

PROJECTO DA ESTRUTURA DE SUPORTE DE UMA ESCAVAÇÃO PARA UM GRANDE EDIFÍCIO NO PORTO

NUNO MIGUEL DE PINHO PRADO

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

*Só sabemos com exactidão quando sabemos pouco; à medida que vamos adquirindo
conhecimentos, instala-se a dúvida*

Johann Goethe

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar os seus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a realização da presente dissertação, em especial:

Ao Professor Engenheiro Eduardo Manuel Cabrita Fortunato, orientador científico desta dissertação, pelo interesse e disponibilidade demonstrada no acompanhamento deste trabalho;

Às Empresas Empreiteiros Casais e TECNASOL, na pessoa do seu Administrador, Engenheiro João Falcão, pela cedência do Projecto, e toda a restante informação prestada durante o trabalho.

Ao Engenheiro Luís Cruz pela disponibilidade demonstrada na partilha de toda a informação ligada à obra.

Aos docentes da secção de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pelo apoio manifestado.

A todos os colegas da opção, que através do seu companheirismo, amizade e boa disposição tornaram esta tarefa menos árdua.

Por fim, quer o autor expressar o seu profundo agradecimento a seus Pais e Irmã, pelo incentivo, apoio e compreensão que neles sempre encontrou, principalmente nos momentos de desânimo.

RESUMO

No presente trabalho apresentam-se estudos desenvolvidos com o objectivo de melhorar conhecimentos no âmbito do comportamento de estruturas de suporte de escavações, nomeadamente no que se refere ao seu dimensionamento.

O projecto que serviu de base a esses estudos foi realizado para a escavação e respectiva estrutura de suporte em solos residuais de granito, executadas no âmbito da construção de um grande edifício na cidade do Porto.

O subsolo granítico do Porto caracteriza-se por perfis de grande e errática heterogeneidade, pelo que se torna crucial conhecer o seu modo de funcionamento e obter os parâmetros de cálculo a considerar no dimensionamento das estruturas que neles são construídas.

Os objectivos principais do projecto de uma estrutura de engenharia civil são a segurança, a funcionalidade e a economia. O aumento dos níveis de segurança e funcionalidade reduz a probabilidade de rotura e minimiza as deformações. Contudo, esse aumento acarreta um aumento do custo da estrutura.

Dispondo dos elementos necessários à realização de um projecto de escavação e contenção, nomeadamente a topografia do local, a informação geológica e geotécnica, as condicionantes envolventes (nomeadamente a proximidade de estruturas vizinhas), pretendeu-se analisar diversas soluções construtivas e determinar qual a que economicamente mais se adequa.

Actualmente os modelos numéricos, nomeadamente os baseados nos elementos finitos, permitem ter em conta, de forma relativamente rigorosa, aspectos relevantes do comportamento das estruturas de suporte e da interacção solo-estrutura, nomeadamente a influência da rigidez da estrutura de suporte (cortina e apoio estrutural) e do próprio maciço na distribuição de pressões e esforços e nos deslocamentos associados.

No âmbito deste trabalho recorrer-se-á a tais modelos, não só para analisar o comportamento da estrutura de suporte, mas também para proceder ao seu dimensionamento, com a obtenção dos esforços necessários.

O trabalho desenvolve-se ao longo de 7 capítulos, da forma que de seguida se passa a referir.

No Capítulo 1 procede-se a uma breve abordagem ao problema, referindo-se o âmbito do estudo e as principais problemáticas a ele associadas.

No Capítulo 2 apresenta-se uma descrição do tratamento de uma campanha de ensaios SPT realizada para o conhecimento geológico-geotécnico da zona da obra em questão.

No Capítulo 3 avalia-se os principais tipos de estruturas de suporte e descreve-se a solução adoptada.

O Capítulo 4 é dedicado ao pré-dimensionamento da estrutura.

No Capítulo 5 procedeu-se à simulação numérica da escavação em questão, atendendo à técnica de construção escolhida.

No Capítulo 6 procede-se ao dimensionamento da estrutura de suporte.

Por último, no Capítulo 7 são feitas algumas considerações gerais sobre o trabalho desenvolvido, são apresentadas algumas conclusões e apontadas algumas linhas de desenvolvimento futuro.

PALAVRAS-CHAVE: escavações, paredes tipo “Munique”, modelação numérica, estudo paramétrico, dimensionamento de estruturas de suporte.

ABSTRACT

The present work shows studies developed in order to improve the knowledge as far as the behaviour Earth retaining structures are concerned, namely their design.

The project that was the basis for these studies was done for the excavation and respective retaining structure in granite residual soil, done for the construction of a big building in the city of Oporto.

Oporto granite underground characterizes itself by big heterogeneity, so it is very important to know the way it works and obtain the parameters of calculation to consider when design the structures to build.

The main objectives of a Project of Civil Engineering are safety, functionality and economy. The rising of the level security and functionality lowers the probability of collapse and minimizes deformations. Nevertheless, that rise leads to a higher cost of the structure.

Having the necessary items for the realization of an excavation and retaining Project, such as the site topography, the geological and geotechnical data, the surrounding conditionings (specially the proximity of nearby structures), wanted to analyze several construction solutions and determine which one was the most economically viable.

Nowadays the numerical models, especially those based on finite elements, allow us to take into account relevant aspects of the support structures behaviour and the interaction soil-structure, namely the influence of the rigidity of the retaining structure (wall and structural support) and the soil in the distribution of pressure and stress and the associated displacements.

Such models will be used, not only to analyze the behaviour of the retaining structure, but also to do its design, by obtaining the necessary stress.

The work has got seven chapters, as follows.

In chapter one a brief description of the problem is given, referring to the theme and its main aspects.

Chapter two describes the treatment of a SPT campaign made for the geological and geotechnical knowledge of the site.

In chapter three it's evaluate the main types of retaining structure and describe the adopted solution.

Chapter four is dedicated to the pre-dimensioning of the structure.

In chapter five using the chosen construction technique, we proceeded to the numerical simulation of the excavation.

Chapter six refers to the design of the support structure.

Finally, in chapter seven some general considerations are made about the developed work and the main conclusions and some future development lines are traced.

Keywords: excavations, soldier pile walls, numerical modelling, parametric studies, design of retaining structure.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
----------------------------	----------

2. ASPECTOS GERAIS E CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	5
---	----------

2.1. ASPECTOS GERAIS	5
2.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	6
2.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS PARA OBTENÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MACIÇO	15
2.3.1. ÂNGULO DE RESISTÊNCIA AO CORTE, ϕ'	16
2.3.2. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (E)	18
2.4. CORRELAÇÕES INDIRECTAS ENTRE PARÂMETROS DE ENSAIOS	19
2.5. ANÁLISE DOS PARÂMETROS OBTIDOS	20
2.6. OUTROS PARÂMETROS DE INTERESSE	23

3. TIPOS DE OBRAS DE CONTENÇÃO OU SUPORTE LATERAL	25
--	-----------

3.1. MUROS OU PAREDES “TIPO MUNIQUE”	25
3.2. PREGAGENS	27
3.3. CORTINA DE ESTACAS-PRANCHAS	31
3.4. PAREDES MOLDADAS	34
3.5. CORTINAS DE ESTACAS	36
3.6. ESCOLHA DA CONTENÇÃO	38
3.7. PROCESSO CONSTRUTIVO DA PAREDE DE MUNIQUE ADOPTADO NA OBRA	41

4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS	47
--	-----------

4.1. PARÂMETROS DE CÁLCULO	47
4.2. ANCORAGENS	48

5. ANÁLISE DA ESCAVAÇÃO COM UM MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	59
5.1. ASPECTOS GERAIS.....	59
5.2. DESCRIÇÃO DO MODELO	61
5.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE RELATIVAMENTE ÀS CARACTERÍSTICAS DOS TERRENOS	67
5.4. ANÁLISE DE PARAMÉTRICA RELATIVAMENTE ÀS CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA	80
5.5. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS EM ALGUMAS DAS SECÇÕES TIPOS.....	88
5.6. INSTRUMENTAÇÃO	91
5.6.1. ASPECTOS GERAIS	91
5.6.2. GRANDEZAS A MEDIR E APARELHOS A UTILIZAR	92
5.6.3. CRITÉRIOS DE ALERTA E DE ALARME E MEDIDAS DE REFORÇO.....	95
 6. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE SUPORTE	 97
6.1. PERFIS METÁLICOS VERTICAIS.....	97
6.1.1. ASPECTOS GERAIS	97
6.1.2. CAPACIDADE DE CARGA DOS PERFIS	98
6.1.3. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA RELATIVOS A ESFORÇOS NORMAIS E DE FLEXÃO	101
6.1.3.1. Estado limite último de resistência à compressão	101
6.1.3.2. Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento.....	102
6.2. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DA CORTINA DE BETÃO ARMADO.....	103
6.2.1. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO	103
6.2.2. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO	108
6.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO	109
 7. CONCLUSÕES.....	 113

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Foto da envolvente da futura escavação	5
Fig.2.2 – Planta dos ensaios SPT	8
Fig.2.3 – Valores do $(N1)_{60}$ para o aterro (camada G4)	13
Fig.2.4 – Valores do $(N1)_{60}$ para o solo residual mediantemente compacto (camada G3)	13
Fig.2.5 - Valores do $(N1)_{60}$ para o solo residual compacto (camada G2)	14
Fig.2.6 - Valores do $(N1)_{60}$ para o solo residual muito compacto (camada G1)	14
Fig.2.7 - Correlação entre $(N1)_{60}$ e ângulo de atrito para areias (Décourt, 1989)	16
Fig.2.8 – Relação entre o valor N_{SPT} e o ângulo de atrito (Mitchell et al., 1978)	16
Fig.2.9 – Correlação entre N_{SPT} e tensão vertical efectiva (Mitchell, 1978).....	17
Fig.2.10 – Relações de E com o N para solos residuais (Sandroni, 1991)	18
Fig.2.11 – Ângulo de atrito, a partir do CPT em areia sílica (Robertson e Campanella, 1983).....	20
Fig.2.12 – Influencia do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos da parede (Potts e Fourie, 1984)	24
Fig.3.1 – Esquema da Parede de Munique (adaptado de Fenoux, 1974)	26
Fig.3.2 – processo de construção das paredes Munique (adaptado de Tamaro, 1974)	27
Fig.3.3 – a) Aplicação das pregagens no reforço de maciços terrosos (Cardoso,1987) b) Exemplo de uma obra com pregagens	28
Fig.3.4 – Fases de execução de uma escavação com taludes reforçados por pregagens.....	29
Fig.3.5 – Valores comuns das características geométricas do sistema de reforço em escavações pregadas: a)comprimento dos reforços; b)quantidade de reforços por metro quadrado de face (Guilloux e Schlosser, 1982)	30
Fig.3.6 – Exemplo de uma estaca-prancha	32
Fig.3.7 – Obras com estacas-pranchas	32
Fig.3.8 – Escavação usando “Clamshell” (adaptado de Goldberg et al, 1976)	35
Fig.3.9 – Colocação da armadura (adaptado de Goldberg et al, 1976).....	35
Fig.3.10 – Cortina de estacas espaçadas (Lança,2007)	37
Fig.3.11 – Cortinas de estacas contíguas (Lança,2007)	37
Fig.3.12 – Cortinas de estacas secantes (Lança,2007).....	37
Fig.3.13 – Principais categorias de sistemas de suporte: a) Sistema de suporte por ancoragens; b) Sistema de suporte por escoras.....	40
Fig.3.14 – Deslocamentos laterais da parede e assentamentos da superfície no fim da construção para a cortina associada a ancoragens pré-esforçadas e a escoras não pré-esforçadas	40

