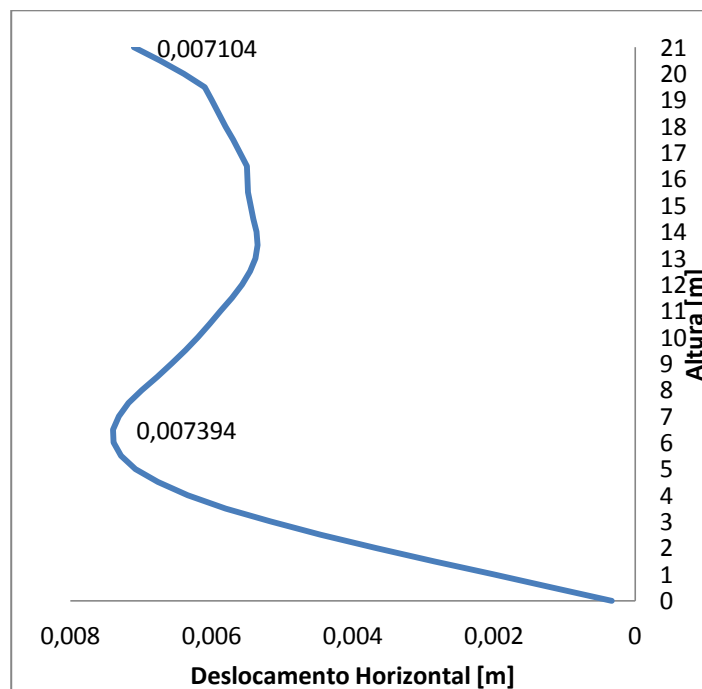


Figura 4.27 - Deformada e deslocamentos horizontais da parede moldada alinhamento central Sap 2000

O tipo de movimento da estrutura de suporte representado na Figura 4.27 é do tipo d), definido na Tabela 3.7 do subcapítulo 3.4, assim como anteriormente obtém-se um valor máximo os 0,4% e 0,5%.

O resultado obtido nesta modelação para este tipo de movimento é de 0,007394m, significando que a razão entre o deslocamento e a altura livre da estrutura de suporte seja de 0,035%, inferior ao valor estabelecido pelo EC7.

- Programa Cype

Os deslocamentos horizontais da parede moldada estão apresentados graficamente na Figura 4.28 para cada uma das fases de construção, onde estão destacados os deslocamentos máximos. Como é possível observar os deslocamentos horizontais máximos apresentam-se na 4ª fase referente ao último nível de escavação e ancoragem.

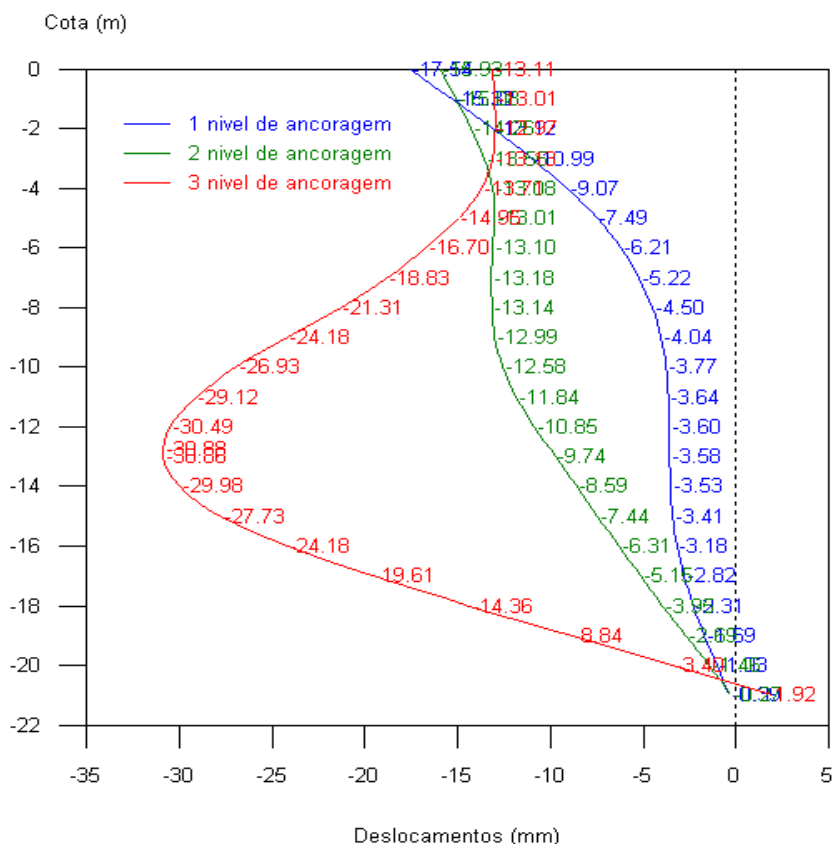


Figura 4.28 - Deslocamentos horizontais Cype

Mais uma vez, o movimento da estrutura de suporte apresentado na Figura 4.28 para o terceiro nível de ancoragem é do tipo d), como apresentado na Tabela 3.7 do subcapítulo 3.4, onde a razão V_a/H para solos soltos situa-se entre 0,4% e 0,5%.

O deslocamento horizontal máximo verificado na Figura 4.28 é de 0,03088m, obtendo-se assim uma razão de 0,147 % entre o deslocamento horizontal e a altura da parede moldada, verificando-se assim o estado limite de utilização do EC7.

4.7.4. Verificação do punçoamento nas ancoragens (STR)

A utilização de ancoragens pré-esforçadas implica a verificação do punçoamento na zona das mesmas, nomeadamente a primeira ancoragem por ser a que tem menos armadura na zona em questão.