Fig.3.15 – Alçado de uma fase construtiva intermédia e designações correntes dos elementos estruturais (Matos Fernandes, 1990)	41
Fig.3.16 – Foto da obra em análise no início do processo de escavação	42
Fig.3.17 – Foto da furação para a execução dos perfis metálicos verticais na obra em análise.....	42
Fig.3.18 – Foto da fase inicial da obra com execução da viga de coroamento	43
Fig.3.19 – Foto do Aspecto geral da obra, observando-se o faseamento de painéis primários e secundários	44
Fig.3.20 – Foto das armaduras de recepção de ligação aos painéis subsequentes	45
Fig.3.21 – Foto da construção do terceiro nível de painéis.....	46
Fig.4.1 – Esquema de uma ancoragem pré-esforçada (Matos Fernandes, 1990)	48
Fig.4.2 – Relação entre o NSPT e a resistência ao corte do solo (Coelho, 1996)	51
Fig.4.3 – Relação entre a capacidade de carga do bolbo por arrancamento, T_r , e comprimento de selagem para diferentes areias com diferentes compacidades (Ostermayer e Scheele, 1977).....	51
Fig.4.4 – Condicionais a respeitar na localização de ancoragens pré-esforçadas (Matos Fernandes, 1990)	53
Fig.4.5 – Diagrama de pressões aparentes de Terzaghi e Peck para areias	54
Fig.4.6 – Impulsos horizontais provocados por cargas distribuídas	55
Fig.5.1 - Sequencia típica de procedimento para uma análise por elementos finitos.....	60
Fig.5.2 – Tipo de malha usada e os 15 nós utilizados	62
Fig.5.3 – Geometria da escavação do caso de estudo	62
Fig.5.4 – Modelo elaborado através do programa Plaxis.....	63
Fig.5.5 – Descrição esquemática do processo construtivo das estruturas de contenção tipo “Munique” (Guerra,1999).....	64
Fig.5.6 – Comparação entre a rigidez à flexão da secção de betão armado e a dos perfis metálicos verticais numa estrutura de contenção tipo “Munique” (Matos Fernandes,1990).....	65
Fig.5.7 – Deslocamentos horizontais na cortina	68
Fig.5.8 – Perfil de assentamentos à superfície	68
Fig.5.9 – Perfis de assentamento tipo consola e tipo côncavo (Hsieh e Ou 1998)	69
Fig.5.10 – Deslocamentos horizontais na cortina: - influência do módulo de deformabilidade do solo 70	
Fig.5.11 – Perfil de assentamento à superfície - influência do módulo de deformabilidade do solo	71
Fig.5.12 – Deslocamentos horizontais na cortina - influência da coesão	72
Fig.5.13 – Perfil de assentamento à superfície - influência da coesão.....	72
Fig.5.14 – Deslocamentos horizontais na cortina – influência do ângulo de atrito parede/solo	73
Fig.5.15 – Perfil de assentamento à superfície – influência do ângulo de atrito parede/solo.....	74
Fig.5.16 – Deslocamentos horizontais na cortina – análise conjunta	75

Fig.5.17 – Perfil de assentamento à superfície – análise conjunta.....	75
Fig.5.18 - Símbolos e definições de movimentos de fundações segundo o EC7.....	76
Fig.5.19 – Exemplo do ângulo de distorção β	77
Fig.5.20 - Relação entre a categoria dos danos e a deflexão relativa e a deformação horizontal (Burland e Burbidge)	78
Fig.5.21 – Deslocamentos horizontais na cortina – influência da espessura da parede.....	81
Fig.5.22 – Perfil de assentamento à superfície - influência da espessura da parede	81
Fig.5.23 – Deslocamentos horizontais na cortina – influência do tipo de perfil HEB.....	83
Fig.5.24 – Perfil de assentamento à superfície – influência do tipo de perfil HEB	83
Fig.5.25 –Deslocamentos horizontais na cortina na fase autoportante– influência do tipo de perfil HEB	84
Fig.5.26 – Deslocamentos horizontais na cortina – influência do comprimento do perfil HEB.....	85
Fig.5.27 – Perfil de assentamento à superfície – influência do comprimento do perfil HEB	86
Fig.5.28 – Deslocamentos horizontais na cortina – influência do valor do pré-esforço.....	87
Fig.5.29 – Perfil de assentamento à superfície – influência do valor do pré-esforço	87
Fig.5.30 – Deslocamentos horizontais na cortina – perfil 1	89
Fig.5.31 – Perfil de assentamento à superfície – Perfil 1	89
Fig.5.32 – Deslocamentos horizontais na cortina – perfil 4	90
Fig.5.33 – Perfil de assentamento à superfície – Perfil 4	90
Fig.5.34 – Esquema da implementação do equipamento de instrumentação	94
Fig.6.1 - Forças intervenientes no equilíbrio vertical de paredes “Tipo Munique” (Guerra,1999)	97
Fig.6.2 – Modelo bidimensional de uma parede “tipo Munique”	104
Fig.6.3 – Pressões na parede de contenção no fim da escavação na zona P1	105
Fig.6.4 – Apoios necessários para o modelo de laje	105
Fig.6.5 – Divisão entre faixa central e faixa lateral	106
Fig.6.6 – Perímetro de controlo em torno de uma área rectangular de carregamento.....	109
Fig.6.7 – Disposição da armadura de punçoamento	111

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Factores correctivos de $N_{(SPT)}$ do efeito do diâmetro do furo (Skempton, 1986).....	11
Quadro 2.2 - Factores correctivos de $N(SPT)$ do efeito do comprimento de varas (Skempton, 1986). 11	
Quadro 2.3 - Valores de $(N_1)_{60}$ característico e $(N_1)_{60}$	15
Quadro 2.4 - A correlação do ângulo de atrito com índice N do SPT (a) Peck, Hanson e Thornburn (1974) e (b) Meyerhof (1956)	15
Quadro 2.5 - Ângulo de atrito ($^\circ$)	17
Quadro 2.6 - Modulo de deformabilidade (E):.....	19
Quadro 2.7 - Ângulo de atrito ϕ' para areias de quartzo e feldspato a partir da resistência de ponta q_c (Anexo C da parte 2 do EC7)	19
Quadro 2.8 - Ângulo de atrito e módulo de deformabilidade através da correlação com o CPT	20
Quadro 2.9 – Parâmetros de resistência de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas de solos residuais de granito e correspondentes valores de N_{spt} (Viana da Fonseca et al, 1994)	21
Quadro 2.10 - Valores dos parâmetros resistentes	22
Quadro 2.11 - Modulo de deformabilidade.....	22
Quadro 2.12 - Parâmetros geotécnicos definidos para cada camada.....	23
Quadro 2.13 - Limites do coeficiente de Poisson segundo Das	24
Quadro 3.1 - Nível de ruído de diferentes equipamentos de cravação (Lança, 2007)	33
Quadro 3.2 - Resumo das vantagens e desvantagens dos diferentes tipos de obra de suporte	39
Quadro 4.1 - características geométricas	47
Quadro 4.2 - Características das ancoragens	49
Quadro 4.3 – comprimento de amarração	52
Quadro 4.4 - Impulsos sobre a cortina.....	56
Quadro 4.5 - Valores de pré-esforço.....	57
Quadro 5.1 - Parâmetros do solo	65
Quadro 5.2 - Características dos painéis de betão.....	66
Quadro 5.3 - Características dos perfis HEB 140	66
Quadro 5.4 - Características das ancoragens (por fio)	67
Quadro 5.5 - Características do geotêxtil.....	67
Quadro 5.6 – Características de deformabilidade.....	70
Quadro 5.7 – Características de coesão.....	71
Quadro 5.8 - Valores limites de rotação relativa (distorção angular) β para estruturas reticuladas	77
Quadro 5.9 - Relação entre categoria de danos e extensão limite proposta por Boscarding & Cording, 1989	78

Quadro 5.10 – Classificação de danos em edificações (modificado de Burland et al., 1977)	79
Quadro 5.11 - Valores obtidos para a categoria de danos nas estruturas e rotação relativa.....	79
Quadro 5.12 – Características da parede “tipo Munique” com 0,6 m	80
Quadro 5.13 – Características dos perfis HEB	82
Quadro 5.14 - Valores obtidos para a categoria de danos nas estruturas e rotação relativa.....	91
Quadro 6.1 – Valor dos coeficientes de segurança	99
Quadro 6.2 – Valor do q_{bk}	100
Quadro 6.3 – Valor do q_{sk}	100
Quadro 6.4 – Valor do comprimento de selagem.....	100
Quadro 6.5 – Tipo do perfil de vertical	101
Quadro 6.6 – Coeficiente de encurvadura em função do coeficiente de esbelteza para o tipo de aço S275.....	102
Quadro 6.7 – Tipo de perfil para resistência à encurvadura por varejamento	103
Quadro 6.8 – Armadura vertical e horizontal da parede de contenção.....	107

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto latino

A - área da superfície potencial de ruptura por metro linear

$A_{aço}$ - área da secção transversal do aço

A_b - área nominal da base da estaca

A_p - área de pré-esforço

A_s - área da secção transversal do tirante

A_{si} - área lateral nominal da estaca na camada de solo i

c – coesão

C_D - factor de correcção efeito do diâmetro do furo

C_L - factor de correcção do comprimento de varas

C_N - factor de correcção da tensão vertical

CPT – ensaio com cone penetrómetro estático (cone holandês)

d – diâmetro da selagem do perfil vertical

D_e - diâmetro médio adoptado para o furo da ancoragem

D_p - diâmetro perfurado do furo da ancoragem

D_r - compacidade relativa

e - espessura da parede

E - módulo de deformabilidade

E_b - módulo de deformabilidade do betão

EC7 – Eurocódigo 7

ELU - estado limite último

$E_{aço}$ - módulo de deformabilidade do aço

E_{solo} - módulo de deformabilidade do solo

E_{parede} - módulo de deformabilidade da parede

f_{pk} - valor característico da resistência à tracção do aço das armaduras de pré-esforço

$f_{p0,1k}$ - valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% do aço das armaduras de pré-esforço

FS - factor de segurança

G – grupo geomecânico do maciço

H - altura de escavação

i – raio de giração

I – momento de inércia

I_{ah} - impulso horizontal total

IGU - Injecção em estágio único

IRS - Injecção em estágio repetitivo

K_o - coeficiente de impulso em repouso

K_a - coeficiente de impulso activo

K_c - factor adimensional dependente do tipo de estaca e do tipo de terreno

L_b - comprimento do bolbo de ancoragem

L_e - comprimento de encurvatura

L_s - espaçamento entre ancoragens no Plaxis

L_s - comprimento do bolbo de selagem

L - comprimento da selagem dos perfis verticais

m - níveis de ancoragens

$M(x)$ - momento flector segundo o eixo dos x

M - momento flector por metro

M_{sd} - momento flector de cálculo

N_{spt} - número de pancadas na segunda fase do ensaio SPT

N_{60} - N_{SPT} corrigido em relação á energia de referência do ensaio SPT (60% da energia teórica)

$(N1)_{60}$ - valor normalizado (á tensão efectiva de referência, comprimento das varas e diâmetro do furo)

N - esforço axial por metro

N_{sd} - esforços axiais de cálculo

q_{bk} - valor característico da resistência de ponta por unidade de área

q_{sik} - valor característico da resistência lateral por unidade de área na camada i

q_c - valor característico da resistência de ponta do CPT junto da ponta da estaca

q_{ci} - valor característico da resistência de ponta do CPT na camada i

q_s - resistência ao corte

R_{bd} - valor de cálculo da resistência de ponta

R_{bk} - valores característicos das resistências de ponta

R_{cd} - resistência ao carregamento de uma estaca

R_{inter} - resistência de interface

R_{sd} - valor de cálculo da resistência lateral.

R_{sk} - valores característicos das resistências de lateral

S_h - espaçamento horizontal

S_{gk} - pressões de terras

S_q - sobrecargas na superfície do terreno

SPT - Ensaio de Penetração Estático

$T_{\max}$ - capacidade de carga limite (ou última)

T_a – tracção admissível

T_p – tracção de pré-esforço aplicada

T_r – tracção de arrancamento do bolbo

T_t – tracção de pré-esforço

T_s – tracção de serviço

T_y – tensão limite

$V(x)$ – esforço transversal segundo o eixo dos x

W_x - módulo resistente

Alfabeto Grego

α – factor adimensional dependente do tipo de estaca e do tipo de maciço

α - Inclinação da ancoragem em relação à horizontal

β – distorção angular

β - coeficiente de majoração do diâmetro do bolbo devido à injeção

γ_{concreto} - peso volúmico do concreto

γ_{solo} - peso volúmico do solo

γ_{sat} - peso volúmico saturado

γ_{unsat} - peso volúmico não saturado

γ_b - coeficientes de segurança parciais para as estacas sujeitas a cargas verticais,

γ_s - coeficientes de segurança parciais para as estacas sujeitas a cargas verticais

Δm_{ax} - deflexão relativa

δ - assentamento a superfície

δL – variação de comprimento

$\delta \rho_{\text{máx}}$ – assentamento relativo

ϵ_h – deformações horizontais

θ - rotação

λ - coeficiente de esbelteza

ν – coeficiente de Poisson

σ_v - tensão vertical efectiva

σ_h - tensão horizontal efectiva

σ_{sd} - valor de cálculo da tensão normal actuante

σ_{rd} - valor de cálculo do esforço normal resistente.

Φ - diâmetro do aço

φ - coeficiente de encurvatura

ϕ' - Ângulo atrito do solo

ψ - Ângulo de dilatação

$\rho_{máx}$ – assentamento máximo

1

INTRODUÇÃO

A realização de grandes escavações tem conhecido notável desenvolvimento nos últimos anos pois factores como a saturação do tráfego, a valorização dos terrenos e a limitação da altura das construções pelas entidades municipais têm vindo a determinar a necessidade de um aproveitamento intensivo do espaço subterrâneo.

Normalmente, a maneira mais barata e simples para suportar uma escavação é através da inclinação dos taludes da escavação sem o uso de qualquer suporte. No entanto em meio urbano o espaço para construção é limitado necessitando o uso de estruturas de suporte para permitir taludes verticais e consequentemente um máximo aproveitamento do espaço.

As estruturas de suporte flexível são bastante usadas para suportar escavações. Estas estruturas são, em geral, susceptíveis de experimentar em serviço deformações que condicionam a grandeza e a distribuição das pressões e esforços que as solicitam, sendo, por isso, designadas por estruturas flexíveis (Peck, 1972).

As estruturas de suporte de terra flexíveis são constituídas por duas componentes principais: a primeira é a parede de suporte e a segunda são os apoios dessa parede. A parede está sob acção de uma pressão, que tem que ser equilibrada por forças proporcionadas por escoras ou ancoragens de forma a assegurar condições de estabilidade. Estes suportes são de extrema importância para a segurança da construção.

Associada à escavação ocorrem movimentos no terreno que são inevitáveis devido à alteração do estado de tensão durante a escavação. Uma das maiores preocupações relativamente às escavações urbanas é o seu impacto nos deslocamentos das estruturas adjacentes. A previsão da magnitude e distribuição destes movimentos é muito importante para o projecto, no sentido de antecipar e precaver as consequências para as estruturas circundantes.

Os métodos semi-empíricos usados para essa análise contribuem para a compreensão da interacção entre o solo, estrutura de suporte e estruturas adjacentes. No entanto, existe um grande conjunto de incertezas associadas a estas previsões como a variação das propriedades do solo, detalhes da estrutura de suporte, sequência de construção e cargas aplicadas, entre outros.

As exigências de economia e de segurança têm incentivado esforços no sentido do desenvolvimento de métodos que permitam para além da determinação dos esforços efectuar uma previsão aproximada do comportamento da obra, nomeadamente a grandeza e distribuição dos deslocamentos induzidos pela escavação.

Actualmente, os métodos numéricos capazes de prever os deslocamentos durante as diferentes fases da construção são uma ferramenta importante para ajudar a compreender o funcionamento das estruturas

e contribuir para o dimensionamento das mesmas. Além disso, usados na fase de acompanhamento da obra, disponibilizam informação que permite mais facilmente adaptar os elementos e o processo construtivo, se tal for necessário.

O dimensionamento de uma estrutura de suporte de terra é uma das áreas da engenharia e construção onde é necessária maior especialização. Requer uma adequada estimativa das características dos terrenos e das acções circundantes, e uma adequada percepção do funcionamento dos elementos estruturais.

Deve-se ainda notar que, não raro, a realização de tais escavações tem ocasionado roturas ou importantes danos nas estruturas e infra-estruturas vizinhas e, por vezes, a perda de vidas humanas. (Matos Fernandes, 1983).

O comportamento de uma estrutura de suporte flexível constituída por cortina e escoras ou ancoragens é avaliado pela distribuição de pressões e momentos flectores na cortina, pelas forças instaladas nas escoras ou ancoragens, pelos deslocamentos horizontais da parede para o interior da escavação, pelos assentamentos do terrapleno e pela estabilidade do fundo da escavação.

Estas grandezas dependem essencialmente dos seguintes factores:

- As características mecânicas do solo
- O tipo e concepção da estrutura
- A geometria da escavação
- O processo e o faseamento construtivos
- As solicitações exteriores nomeadamente sobrecargas no terrapleno
- A qualidade da mão-de-obra

A escavação suportada por uma estrutura flexível é um sistema altamente indeterminado. A contribuição de cada um dos factores enumerados é de difícil análise, o que conduz a uma difícil estimativa dos esforços estruturais e dos deslocamentos. Alguns dos aspectos podem ser equacionados teoricamente enquanto outros exigem tratamento baseado em observações de obras realizadas em condições similares.

Assim, verificou-se a capacidade de métodos numéricos de uso corrente, como o Método dos Elementos Finitos, a fim de prever o comportamento de uma obra.

O progresso da instrumentação permite que se faça uma abordagem integrada no projecto onde as deformações previstas servem de controlo para as observações durante a construção de modo a obter-se um bom resultado final.

Neste trabalho procede-se à descrição e justificação, ao nível de Projecto de Execução, da solução para Escavação e Contenção Periférica a realizar no âmbito da construção de um edifício na cidade do Porto

Após este primeiro capítulo que constitui a introdução, no Capítulo 2 são apresentadas as características gerais da escavação em questão nomeadamente a localização e geometria. São apresentadas as investigações geotécnicas realizadas no campo para a caracterização hidrogeológica e geomecânica do maciço e estimam-se os parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos a utilizar na modelação numérica.

No capítulo 3 descreve-se os principais tipos de soluções para estruturas de suporte de terra, as suas principais características, vantagens e desvantagens; descreve-se ainda a solução adoptada.

No capítulo 4 procede-se ao pré-dimensionamento das ancoragens, relativamente ao pré-esforço e as características geométricas.

Por sua vez, no Capítulo 5 é apresentada a modelação da estrutura recorrendo a um modelo numérico bidimensional por elementos finitos. Realiza-se uma análise do seu comportamento e procede-se a um estudo paramétrico com o objectivo de determinar a influência de vários parâmetros nesse comportamento.

No capítulo 6 procede-se ao dimensionamento da estrutura concebida, através da verificação dos estados limite últimos e de serviço.

No capítulo 7 apresenta-se as principais conclusões obtidas no presente trabalho e sugestões para futuras pesquisas na área.

2

ASPECTOS GERAIS E CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

2.1. ASPECTOS GERAIS

O projecto que se pretende estudar refere-se a uma obra que se localiza entre a Avenida da Boavista, a Rua de Vanzeleres e a Rua Ofélia Diogo da Costa, junto à Casa da Musica, na cidade do Porto. Na figura 2.1 apresenta-se um aspecto do local envolvente da obra.



Fig.2.1 – Foto da envolvente da futura escavação

O edifício previsto trata-se de um edifício de comércio e escritórios, de planta irregular, que ocupa uma área de cerca de 5860 m^2 e irá possuir 3 níveis de caves. Na altura em que se iniciaram os trabalhos de prospecção geotécnica, o terreno estava à cota aproximada de 85,0 m, conforme se pode verificar da análise das Peças Desenhadas.

Esta obra apresenta diversos condicionalismos relativos a estruturas e infra-estruturas vizinhas, existindo confrontação directa com outros edifícios. Há que ter especiais cuidados de forma a garantir que não existe descalce dos alicerces destas construções nem a interferência com eles dos elementos a construir, nomeadamente as ancoragens. Isto deverá ser conseguido através de uma inspecção visual dos terrenos adjacentes e da consulta dos elementos disponíveis relativos a estas estruturas. Ao longo

do alçado confrontante com a Rua Ofélia Diogo da Costa, há que ter em conta a proximidade da estrutura enterrada da Casa da Música.

Em fase de projecto é possível proceder à recolha de informação sobre as infra-estruturas de serviços enterradas na periferia e no interior do lote de intervenção, quer através das plantas cadastrais disponibilizadas pelas diversas entidades concessionárias ou responsáveis pelas infra-estruturas.

A posição do nível da água, medido em todas as sondagens realizadas, encontrava-se no máximo à cota 71,0 m (altitude absoluta), ou seja, chegava a atingir profundidades de cerca de 13 a 14 m da superfície.

Os aspectos construtivos importantes na concepção desta obra, que foram tidos em conta no seu planeamento, são relativos ao carácter urbano da zona de implantação das estruturas que poderia limitar os acessos e utilização de equipamento muito pesado e/ou ruidoso, e levar à imposição de medidas minimizadoras dos diversos impactos. Por outro lado, a natureza da escavação a realizar obrigava a cuidados adicionais tendo em vista a minimização dos efeitos de descompressão e, consequente, limitação nos assentamentos dos maciços adjacentes.

2.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

A maioria dos casos de acidentes ou avarias em estruturas ou edifícios são devidos a insuficiências de fundação; destas insuficiências parte terá origem em erros de concepção e projecto, mas a maior parte tem como fonte o incorrecto ou inexistente conhecimento do terreno, a escolha errada do método de fundação ou a deficiente execução (Coelho, 1996). Assim, uma correcta caracterização do maciço é fundamental para o desenvolvimento de um projecto adequado.

O Eurocódigo 7 define as categorias geotécnicas 1, 2 e 3, a fim de estabelecer os requisitos do projecto geotécnico; antes da caracterização geotécnica é normalmente conveniente proceder a uma classificação preliminar da estrutura de acordo com a sua categoria geotécnica.

Os vários aspectos do projecto podem ser tratados de acordo com categorias geotécnicas diferentes, não sendo necessário tratar a totalidade do projecto de acordo com a mais elevada dessas categorias.

Tendo em vista a construção de 3 pisos enterrados, com a escavação atingindo cerca de 9,5 a 11 m de profundidade, bem como a ocupação da zona envolvente e, ainda, as características geológico-geotécnicas do terreno interessado, será necessária a execução de uma contenção periférica da escavação recorrendo a tecnologias construtivas apropriadas. Tendo em conta as características da obra em questão esta pertence à categoria geotécnica 2, que abrange os tipos convencionais de estruturas e fundações que não envolvem riscos fora do comum ou condições do terreno e de carregamento invulgares ou particularmente difíceis. Dentro desta categoria geotécnica incluem-se muros e outras estruturas de contenção ou suporte de terreno ou água e fundações de estacas.

As estruturas da categoria geotécnica 2 requerem a quantificação e análise dos dados geotécnicos e uma análise quantitativa que assegurem que são satisfeitos os requisitos fundamentais, podendo no entanto ser usados procedimentos de rotina nos ensaios de campo e laboratório, bem como na elaboração do projecto e na execução.

Os solos residuais onde será realizada a obra são os produtos da alteração das rochas que não sofreram erosão e transporte. Este tipo de terrenos é muito característico na zona do Porto, e podem causar problemas devido à sua heterogeneidade e aparência, sugerindo maior capacidade resistente do que aquela que possuem.