A parede moldada por estar em contato com o terreno faz com que este tenha uma reação contrária quando solicitado por uma força de compressão. Assim é necessário ter em conta a reação do impulso passivo do terreno (R) para se efetuar esta verificação, como demonstrado na equação 4.12.

$$V_{sd} = 1,1 \times F_{anc} - R \quad 4.12$$

Onde

$$R = \sigma_{hp} \cdot A$$

A – área de influência

K_p – coeficiente de impulso passivo do solo ZG3 (2,63)

σ_{hp} - tensão horizontal passiva

Para efeitos de verificação de segurança ao punçoamento decidiu-se desprezar a contribuição do solo no tardo da parede, pois este aliviará o esforço atuante na parede moldada, como demonstrado na equação 4.12. Assim, o esforço a considerar para o punçoamento é 600 kN, que será majorado conforme o EC7 para o estado limite STR combinação 1 (A1).

$$V_{sd} = 1,35 \times 600 \times \cos 15^\circ - 0 = 782,40 \text{ kN}$$

As dimensões da cabeça da ancoragem escolhida são de 215x215mm, perfazendo assim um perímetro crítico de $4 \times 0,215 + 4\pi \times 0,55 = 7,772\text{m}$.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} = 390,55 \text{ kPa}$$

Onde,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1,6 \leq 2$$

$$\rho_l = \sqrt{\frac{A_{stx}}{d} \times \frac{A_{sty}}{d}} = 0,0018 \leq 0,02$$

$$f_{ck} = 30\text{Mpa}$$

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d = 1669,35 \text{ kN} > 782,40 \text{ kN}$$

4.8. Conclusões

Os programas de modelações em elementos finitos Phase 2 e Cype são exclusivamente de cálculos relacionados com a mecânica dos solos e estruturas de suporte, enquanto o programa Sap2000 é um programa que permite a modelação de estruturas quer sejam metálicas ou de betão armado. Por consequência ao se efetuar a comparação de resultados obtidos (Tabela 4.12), verifica-se uma diferença entre os valores obtidos pelos três.

Tabela 4.12 - Resultados obtidos

Programa	Phase2	Sap 2000	Cype
Momentos [kN.m/m]	-1029,10	210,06	-789,49
Esforço transversal [kN/m]	269,85	106,53	353,03
Deslocamentos [m]	0,105	0,0074	0,0309

Uma das diferenças observada deve-se ao fato de que a convenção de sinais dos esforços ser simétrica do que diz respeito aos programas Phase2 e Cype quando comparados com o Sap 2000, daí se obter os momentos negativos na secção que tem mais deslocamento horizontal.

Embora as verificações de segurança em relação ao estado limite último (ULS) e estado limite de utilização (SLS) tenham sido verificadas em todas as modelações, o que é um bom indicativo para trabalhos futuros utilizando estes programas como base para o dimensionamento de paredes moldadas, as diferenças apresentadas nos resultados obtidos devem-se ao fato de que a simulação das condições fronteira e interação solo-estrutura, aplicadas não são equivalentes nos três programas. Tendo por base estes fatores, embora fossem expectáveis diferenças entre os resultados, a elevada discrepância entre os valores obtidos não se compreendem.

Comparando os resultados obtidos em cada uma das análises e tendo em conta que a estrutura e os materiais são exatamente os mesmos em todas as análises, denota-se que a situação menos desfavorável é a do modelo de laje, referente à modelação do programa Sap2000, pois os esforços obtidos são inferiores aos apresentados pelos outros programas. Deste modo, a utilização deste programa é vista com algumas reservas na modelação deste tipo de estruturas. Para além disso, no modelo de barras do Sap2000 e no modelo do Cype apenas é possível averiguar os deslocamentos da estrutura de suporte ao invés do programa Phase2 onde se observa os deslocamentos do maciço e da estrutura em simultâneo.

5. Considerações Finais

O estudo efetuado visa o esclarecimento das técnicas de execução de paredes moldadas em obras situadas em meios urbanos, bem como a definição das bases para o dimensionamento de uma parede moldada no que refere a reconhecimento do terreno da envolvente.

O reconhecimento dos tipos de solo na ilha da Madeira é fundamental pois é uma mais-valia para os trabalhos de prospeção geológica e geotécnica na medida que a maior parte dos solos em zonas urbanas são derivados de depósitos aluvionares ou depósitos de vertente, conhecidos pela sua heterogeneidade em termos de dimensões dos materiais constituintes.

Apresentaram-se também as principais teorias de cálculo para a determinação de tensões laterais em solos, nomeadamente a teoria apresentada no Eurocódigo 7, que é novidade em relação às outras pois apresenta uma metodologia através da consulta de tabelas.

Em relação aos resultados obtidos para a verificação dos estados limites último do EC7, observa-se que nos programas utilizados os esforços aplicados na estrutura são idênticos, tanto assim que as armaduras de flexão escolhidas são semelhantes e os esforços transversos também pouco diferem, o que é satisfatório visto serem três abordagens de cálculo completamente diferentes.

A verificação dos estados limite do EC7 também é verificada em todos os programas, onde a escolha das armaduras de flexão da parede moldada é equivalente nos programas Phase 2 e Sap 2000 e ligeiramente superior no programa Cype. Quanto à percentagem de deslocamento horizontal em relação à altura livre da parede moldada obtida, verifica-se que em todos os programas os resultados obtidos são inferiores à percentagem estabelecida no EC7.

As diferenças verificadas entre os resultados obtidos são significativas comparando os três programas, destacando-se o programa Sap2000 por ser o menos conservador, pelo que a utilização deste programa na modelação deste tipo de problema deverá ser efetuada com algumas reservas. Por outro lado, nos programas Phase2 e Cype verificou-se que as reduzidas diferenças nos momentos levaram a que as armaduras escolhidas sejam praticamente as mesmas variando apenas no espaçamento entre varões.

Quanto às diferenças observadas nos deslocamentos horizontais, denota-se uma discrepância de resultados onde é verificado que os deslocamentos horizontais apresentados pelo programa Sap2000 serem cerca de catorze vezes inferiores ao valor obtido no Phase2 e cerca de quatro vezes inferiores aos resultados obtidos no Cype. Estas diferenças são consideráveis e podem dever-se ao

fato que a definição das condições fronteira e interação solo-estrutura no programa Sap2000 serem mais simples e baseadas num modelo de cálculo de laje.

O programa Phase 2 é muito mais específico em termos de introdução de dados da estrutura (interação solo-estrutura, ancoragens, condições fronteira) e definição de ações do que os restantes programas, podendo afirmar-se que este programa parece ser o mais indicado para o dimensionamento e verificação de esforços de paredes moldadas.

Com vista a trabalhos futuros poderá se efetuar uma análise paramétrica dos solos, utilizando os mesmos programas de maneira a averiguar que tipo de comportamento tem a parede moldada consoante a variação dos parâmetros do solo.

Bibliografia

- A. M. MESQUITA, SA. 2008.** *MEMÓRIA DESCRITIVA - EDÍFICIO MULTIFUNCIONAL NA RUA DO CARMO COM A RUA DO RIBEIRINHO DE BAIXO*. Funchal : s.n., 2008.
- Aguiar, Marco Amorim e Martins, João Guerra. 2005.** *Contenção Lateral de Solos*. 2005.
- ASCE. 2010.** *Ports 2010, Building on the Past, Respecting the Future*. 2010.
- Bejinha, Ana Margarida Duarte. 2009.** *ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ANCORADAS SUJEITAS A ACÇÃO SÍSMICA. ANALISE DO COMPORTAMENTO*. Lisboa : s.n., 2009.
- Bilfinger. 2013.** Bilfinger Construction. [Online] 2013. [Citação: 31 de Janeiro de 2013.] [http://www.construction.bilfinger.com/C1257130005050D5/vwContentByKey/N276DL89058GPEREN/\\$FILE/Diaphragm%20walls.pdf](http://www.construction.bilfinger.com/C1257130005050D5/vwContentByKey/N276DL89058GPEREN/$FILE/Diaphragm%20walls.pdf).
- Bowles, Joseph E. 1997.** *Foundation Analysis and Design Fifth Edition*. s.l. : McGraw-Hill, 1997.
- CEN LNEC. 2009.** *Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações Gerais - Pesos volumicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. 2009.
- . **2008.** *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2008.
- . **2010.** *Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico*. 2010.
- Con-Tech Systems Ltd. 2011.** Strand Anchor Systems for Permanent and Temporary Rock and Soil Anchors. *contechsystems*. [Online] Fevereiro de 2011. <http://www.contechsystems.com/cts-cd/Products/RockSoil.html>.
- Cortez, Raquel. 2011.** *Paredes Moldadas*. Lisboa : s.n., 2011.
- Cype Ingenieros, SA. 2010.** *Contenção Periférica - Memória de Cálculo*. s.l. : Top-Informatica , 2010.
- Dashöfer Holding Ltd. 2011.** Construir online. [Online] 2011. [Citação: 28 de Fevereiro de 2012.] <http://construironline.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=387>.
- Dávid, Andrej e Mikusová, Miroslava. 2010.** *MAASVLAKTE 2 – A NEW PART OF THE PORT OF ROTTERDAM*. 2010.
- Durham Geo-Enterprises, Inc. 2012.** Slope Indicator. [Online] 12 de Setembro de 2012. <http://www.slopeindicator.com/instruments/inclin-probe.html>.
- Fernandes, Manuel de Matos. 2011.** *Análise de Estruturas de Suporte Flexíveis com o Método dos Elementos Finitos*. 2011.
- Gerscovich, Denise M S. 2010.** *Estruturas de Contenção - Empuxos de Terras*. 2010.
- Grupo Acre. 2012.** Acre Surveying Solutions. [Online] 12 de Setembro de 2012. <http://www.grupoacre.com.pt/loja/Estacoes-Totais-leica-serie-TS30-TM30/TS30/>.
- Guerra, Nuno Manuel da Costa. 2009.** *Estruturas de Contenção Flexíveis: Cortinas Multi-Ancoradas*. Lisboa : s.n., 2009.
- I. Fang, Hsai-Yang. 1991.** *Foundation Engineering Manual, second edition*. 1991.

- Lambe, T. William e Whitman, Robert V. 1969.** *Soil Mechanics*. New York : John Wiley & Sons, 1969.
- Lança, Pedro. 2008.** *Processos de Construção - Contenções Periféricas*. 2008.
- Martinez, Márcia. 2004.** *Cortinas de Estacas-Prancha*. 2004.
- Martins, J. Barreiros. 2002.** *Fundações*. Braga : Universidade do Minho, 2002.
- Mascarenhas, Jorge. 2002.** *Sistemas de Construção*. Lisboa : Livros Horizonte, Lda, 2002.
- Meireles, Alfredo Bessa e Martins, João Guerra. 2006.** *Execução de Cortinas de Estacas*. 2006.
- Natal, Jorge R. M. e Dinis, L. M. J. S. 2005.** *Teoria da Plasticidade*. Porto : s.n., 2005.
- Port of Rotterdam Authority. 2012.** Port of Rotterdam. [Online] 11 de Setembro de 2012. <http://www.portofrotterdam.com/en/News/pressreleases-news/Pages/quay-section-wet.aspx>.
- Sousa, Rui, Teixeira, Ricardo e Martins, João Guerra. 2006.** *Dimensionamento e execução de paredes moldadas*. 2006.
- Spaargaren, O., Nachtergaele, F. e Deckers, J. 2003.** *Tropical Soils in the Classification Systems of USDA, FAO and WRB*. 2003.
- Tecnasol FGE. 2008.** *Recuperação do Palácio Sotto-Mayor - Escavação, Contenção e Recalçamento*. 2008.
- Terzaghi, Karl, Peck, Ralph B. e Mesri, Gholamreza. 1996.** *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 1996.
- TV Ciência. 2012.** TV Ciência. [Online] 12 de Setembro de 2012. <http://www.tvciencia.pt/tvccat/pagcat/tvccat03.asp?codcat=CDI-4878-1992>.
- UMa, IST e LREC. 2010.** *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira*. 2010.
- Valente, Eng. Bruno. 2010.** Temporal na Ilha da Madeira - Causas, consequências e formas mitigadoras dos danos . *Madeira Ingenium*. Março/Abril de 2010, pp. 44-47.
- Vieira, Castorina Fernanda da Silva. 1997.** *Dimensionamento de Estruturas de Suporte Flexíveis Segundo o Eurocódigo 7*. Porto : s.n., 1997.