O reconhecimento preliminar é fundamental, este consiste na pesquisa, recolha e organização de toda a informação disponível sobre as condições do terreno local e do comportamento de outras estruturas existentes na vizinhança, nomeadamente:

- Características topográficas gerais
- Perturbações aparentes devidas a deslocamentos de terras
- Tipo de estruturas existentes e eventual danificação das mesmas
- Níveis de água no subsolo
- Perfis geológicos de cortes ou escavações existentes (estradas, caminhos de ferro, etc.)

Por mais intenso que seja o reconhecimento, como os factores intervenientes nos problemas de solos são tão variáveis devido a ser um material natural, ao contrário do betão e do aço que são produzidos pelo Homem e por isso de características conhecidas, não é possível uma caracterização e definição exactas.

Com a prospecção pretende-se a obtenção de perfis de terreno, com informação geológica-geotécnica, e de amostras representativas, perturbadas ou inalteradas, que permitam caracterizar, directamente ou após ensaios laboratoriais, os diversos estratos pesquisados.

A natureza da formação condiciona o método de prospecção. Em geotecnia, o procedimento ideal para investigação é utilizar um método de ensaio de campo que possibilite fazer o zonamento do subsolo e a estimativa dos parâmetros mecânicos de cada camada. A partir dessa investigação, se for necessário ao projecto, identificam-se as camadas críticas, para que sejam feitos ensaios específicos, no laboratório ou no próprio campo, para determinação dos parâmetros mecânicos de interesse.

Com base na informação preliminar é possível, em muitos casos, reduzir o esforço da prospecção a poucas sondagens com recolha de amostras e realização de ensaios SPT.

Para estruturas de grande implantação, a malha não deve ter mais de 60 metros de lado, o que neste caso foi cumprido, pois a malha usada tinha um espaçamento médio de 25 metros; para uma área de aproximadamente 6000 m² foram feitos 26 sondagens.

Em Portugal, país de clima temperado, os solos residuais encontram-se maioritariamente situados na região Norte litoral. Esta região caracteriza-se por possuir uma elevada pluviosidade com temperaturas moderadas e gradientes baixos. Nos granitos, o quartzo e a mica branca são praticamente inalteráveis, pelo que o processo de alteração da rocha-mãe é efectuado ao nível dos feldspatos que se transformam em argila caulinítica em meio ácido, e a mica preta e os minerais ferromagnesianos que se transformam mais rápida ou lentamente em argilas misturadas com óxido de ferro, constituindo os solos saprolíticos (Viana da Fonseca, 1996).

Na região do Porto os solos residuais de granito são dominantes, chegando a atingir possanças de mais de 20 metros, encontrando-se os valores mais comuns entre 5 e 10 metros. Devido à sua génese específica, tais solos apresentam características complexas, que são uma consequência, por um lado, da variabilidade e heterogeneidade a nível macroscópico (uma vez que a sua alteração raramente é uniforme e o maciço de que provêm também não é monolítico) e, por outro lado, do arranjo espacial e distribuição das partículas.

Também o carácter metaestável da sua geomecânica é singular, conduzindo a características de deformabilidade muito variáveis com os níveis de tensão.

Nestas condições verifica-se que “parâmetros como os índices de plasticidade e consistência, a compacidade relativa, o teor em argila, etc., largamente informativos acerca de deformabilidade e da resistência dos solos sedimentares, são muito menos, ou mesmo nada, para os solos residuais” (Matos Fernandes, 1994).

Na Figura 2.2 é apresentada a planta da localização relativa dos ensaios realizados *in situ*.

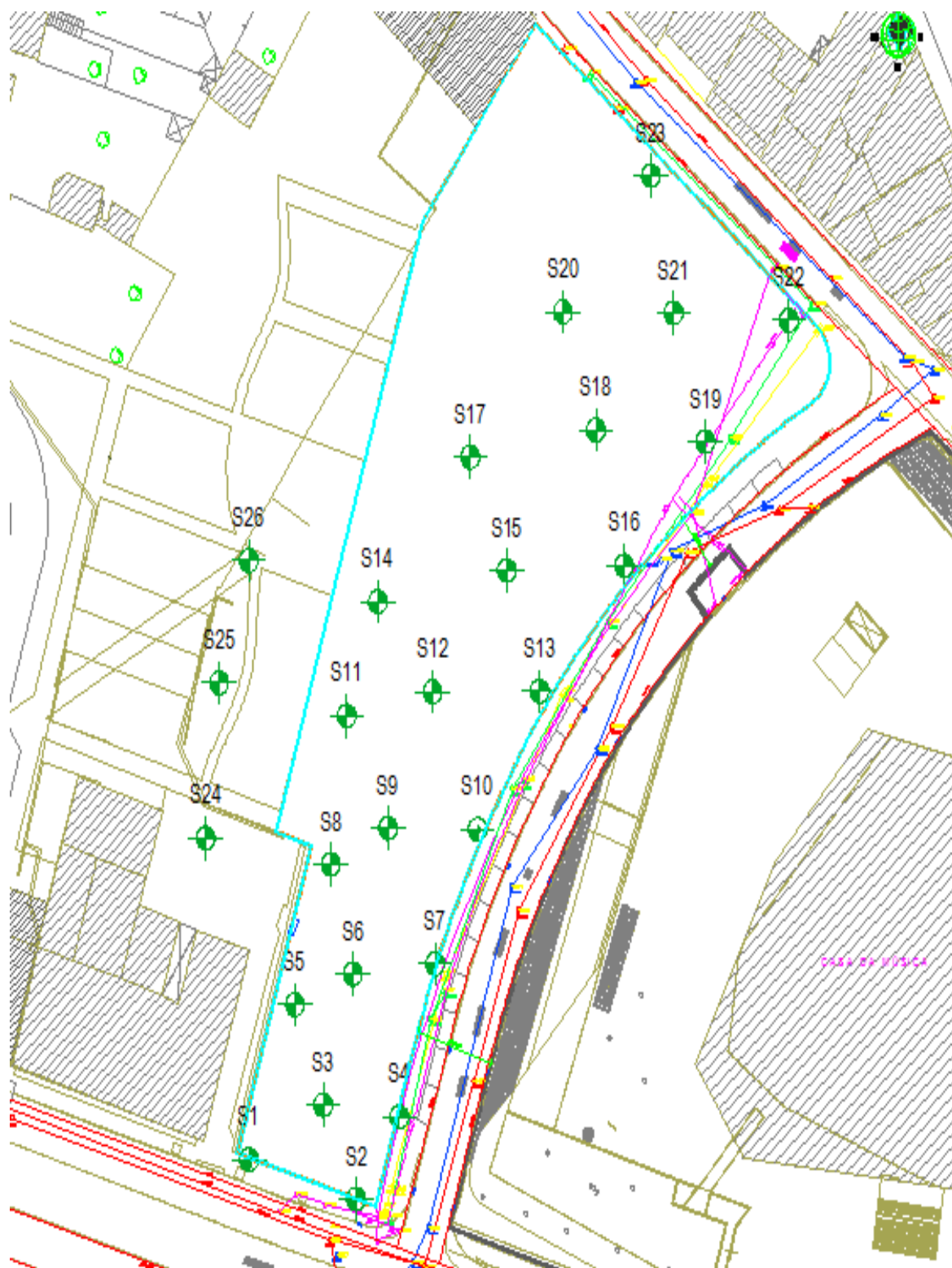


Fig.2.2 – Planta dos ensaios SPT

Para avaliação de perfis de subsolo e para a determinação dos parâmetros utilizados em análise e dimensionamento geotécnico, o recurso aos ensaios *in situ* constitui muitas vezes o meio mais fiável (Viana da Fonseca, 1996).

O SPT é um dos meios mais populares e rotineiro de investigação geotécnica *in situ* em todo o mundo, o que lhe confere, relativamente a outros métodos de investigação, um aspecto muito vantajoso que diz respeito à enorme experiência acumulada ao longo tempo, o que deu origem a uma bibliografia rica e extensa acerca da sua aplicabilidade como método de investigação geotécnica num conjunto muito diverso de geomateriais. A sua execução permite normalmente a avaliação das características físicas e mecânicas dos solos granulares, a averiguação da consistência e rigidez dos solos coesivos, bem como a caracterização de rochas brandas.

Contudo, a sua enorme divulgação teve por consequência uma diversidade de aparelhos e sistemas operacionais que, a par da grande dependência que o operador tem na qualidade dos resultados, faz destes aspectos elementos muito desvantajosos.

Dado que o ensaio SPT não é um ensaio verdadeiramente normalizado, as diversas correlações estabelecidas para caracterizar as diferentes propriedades dos solos devem ser utilizadas criteriosamente; deve-se também ter em conta os diferentes factores que controlam os resultados do ensaio, que resumidamente se podem definir como:

- Tipos de solos sujeitos ao ensaio;
- Perturbação criada pelas operações de furação;
- Tipos de procedimentos e equipamentos de ensaio.

O penetrograma obtido do ensaio possibilita avaliar a composição litológica dos terrenos através da homogeneidade geomecânica apresentada pelas camadas, sendo possível distinguir a alternância dos diferentes litótipos presentes no terreno. Outras aplicações do ensaio referem-se a: determinação das características e espessura de materiais de cobertura; presença de cavidades e/ou irregularidades no subsolo; determinação espacial de camadas lenticulares e irregulares; avaliação das características e possança de mantos de alteração; localização de níveis de elevada rigidez ou do substrato rochoso.

O ensaio SPT caracteriza-se por permitir a determinação de uma medida de resistência à penetração dinâmica e concomitantemente constitui-se como um meio de prospecção, dada a possibilidade que tem de proceder à amostragem do material que é submetido ao ensaio. Estas duas vertentes tornam o ensaio num método de caracterização geotécnica muito atractivo.

Este ensaio consiste na cravação, num determinado solo, de um amostrador, biselado na extremidade inferior, por intermédio de pancadas transmitidas por um pilão que cai de uma determinada altura.

A realização deste ensaio resume-se, numa primeira etapa, a cravação do amostrador em 15 cm no solo, sendo que estes primeiros centímetros correspondem a zona de solo mais susceptível a perturbações, e registo do número de pancadas necessárias para proceder a este trabalho. A segunda etapa consiste na cravação de troços de 30 cm e respectivo registo de número de pancadas, N. Quando o número de pancadas para a cravação atingir o valor de 60 e ainda não se tiver atingido os 30 cm, pára-se o ensaio e declara-se “nega”.

Na obra em causa, a caracterização foi realizada de 10 a 26 de Fevereiro e 9 a 18 de Março de 2004 tendo-se realizado 26 sondagens à rotação, com profundidades compreendidas entre 15,0 e 24,0 metros, num total de 514,5 metros, correspondendo a 339 ensaios SPT tendo-se medido o nível de água nos furos das sondagens.

Ao iniciar este estudo, foi possível ter acesso aos diagramas dos ensaios de caracterização SPT realizados, como tal, estavam disponíveis os diversos valores de $N_{(SPT)}$, o que permitiu estabelecer uma estratificação e a classificação do material penetrado, que é complementada com a descrição visual do material amostrado. Esta classificação é baseada na medição da resistência à penetração correspondente. Existem diversos sistemas de classificação, muitos dos quais fazem uso das diferentes normalizações do SPT.

As amostras recolhidas aquando da furação permitiram a classificação litológica e geológica das formações atravessadas, assim como a determinação das correspondentes espessuras.

Os ensaios de penetração dinâmica foram realizados com um espaçamento na vertical de 1,5 m.

Os estratos definidos foram os seguintes:

- G4 – Aterros e depósitos argilosos ou argilo-arenosos

Os aterros correspondem aos materiais superficiais, geralmente de pequena expressão, com espessuras variando entre os 0,3 e os 3,7 m, tendo sido interceptados, com espessuras mais importantes, apenas nas sondagens S4, S13, S16, S19, S20, S21, S22 e S23.