A. Anexo

Tabelas do anexo C do EC7 para coeficiente de impulso ativo K_a (CEN LNEC, 2010):

Simbologia:

a - adesão (entre o terreno e a estrutura de suporte)

c - coesão

q - sobrecarga vertical aplicada à superfície

z - distância vertical descendente ao longo do paramento da estrutura de suporte

γ - peso volúmico total do terreno

u - constante de integração

Gráfico A.1 – Coeficiente K_a de impulso efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser horizontal ($\beta = 0$)

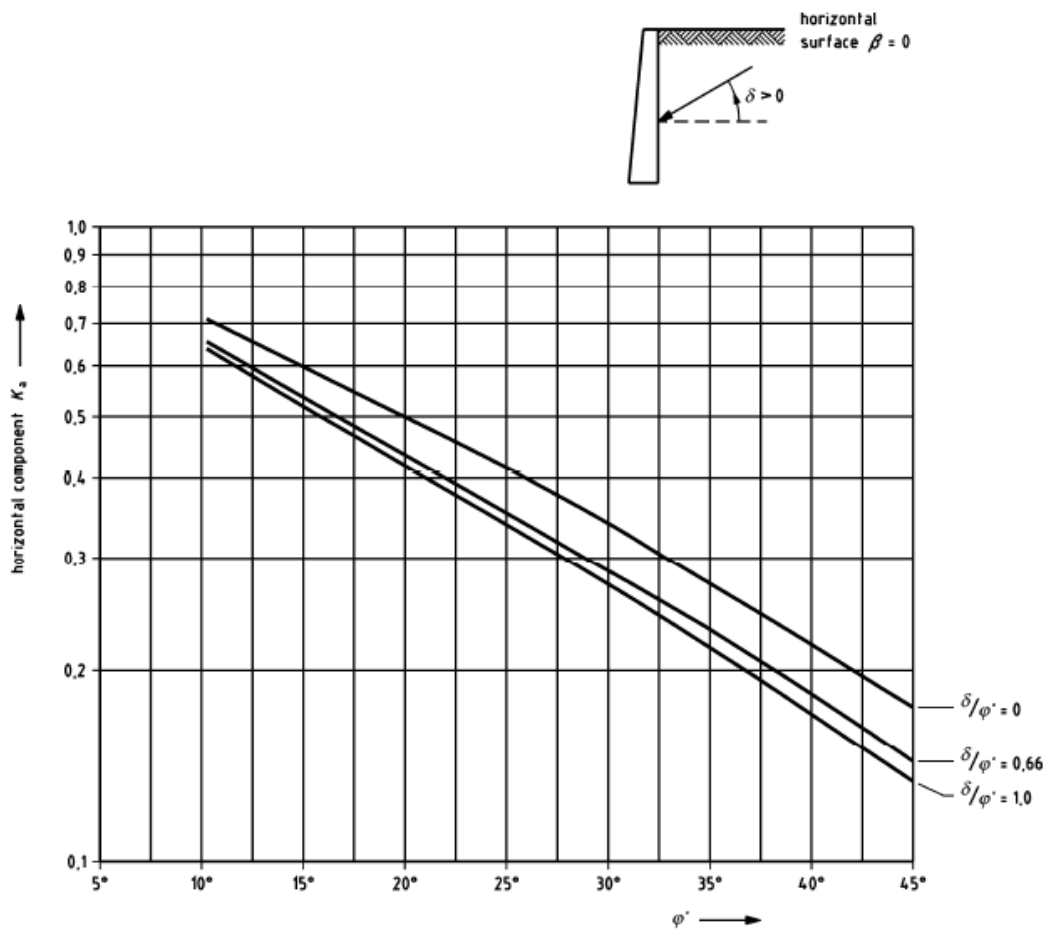


Gráfico A.2 - Coeficiente K_a de impulso efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 0$ e $\delta = 0$)

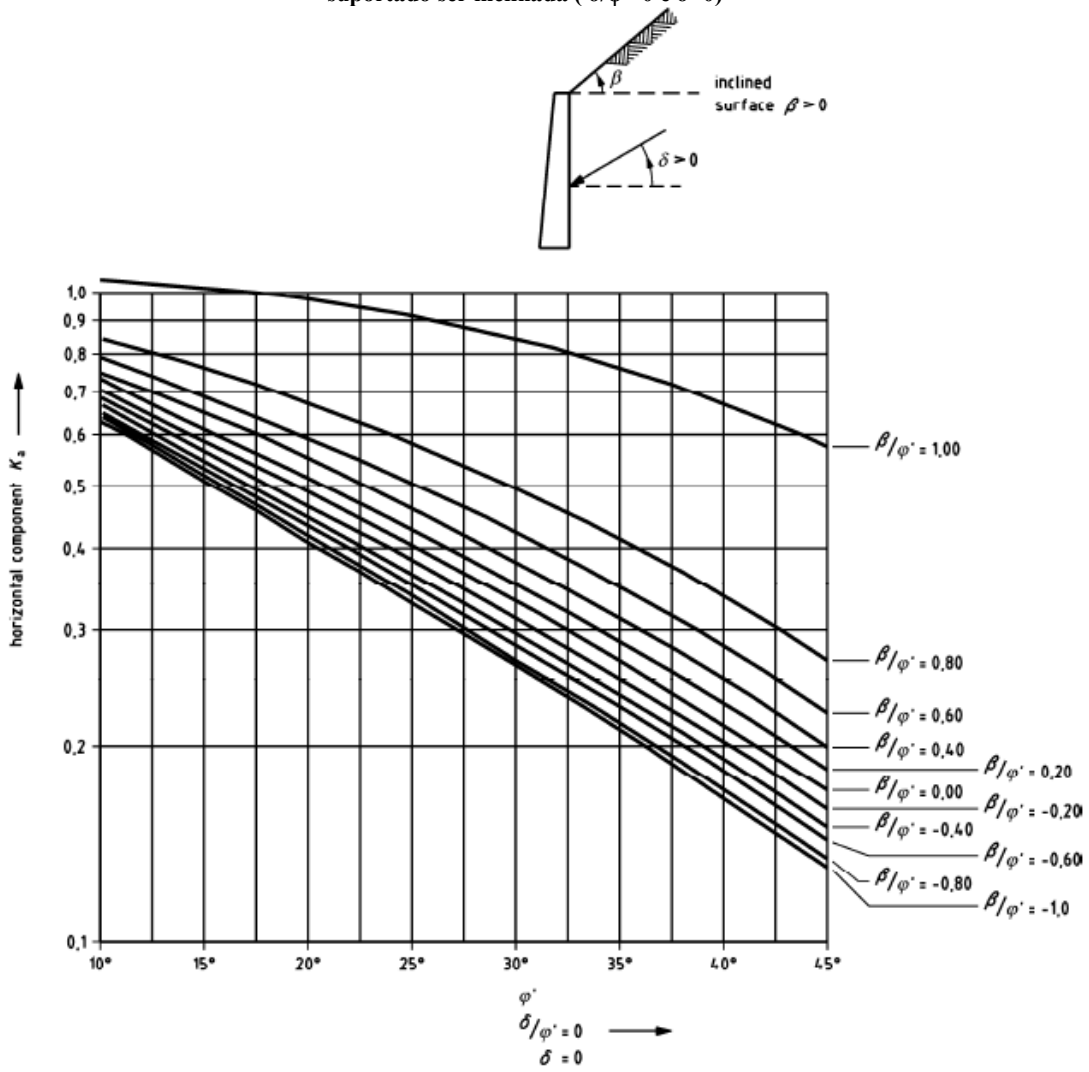


Gráfico A.3 - Coeficiente K_a de impulso efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 0,66$)