Os depósitos de terraço, localmente bastante espessos (como nas sondagens S8 S24 S25 S26) associam-se aos terrenos superficiais, predominante argilosos, que se podem encontrar até aos 11,0 metros de profundidade.

Correspondem normalmente a valores $N_{(SPT)}$ bastante baixos.

- G3 – Solos residuais graníticos medianamente compactos

Correspondem a solos que possuem $N_{(SPT)}$ entre 10 e 30 e que se encontram com possanças bastante variáveis entre os 3 e os 13,5 m.

- G2 – Solos residuais de granito compactos

Correspondem a solos que possuem $N_{(SPT)}$ entre 30 e 50 com espessuras variando entre 1,5 e os 9,7 m que se encontram a profundidades bastante variáveis entre os 1,5 e os 17,3 m. Nesta camada encontram-se incluídas zonas menos resistentes como as detectadas nas sondagens S7 e S11, bem como zonas mais resistentes como as interceptadas nas sondagens S16 e S19.

- G1 – Solos residuais graníticos muito compactos e maciço rochoso decomposto

Abaixo dos horizontes anteriormente descritos existe a formação de solos residuais muito compactos com valores de N_{SPT} superiores a 50 pancadas.

Este horizonte tem o seu topo situado, geralmente, entre os 80 a 86 metros de cota relativa, com zonas mais elevadas com cotas que chegam a atingir os 94 m, a cerca de 4 metros da superfície (sondagem S13).

Dado que os valores do SPT apresentados não são normalizados, há necessidade de corrigir os resultados obtidos, de modo a tornarem viável a utilização das correlações publicadas. Apesar de ser indispensável realizar várias correcções, a correcção da energia transmitida ao trem de varas é desnecessária, visto que os valores já são apresentados para um ratio de energia transmitida de 60%. No entanto é imperativo que se façam correcções, dado que, para haver uma total transmissão da energia ao conjunto de varas, há que rectificar os valores de N_{60} com factores correctivos, tanto no que diz respeito ao comprimento do conjunto de varas (C_L - quadro 2.2), como ao diâmetro do furo (C_D - quadro 2.1). Para tal, usa-se os factores sugeridos por Skempton.

Quadro 2.1 – Factores correctivos de $N_{(SPT)}$ do efeito do diâmetro do furo (Skempton, 1986).

Diâmetro do furo	Factor de correcção (C_D)
65-115 mm	1,0
150 mm	1,05
200 mm	1,15

Quadro 2.2 – Factores correctivos de $N_{(SPT)}$ do efeito do comprimento de varas (Skempton, 1986).

Comprimento do trem de varas	Factor de correcção (C_L)
> 10 m	1,0
6-10 m	0,95
4-6 m	0,85

É ainda fundamental inserir um novo factor correctivo, C_N , de modo a normalizar o valor para uma tensão efectiva vertical $((\sigma'_{v0})_1)$ de 100 kPa. Este factor pretende corrigir o efeito do aumento da tensão efectiva (σ'_{v0}) no valor de $N_{(SPT)}$.

$$C_N = \left[\frac{(\sigma'_{v0})_1}{\sigma'_{v0}} \right]^{0,5} = \left[\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right]^{0,5} \quad (2.1)$$

Após a obtenção destes factores correctivos, calcula-se $(N_1)_{60}$ através da equação (2.2). Este valor representa o resultado de N_{60} corrigido e normalizado para uma tensão efectiva vertical de 100 kPa.

$$(N_1)_{60} = C_N \times C_L \times C_D \times N_{60} \quad (2.2)$$

Segundo o Eurocódigo 7 em engenharia geotécnica o conhecimento do terreno depende da amplitude e da qualidade dos estudos da caracterização geotécnica. Tal conhecimento e o controlo da execução são mais importantes para satisfazer os requisitos fundamentais do que a precisão dos modelos de cálculo e dos coeficientes parciais.

Assim, a obtenção de parâmetros geotécnicos é um processo extremamente importante e que requer grande atenção.

O Eurocódigo diz que a escolha dos valores característicos das propriedades dos solos e das rochas deve ter em atenção o seguinte:

- as informações geológicas e outras informações de base, tais como dados de projectos anteriores;
- variabilidade dos valores das propriedades consideradas;

- a extensão da zona que condiciona o comportamento da estrutura geotécnica no estado limite considerado;
- a influência da execução no caso de solos colocados artificialmente ou tratados;
- os efeitos das actividades de construção nas propriedades do terreno *in situ*.

O valor característico de um parâmetro deve ser escolhido de forma a constituir uma estimativa cautelosa do valor que influencia a ocorrência do estado limite.

Segundo o Eurocódigo 7 podem usar-se métodos estatísticos para a escolha dos valores característicos das propriedades do terreno. É importante conhecer a maneira como um parâmetro afecta o comportamento da estrutura a construir, isto é, a sensibilidade do nível de segurança à variação de um certo parâmetro é decisiva na escolha do valor característico.

O valor resultante destas considerações é inevitavelmente subjectivo, já que depende muito do conhecimento e experiência do projectista.

A análise criteriosa dos valores médios e extremos (mínimo e máximo) antes da aplicação de métodos estatísticos pode auxiliar na determinação dos valores característicos. Das distribuições típicas a normal é a mais frequentemente utilizada. O valor característico pode ser obtido de tal forma que a probabilidade calculada de que seja mais desfavorável o valor que controla a ocorrência dum estado limite não exceda os 5% (secção 2.4.3 ponto 6 do Eurocódigo 7).

Tendo em conta que as estruturas flexíveis localizadas em ambiente urbano têm associadas graves consequências em caso de rotura local, considerar o valor médio dos parâmetros poderá não acautelar o estado limite de parte da estrutura.

Outro aspecto a ter em conta é a incerteza relacionada com o procedimento do SPT para maciços residuais de granito, havendo algumas reservas do uso de correlações para obter os parâmetros do solo que foram criadas para maciços arenosos não cimentados, em maciços residuais do granito.

Usando um valor característico definido como o quantil de 5% pode ser um pouco gravoso em termos da economia da estrutura a construir, mas tendo em conta os aspectos referidos anteriormente pode ser considerado o mais indicado.

Como no caso em análise o número de resultados é considerável (26 sondagens), o tratamento estatístico consistirá em adoptar um $(N_1)_{60}$ (número de pancadas) para cada camada com um quantil de 5% a partir dos quais se aplicaram as correlações para obter os parâmetros geotécnicos do terreno.

Nas figuras 2.3, 2.4, 2.5 e 2.6 apresenta-se, para cada camada, a distribuição dos $(N_1)_{60}$ de cada ensaio SPT em profundidade.

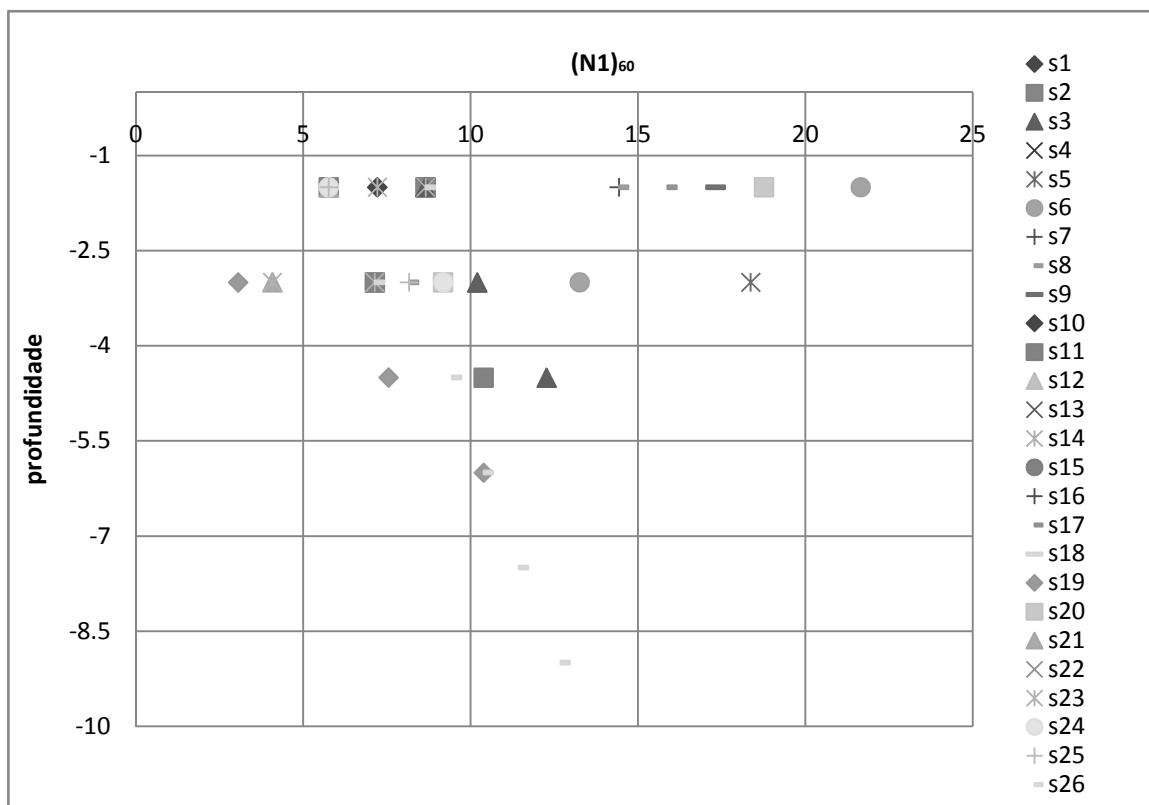


Fig.2.3 – Valores do $(N1)_{60}$ para o aterro (camada G4)

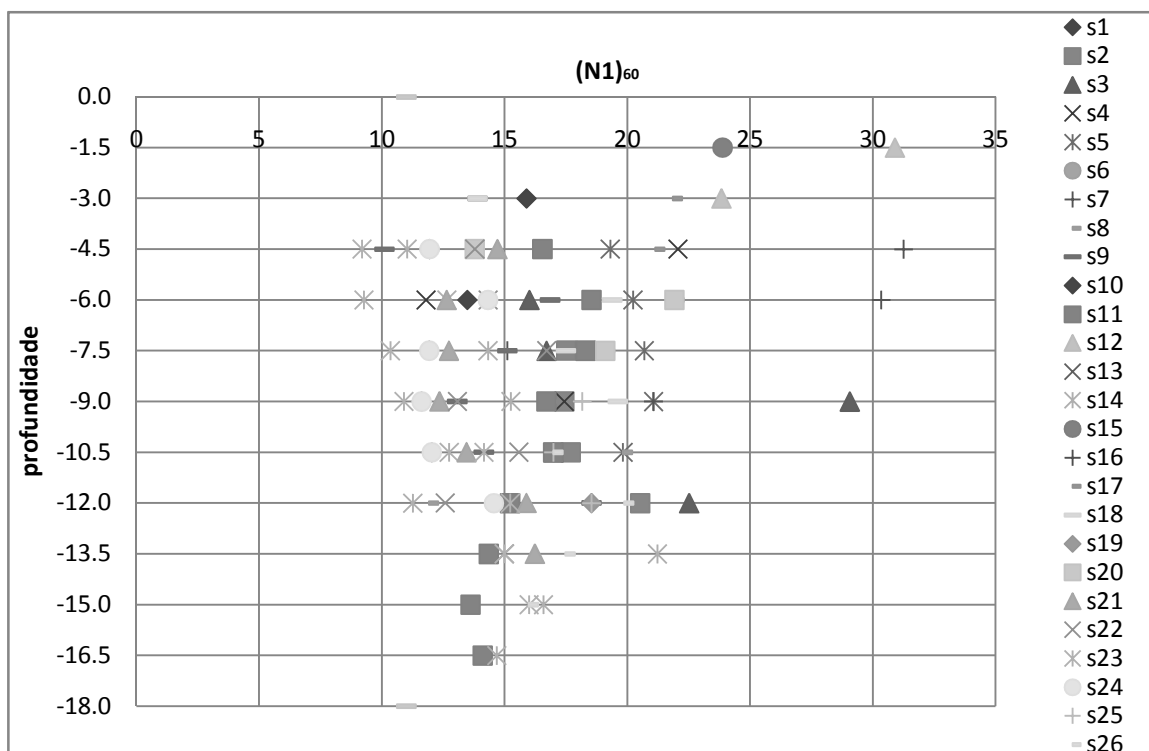


Fig.2.4 – Valores do $(N1)_{60}$ para o solo residual mediantemente compacto (camada G3)