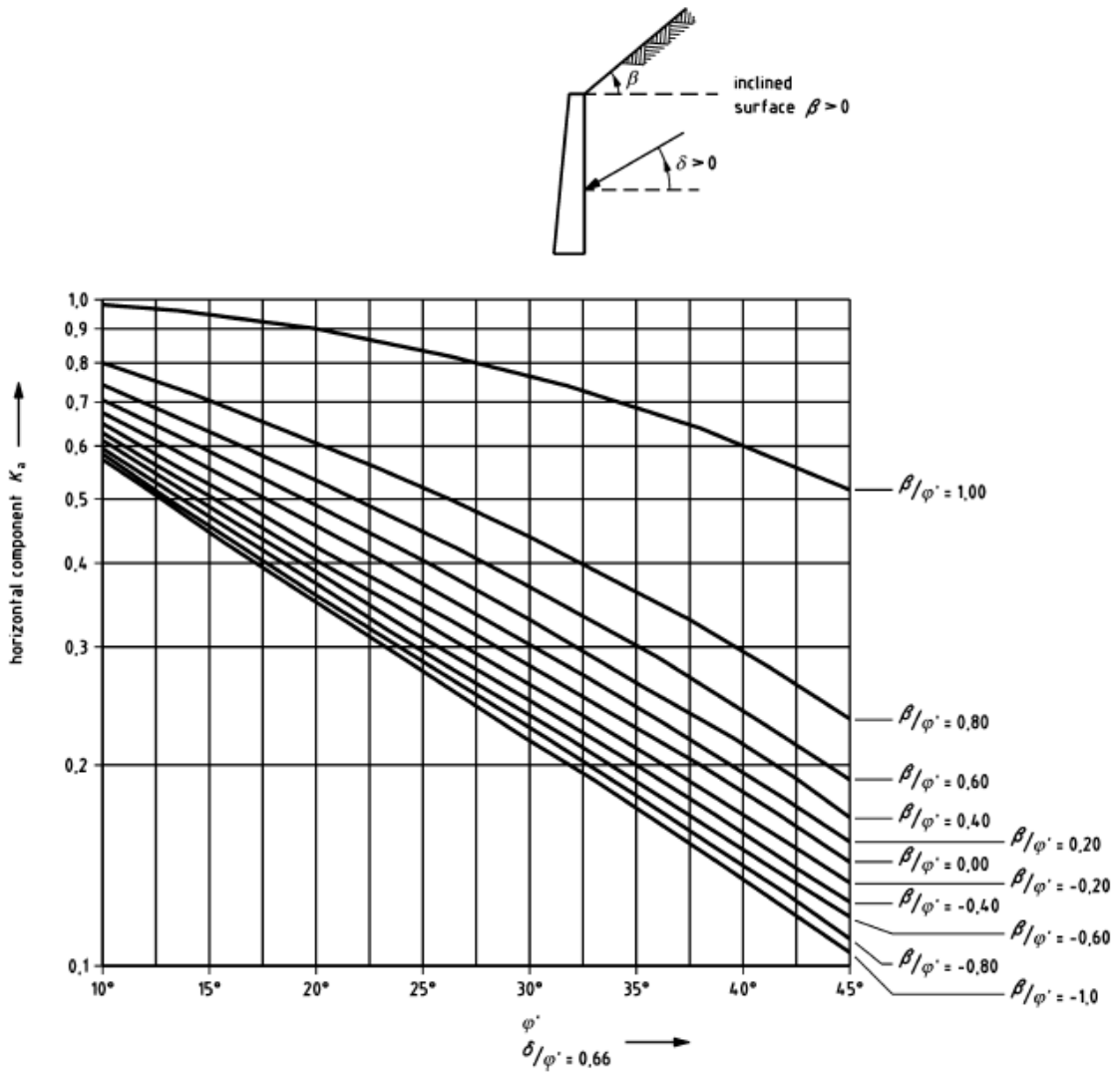
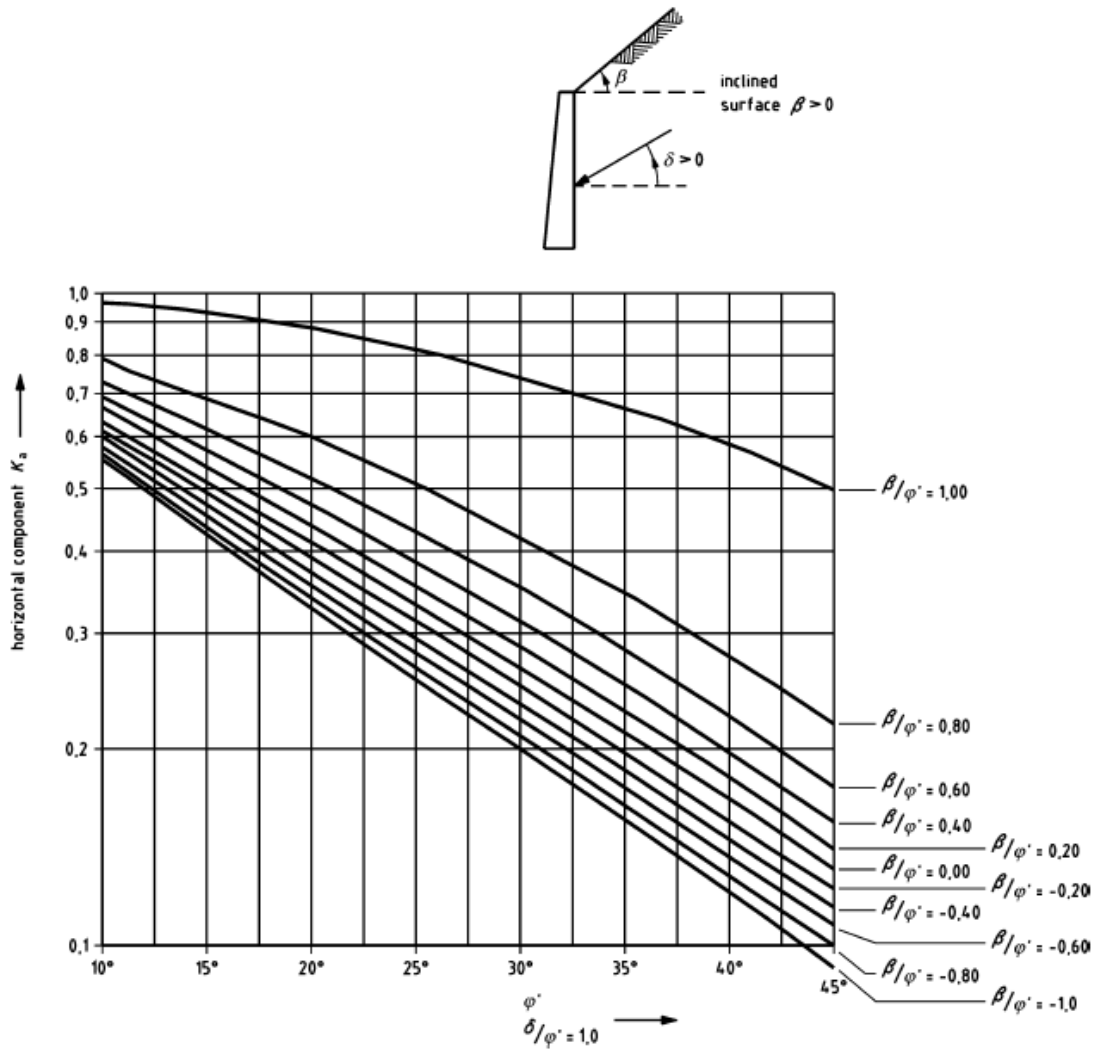


Gráfico A.4 - Coeficiente K_a de impulso efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 1$)



Tabelas do anexo C do EC7 para coeficiente de impulso passivo K_p (CEN LNEC, 2010):

Gráfico A.5 - Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser horizontal ($\beta = 0$)