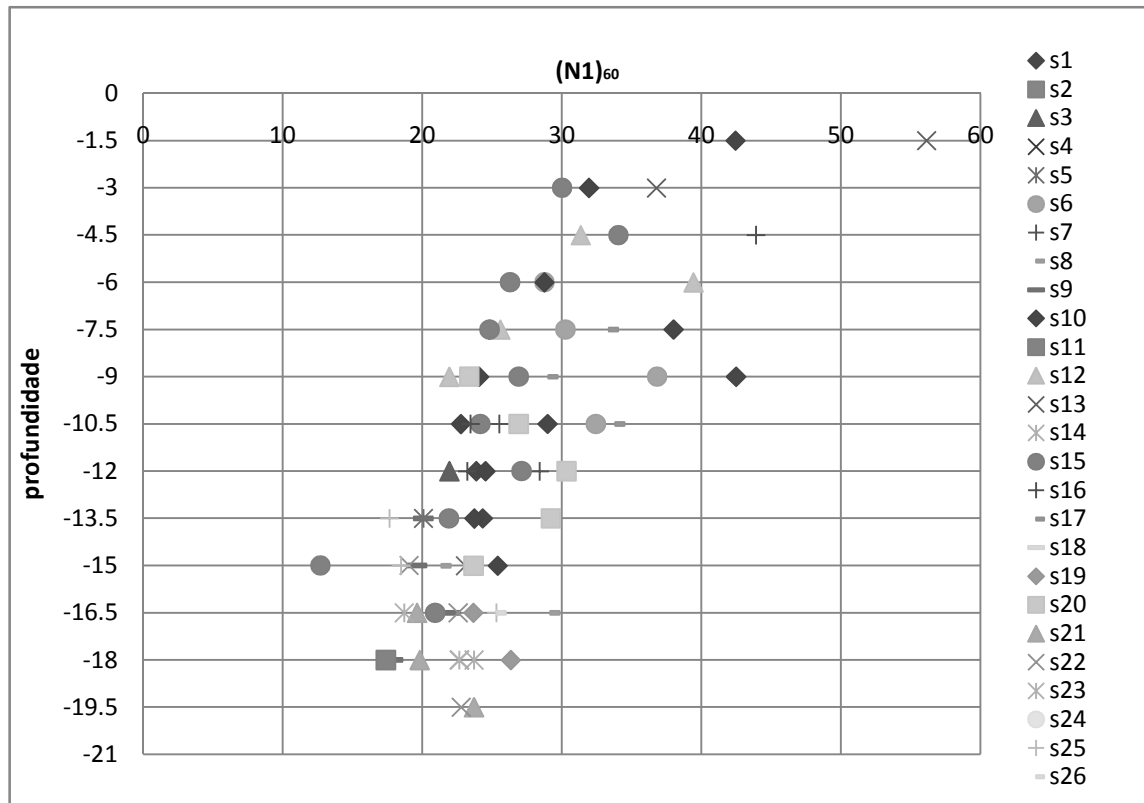


Fig.2.5 – Valores do $(N1)_{60}$ para o solo residual compacto (camada G2)

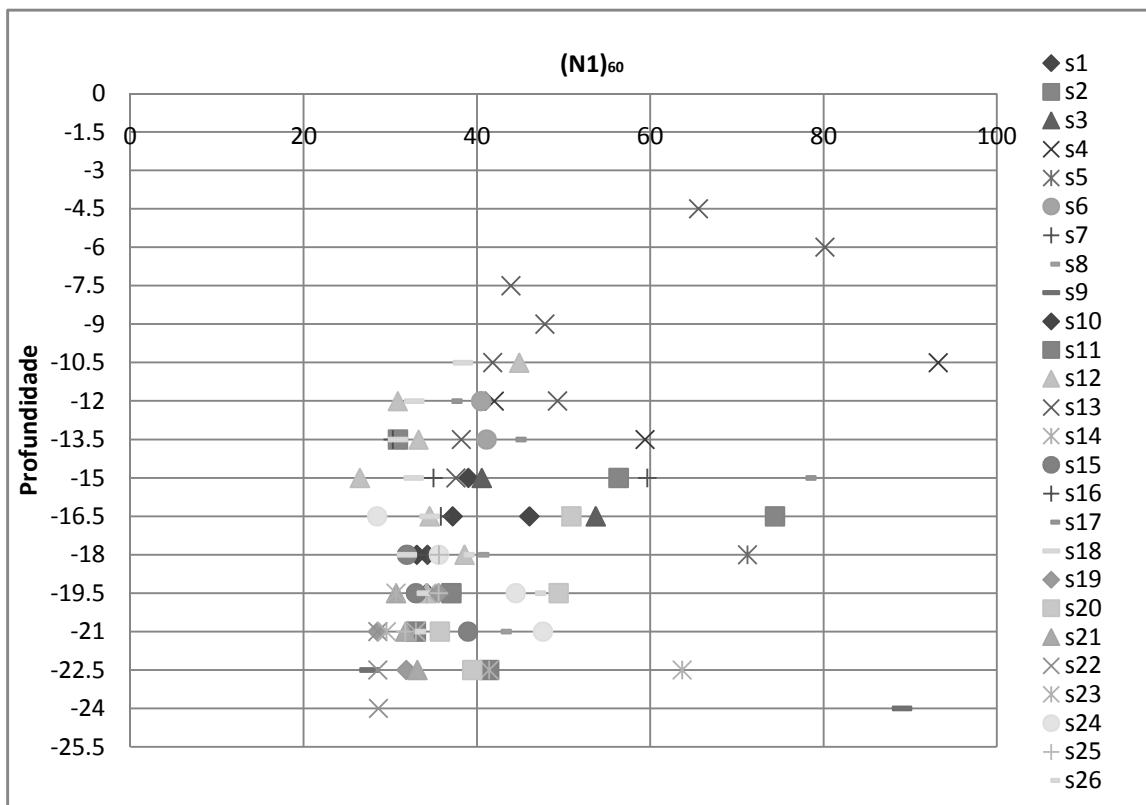


Fig.2.6 - Valores do $(N1)_{60}$ para o solo residual muito compacto (camada G1)

Através de uma análise estatística pode-se definir para cada estrato o valor médio de $(N_1)_{60}$ e o quantil de 5% como sendo o $(N_1)_{60}$ característico.

Quadro 2.3 – Valores de $(N_1)_{60}$ característico e $(N_1)_{60}$ médio

Estrato	$(N_1)_{60}$ característico	$(N_1)_{60}$ médio
G4	4	10
G3	11	16
G2	18	26
G1	29	41

2.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS PARA OBTENÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MACIÇO

2.3.1 ÂNGULO DE RESISTÊNCIA AO CORTE, ϕ'

Dado que o ensaio SPT conduz os materiais a estados de rotura, e porque o seu resultado corresponde a uma medida de resistência, é normal o estabelecimento de relações entre o valor N_{SPT} e o ângulo de resistência ao corte (ϕ').

Quadro 2.4 – A correlação do ângulo de atrito com índice N_{SPT} (a) Peck, Hanson e Thornburn (1974) e (b) Meyerhof (1956)

Valor N	Densidade Relativa	Ângulo ϕ' (graus) (a)	Ângulo ϕ' (graus) (b)
0 a 4	Muito fofa	<28	<30
4 a 10	Fofa	28 a 30	30 a 35
10 a 30	Média	30 a 36	35 a 40
30 a 50	Compacta	36 a 41	40 a 45
>50	Muito compacta	>41	>45

Décourt (1989) apresenta um ábaco que permite a determinação dos valores de ϕ' a partir do Índice de resistência de penetração $(N_1)_{60}$ que se apresenta na Figura 2.7.

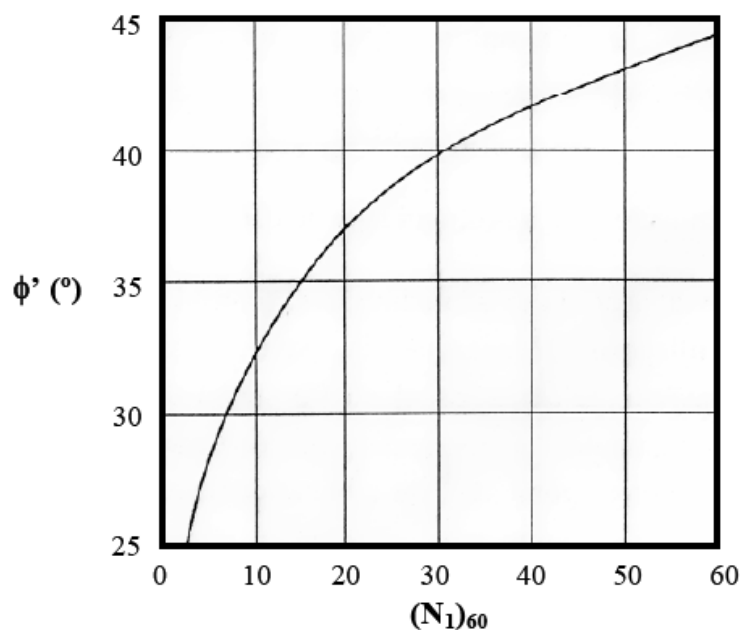


Fig.2.7 – Correlação entre $(N_1)_{60}$ e ângulo de atrito para areias (Décourt, 1989).

Mitchell et al. (1978) apresentam um gráfico em que é possível prever o valor do ângulo de resistência ao corte tendo em consideração o efeito da tensão vertical *in situ*.

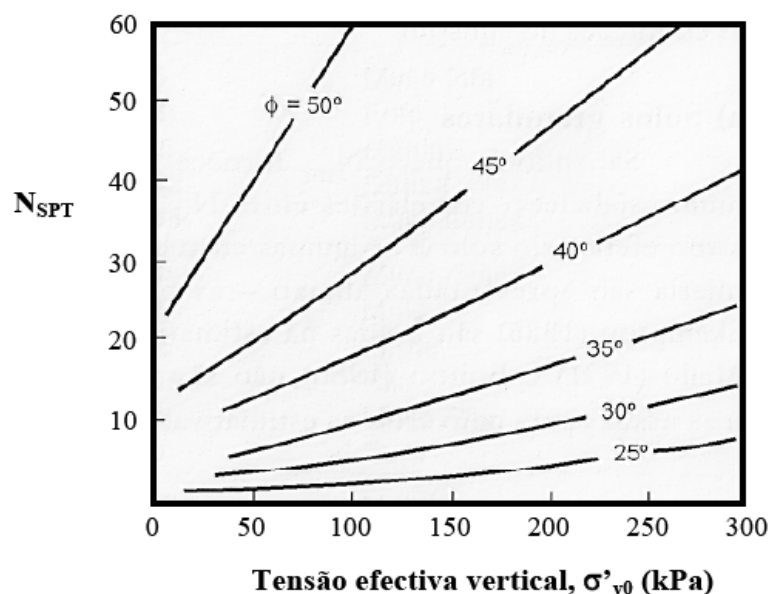
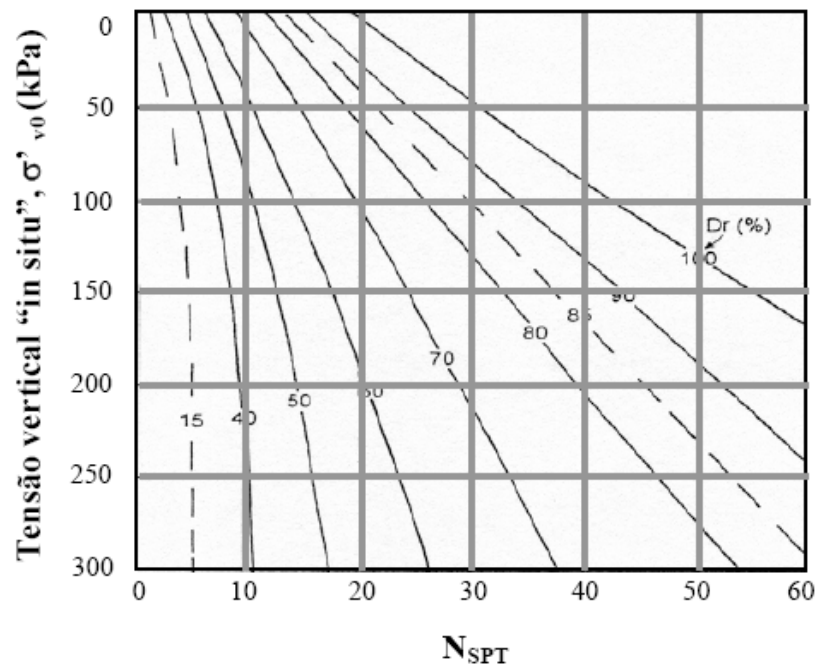


Fig.2.8 – Relação entre o valor N_{SPT} e o ângulo de atrito, (Mitchell et al., 1978).