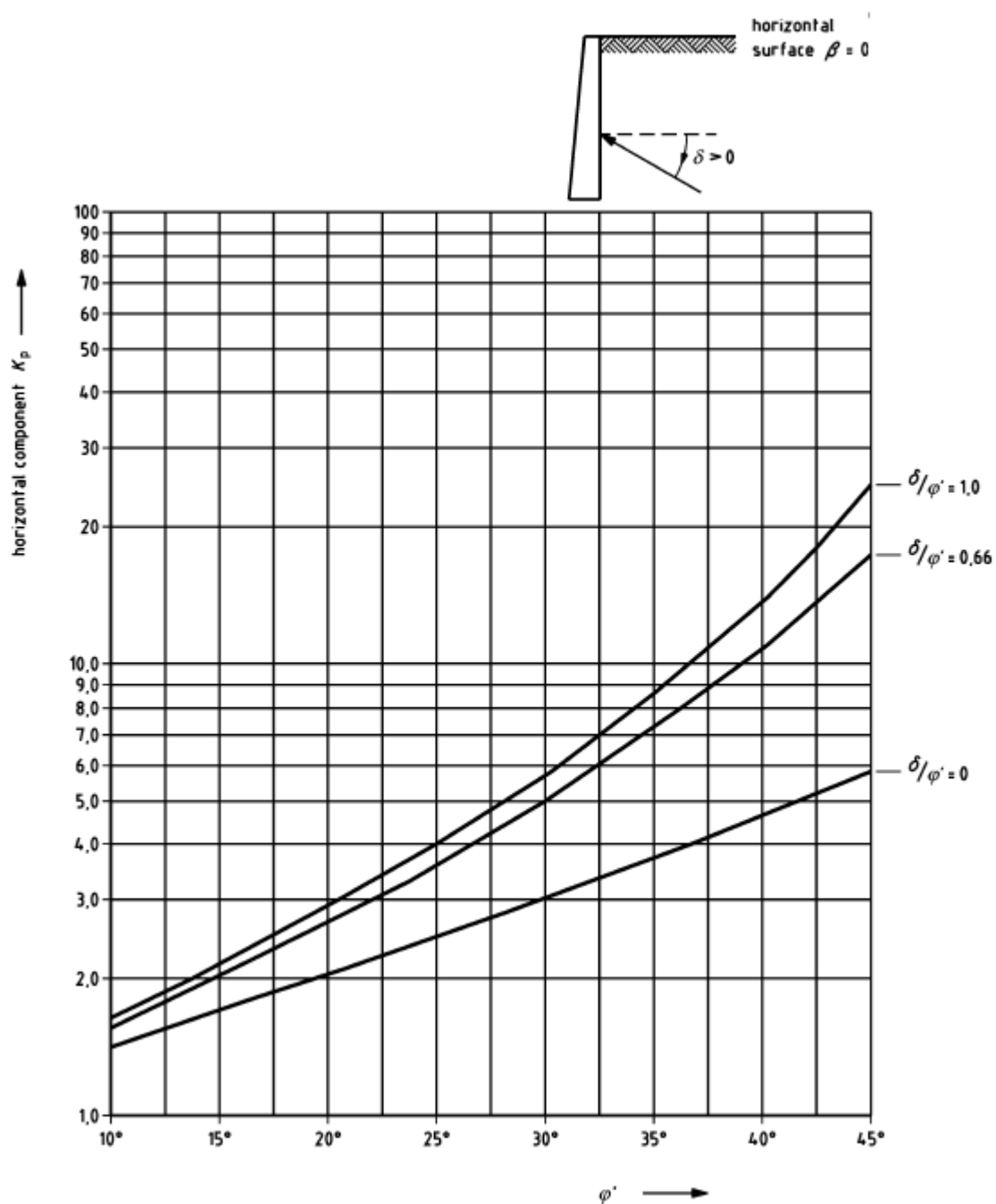


Gráfico A.6 - Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 0$ e $\delta = 0$)