Por outro lado, a resistência ao corte dos materiais de natureza granular é extremamente dependente das características granulométricas destes materiais, bem como do seu estado de compactação, pelo que também é vulgar o estabelecimento de relações entre o valor N_{SPT} e a compactação relativa (D_r).

Mitchell e Gardner (1975) estabelecem uma relação deste tipo, mas levando em linha de conta a importante influência do estado de tensão vertical *in situ* (Figura 2.9).


 Fig.2.9 – Correlação entre N_{SPT} e tensão vertical efectiva (Mitchell, 1978).

Outros autores têm estabelecido relações entre a compactação relativa (D_r) e o ângulo de resistência ao corte (ϕ'), das quais se podem destacar as definidas por De Mello (1971) e Bolton (1986), que permitem a conversão das estimativas de D_r em ϕ' usando tensão vertical efectiva (ρ').

$$\text{tg}(\phi') \times (1,49 - D_r) = 0.712 \quad \text{De Mello (1971)} \quad (2.3)$$

$$\phi' = 33 + [3 \times (D_r \times (10 - \ln(\rho')) - 1)] \quad (\rho' \text{ em kN/m}^2) \quad \text{Bolton (1986)} \quad (2.4)$$

No quadro 2.5 apresenta-se os valores do ângulo de atrito obtidos pelas propostas dos diversos autores.

 Quadro 2.5 – Ângulo de atrito ($^\circ$)

Estrato	$(N_1)_{60}$	$\sigma'_{v0}(\text{kPa})$	$D_r(\%)$	Peck	Décourt	Mitchell	Mello	Bolton
G4	4	54	15	28	25	30	28	33
G3	11	161,5	42	30	32,5	32,5	34	36
G2	18	220	55	33	36	35	37	37
G1	29	357	62	36	40	36	39	38

2.3.2 MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (E)

Existem também publicadas diversas propostas para relacionar os resultados do ensaio SPT com o módulo de deformabilidade dos solos, E.

Um desses exemplos é a expressão obtida da análise de resultados de ensaios de carga em placa realizada na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

$$E(\text{MPa}) = 2,9N + 2,7 \quad (2.5)$$

Blight (1997) refere uma correlação do N_{SPT} para solos residuais com E de:

$$E(\text{MPa}) = 1,6N \quad (2.6)$$

Por outro lado, Sandroni (1991) usou resultados de ensaios de carga em solos residuais de gnaiss com a finalidade de obter o valor de E para estes solos, como mostrado na Figura 2.10.

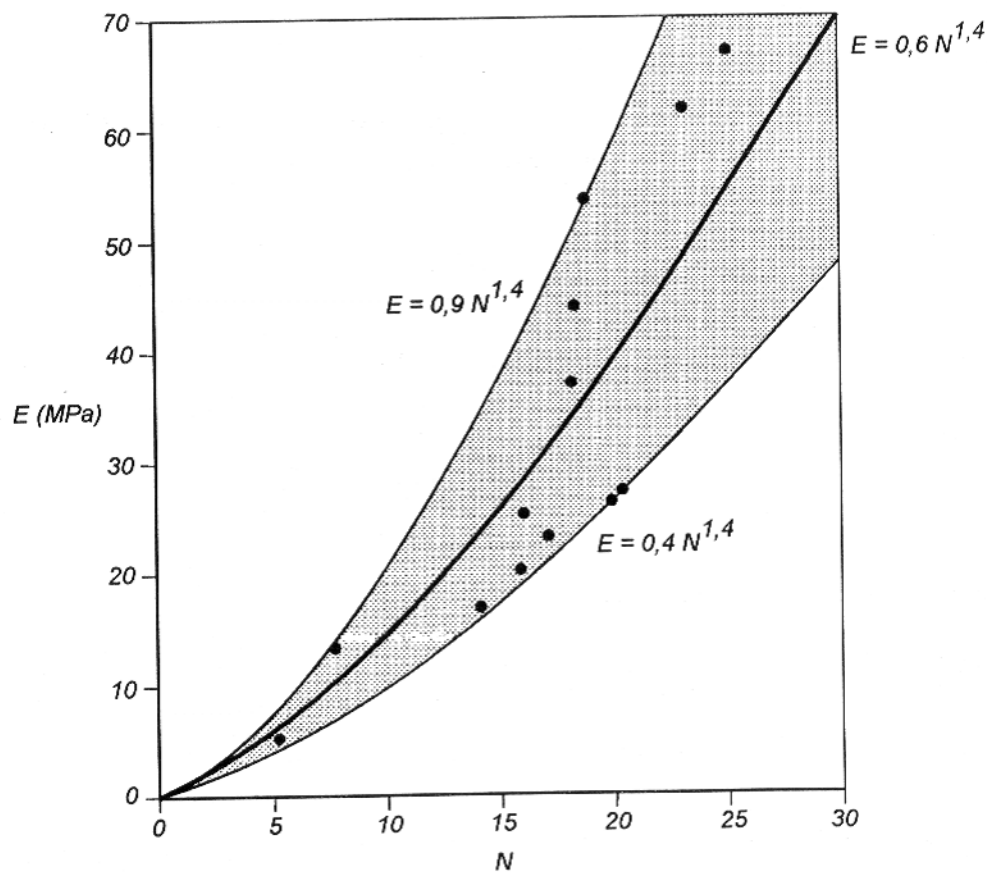


Fig.2.10 – Relações de E com o N para solos residuais (Sandroni, 1991)

No quadro 2.6 apresenta-se os valores módulo de deformabilidade (E) propostos por diversos autores.

Quadro 2.6 - Módulo de deformabilidade, E(MPa)

Estrato	$(N_1)_{60}$	Sandroni	Blight	Estocolmo	PUC\RJ
G4	4	4	6,4	27	14
G3	11	17	17,6	75	35
G2	18	34	28,8	122	55
G1	29	67	46,4	197	87

2.4 CORRELAÇÕES INDIRECTAS ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS

É comum apresentam-se correlações entre N_{SPT} e q_c (resistência de ponta) para, a partir do conhecimento daqueles valores, se deduzirem os parâmetros mecânicos dos solos utilizando as correlações mais fiáveis entre q_c e E.

Estudos de carácter regional com uma análise de mais de 200 casos de ensaios conjuntos CPT e SPT em vários locais da Região Norte, conduziram a uma relação q_c/N_{SPT} que oscila entre 0,35 e 0,50 MPa (Viana da Fonseca et al., 1994).

Este tipo de correlação é de muita importância nos solos residuais, pois estes apresentam zonas mais resistentes que impedem a prossecução do CPT, limitação que não ocorre com o SPT. Usando uma correlação $q_c/N_{SPT}=0,4$ obtêm-se parâmetros de resistência e deformabilidade através do q_c .

O EC7 apresenta na parte 2 uma sugestão para a obtenção do ângulo de atrito para areias de quartzo e feldspato, esta sugestão utiliza uma correlação entre o valor do q_c e o ângulo de atrito.

Quadro 2.7 – Ângulo de atrito ϕ' para areias de quartzo e feldspato a partir da resistência de ponta q_c (Anexo C da parte 2 do EC7)

Compacidade Relativa	Resistência de ponta q_c (MPa) a partir do ensaio CPT	Ângulo de resistência ao corte ϕ'
Muito baixa	0-2,5	29-32
Baixa	2,5-5,0	32-35
Média	5-10	35-37
Elevado	10-20	37-40
Muito elevado	>20	40-42

Outras relações entre o valor de q_c e ϕ' foram estabelecidas, mas levando em linha de conta a importante influência do estado de tensão vertical *in situ*, como por exemplo a proposta de Robertson, e Campanella (1983), que se apresenta na Figura 2.11.

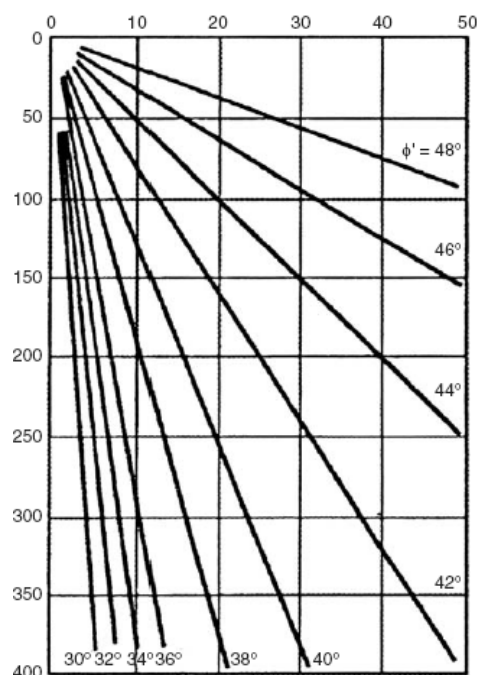


Fig.2.11 – Ângulo de atrito, a partir do CPT em areia sílica (Robertson e Campanella, 1983)

Para o módulo de deformabilidade é recomendado pelo EC7 o uso da seguinte fórmula:

$$E = 3.5q_c \quad (2.7)$$

No quadro 2.8 apresentam-se os valores dos parâmetros obtidos recorrendo às correlações apresentadas anteriormente.

Quadro 2.8 – Ângulo de atrito e módulo de deformabilidade através da correlação com o CPT

N_{SPT}	σ'_{v0} (kPa)	q_c (MPa)	Ângulo ϕ' (graus) Quadro 2.7	Ângulo ϕ' (graus) Figura 2.11	E (MPa)
4	54	1,6	30	32	6
11	161,5	4,4	34	33	15
18	220	7,2	36	34	25
29	357	11,6	37	34	41

2.5 ANÁLISE DOS PARÂMETROS OBTIDOS

Estas correlações, embora feitas para solos arenosos sedimentares normalmente consolidados, são aceites com algumas reservas para solos residuais (estruturados). No entanto, sendo os solos residuais caracterizados por estruturas muito particulares que resultam em índices de vazios relativamente elevados associados a valores de resistência e rigidez elevados (em clara oposição à tendência dos

materiais granulares sedimentares), deve-se questionar sobre a aplicabilidade das metodologias descritas anteriormente a estes materiais.

Décourt (1992), afirma que a determinação com base nos valores do ensaio SPT e nas correlações conhecidas para solos sedimentares, de parâmetros definidores da envolvente de Mohr-Coulomb, como a coesão e o ângulo de atrito, é geralmente conservativa.