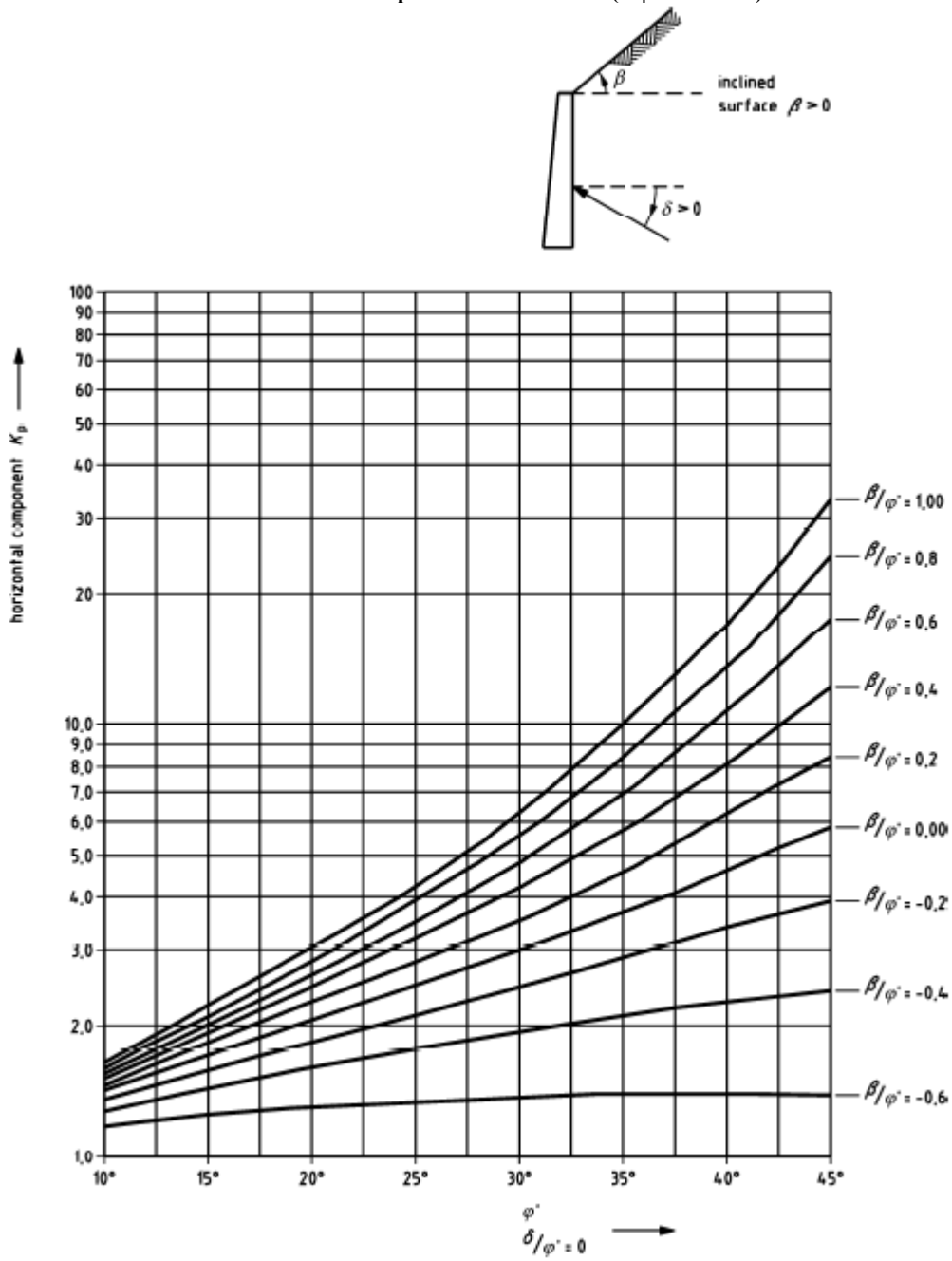


Gráfico A.7 - Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 0,66$)

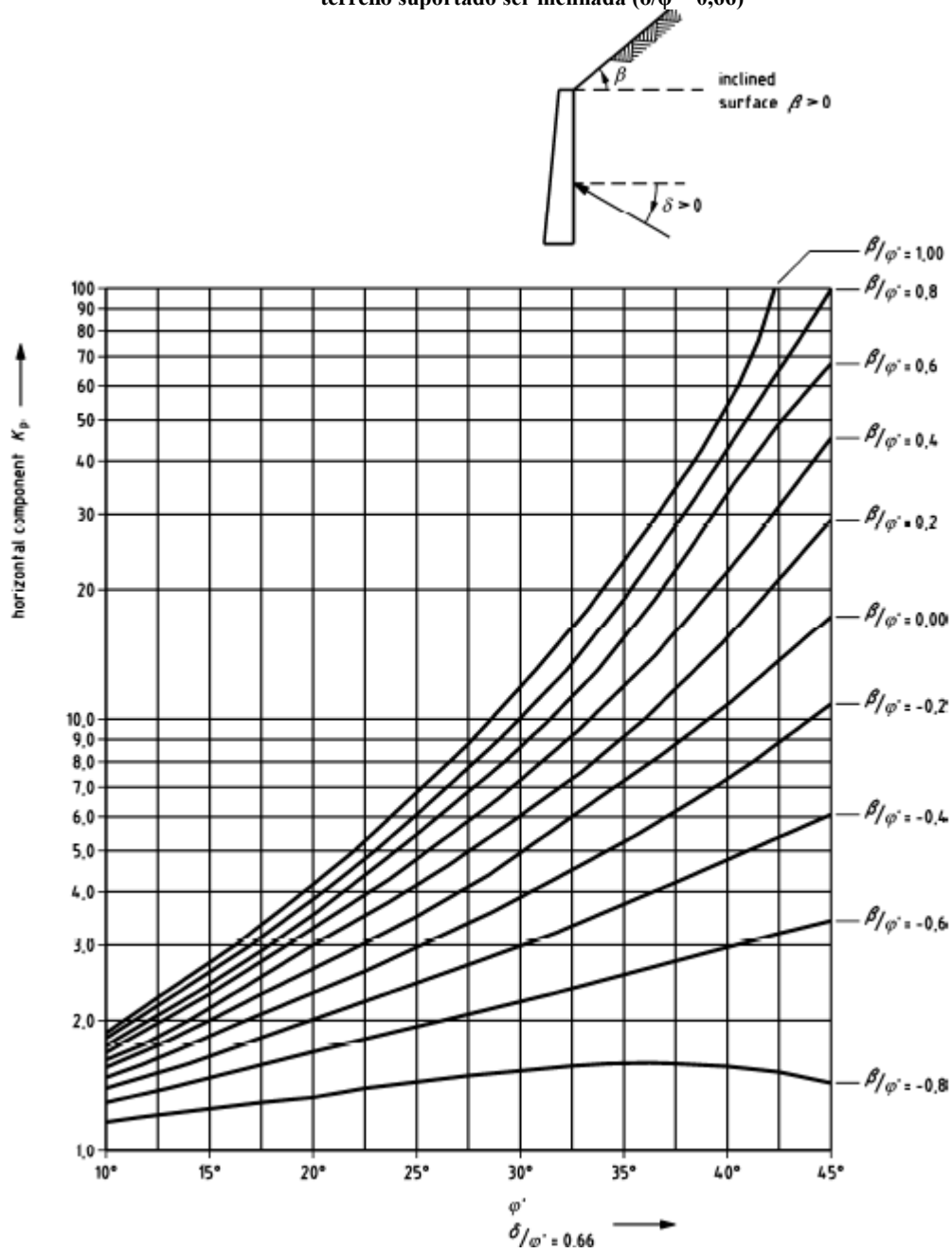


Gráfico A.8 - Coeficiente K_p de impulso passivo efetivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi = 1$)