Como se sabe os solos residuais têm alguma cimentação. Assim, será necessário, em termos práticos, associar ao ângulo (ϕ') alguma coesão (c'). Neste caso, apesar de não terem sido feitos mais ensaios do que os SPT, o Projectista, certamente com base na sua experiência neste tipo de solos, admitiu um valor para a coesão.

Viana da Fonseca et al. (1994) obtiveram características mecânicas (c' e ϕ') para materiais deste tipo através da realização de ensaios triaxiais. Verifica-se por esses ensaios que c' varia de 2 a 55 kPa estando a maioria dos valores relativos a solos do Porto acima dos 10 kPa.

No quadro 2.9 apresenta-se o resultado de diversos ensaios triaxiais, CID (Ensaio triaxial drenado com consolidação anisotrópica), CIU (ensaio triaxial não drenado).

Quadro 2.9 – Parâmetros de resistência de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas de solos residuais de granito e correspondentes valores de N_{SPT} (Viana da Fonseca et al, 1994)

Local	Tipo de ensaio	ϕ'	c' (kPa)	N_{SPT}
S.João da Madeira	CID Comp. Axial (w0)	34-35	2-45	7-15
Porto (cidade)	CID Comp. Axial (w0)	28-31	17-34	12-17
		32	23	15-20
		37	5	>60
		30-33	40-52	----
	CID Ext. Lateral	31	18	15-20
Porto (cidade)	CIU Comp. Axial	33	24	10-16
		27	25	17
		37	32	22-32
Matosinhos		36-39	2-5	15-30
(Porto de Leixões) (a)	CIU Comp. Axial	45-47	6-9	30-60
		46	16	>60
Túnel de Gaia (1) (b)	CIU (saturada)	29-33	5-55	20-40
	Comp. Axial (D100)			
(2)	CIU (saturada) Comp. Axial (D58)	31-38	6-43	20-40
(3)	CID (w0) Comp. Axial (D100)			
(4)	CID (w0) Comp. Axial (D38)	35-39	7	20-40

Quadro 2.9 – Parâmetros de resistência de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas de solos residuais de granito e correspondentes valores de N_{SPT} (Viana da Fonseca et al, 1994) (continuação)

Local	Tipo de ensaio	ϕ'	c' (kPa)	N_{SPT}
(6)	CIU (sat)	35	0	20-60
	CID (w0)	30-40	30-40	20-60
	CID (w0)	35	25	3-27
Braga	CIU (sat)	32-41	0-3	-----
	CID (w0)	25-32	4-46	-----

Legenda: As tensões principais vertical, σ_v , e horizontal, σ_h , que actuam no provete podem ser aumentadas, diminuídas ou mantidas em valor constante, no que resultam ensaios triaxiais em compressão (Comp. Axial), com extensão lateral (Ext. Lateral), em extensão triaxial e com compressão lateral, sendo que se o ensaio triaxial for executado em corpos-de-prova saturados denomina-se Sat; se é com o teor em água *in situ* denomina-se w0.

Estes estudos mostram que os valores de ϕ' são menos variáveis do que os de c' ; os valores do ângulo de atrito são relativamente altos, com limites inferiores entre 27°-30° chegando aos 45°-47°.

Analisando os valores obtidos pelas correlações e o par de valores coesão e ângulo de atrito usado no projecto, sintetizados no quadro 2.10, verifica-se que os valores de projecto são relativamente conservativos; além disso, nos solos residuais do Porto é comum, como indicado no quadro 2.9, valores superiores para os parâmetros resistentes.

Quadro 2.10 – Valores dos parâmetros resistentes

Estrato	N_{SPT}	Ângulo médio obtido pelo SPT	Ângulo médio obtido pelo CPT	Ângulo de projecto	Coesão de projecto
G4	4	28	31	25	5
G3	11	32	33	28	5
G2	18	35	35	30	5
G1	29	37	36	32	10

O valor do módulo de deformabilidade usado no projecto é também relativamente inferior aos obtidos das correlações, tanto pelo SPT como pelo CPT, como é possível verificar no quadro 2.11.

Quadro 2.11 – Modulo de deformabilidade

Estrato	N_{SPT}	$E_{(médioSPT)}$ (MPa)	$E_{(CPT)}$ (MPa)	$E_{(projecto)}$ (MPa)
G4	4	9	6	5
G3	11	19	15	8
G2	18	32	25	15
G1	29	54	41	20

Como já foi referido, certamente que os valores adoptados pelo Projectista reflectem a sua experiência em obras com este tipo de solos. Além disso, a prospecção realizada consistiu unicamente na realização de ensaios SPT, não se tendo procedido a colheita de amostras com vista à caracterização em laboratório dos materiais do local, o que permitiria obter informação mais vasta, nomeadamente no que se refere ao valor da coesão e do módulo de deformabilidade.

Os efeitos da escolha do módulo de deformabilidade e coesão do solo no desempenho da estrutura de suporte serão estudados no capítulo 5 através de uma análise de sensibilidade a esses valores.

Os parâmetros geotécnicos definidos para cada zona pelo Projectista são os apresentados no quadro 2.12.

Quadro 2.12 – Parâmetros geotécnicos definidos para cada camada

Unidade Geotécnica	Descrição	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	E (MPa)
G4	Aterros e depósitos argilosos ou argilo-arenosos	25	5	18	5
G3	Solos residuais graníticos medianamente compactos	28	5	19	8
G2	Solos residuais graníticos compactos	30	5	20	15
G1	Solos residuais graníticos muito compactos e maciço rochoso decomposto	32	10	21	20

2.6 OUTROS PARÂMETROS DE INTERESSE

As escavações são as obras geotécnicas em que maior importância assume o estado de tensão inicial no maciço, traduzido pelo coeficiente de impulso em repouso, K_0 . É este coeficiente que vai determinar as tensões que vão ser libertadas pela escavação, logo, indirectamente, as deformações e os deslocamentos associados.

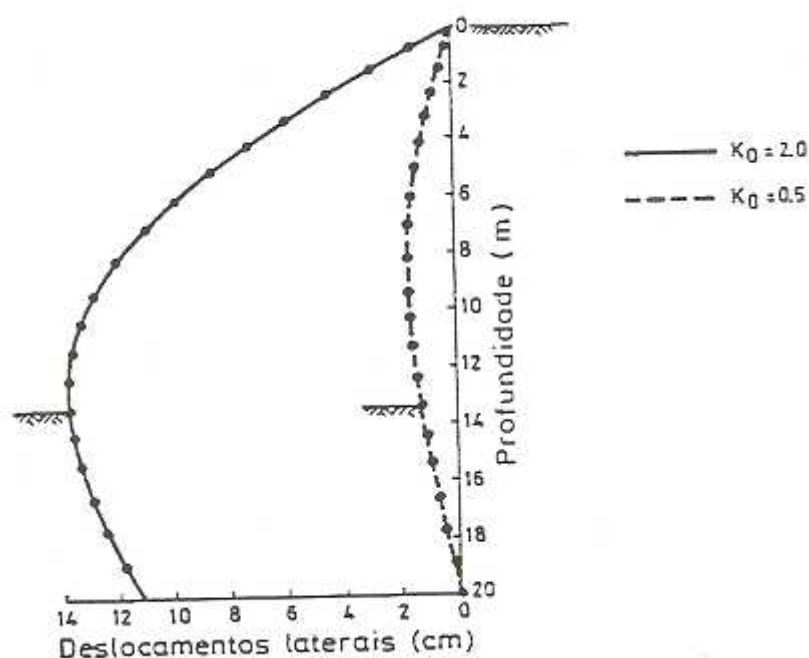


Fig.2.12 – Influencia do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos da parede (Potts e Fourie, 1984).

A experiência acumulada a partir da análise dos resultados de ensaios triaxiais conduz a valores do tipo 0,35 – 0,40 para o K_0 , para os solos com ângulos de atrito que podem oscilar entre 30° e 40°.

Alem disso, a experiência regional de escavações suportadas revela que não há tendência para deslocamentos substanciais e generalizados o que seria de esperar se estes maciços estivessem sujeitos a elevados estados de tensão de confinamento horizontais (Viana da Fonseca et al., 1994).

O coeficiente de Poisson para o tipo de solo em questão poderá considerar-se de 0,3, de acordo com a proposta apresentada no quadro 2.13.

Quadro 2.13 – Limites do coeficiente de Poisson segundo Das (1998)

Solo	Limites do Coeficiente de Poisson
Areia solta	0,2-0,4
Areia média	0,25-0,4
Areia densa	0,3-0,45
Areia siltosa	0,2-0,4
Argila fina	0,15-0,25
Argila média	0,2-0,5

3

TIPOS DE OBRAS DE CONTENÇÃO OU SUPORTE LATERAL

Existem diferentes tipos de obras de contenção ou suporte lateral flexível, sendo os principais assim designados:

- Parede “Tipo Berlim” e “Tipo Munique”
- Cortinas estaca-pranchas
- Parede pregada
- Parede moldada
- Cortina de estacas (estacas-secantes, contíguas, espaçadas)

3.1. MUROS OU PAREDES “TIPO MUNIQUE”

Parede “Tipo Munique” é uma designação habitualmente usada para referir as estruturas de Berlim definitivas em oposição às estruturas de Berlim provisórias. Esta designação não é consensual, sendo corrente em Portugal a atribuição de diversas designações devido a pequenas diferenças no método de construção, nomeadamente parede “Tipo Lisboa” (Barracho Dias, 1999), ou “Tipo Berlim definitiva”.

A parede “Tipo Munique” é um dos métodos mais antigos e mais usados no suporte de escavações. Consiste na introdução no terreno de perfis metálicos verticais, espaçados de alguns metros uns dos outros ao longo do perímetro da futura escavação. Esta processa-se com entivação simultânea, com a construção de painéis de betão entre os perfis metálicos. A profundidade da escavação que se pode executar antes da entivação depende do tipo de solo, sendo impossível de executar em solos sem qualquer coesão. Os perfis verticais são estabilizados quer por escoras quer por ancoragens.

Este sistema é idêntico ao dos muros de estacas com preenchimento do espaço intermédio; neste caso as estacas são realizadas por perfis metálicos. Este sistema não é utilizável em presença de água, por isso trabalhos abaixo do nível de água devem ser precedidos por uma prévia extracção da mesma.

Tem como principais vantagens ser de fácil aplicação, não necessitar de equipamento muito especializado, sendo consequentemente bastante económico. Os elementos horizontais podem ser colocados conforme as características do sistema. Os elementos verticais podem ser retirados e recolocados se isso for conveniente. Tubagens ou outros obstáculos não acarretam dificuldades acrescidas visto os elementos horizontais poderem ser colocados convenientemente.

A betonagem dos muros, com cofragem num dos lados, permite bons acabamentos o que traz vantagens em economia pois estes muros serão os definitivos.

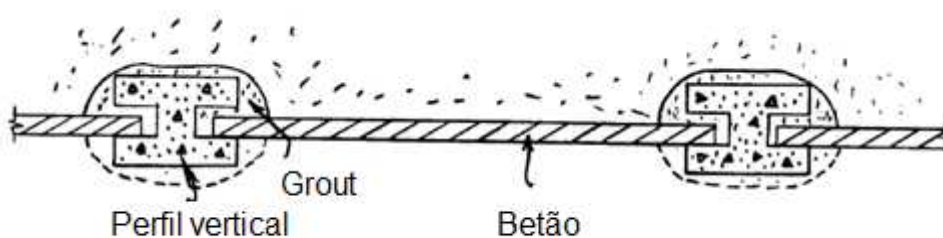


Fig.3.1 – Esquema da Parede de Munique (adaptado de Fenoux, 1974)

Como principais inconvenientes têm o longo prazo de execução devido a uma construção faseada (intercalada), maior possibilidade de conflito e acidentes de trabalho na movimentação de operários e equipamentos, devido à simultaneidade de construção de paredes e escavações. Podem surgir riscos de soterramento resultantes do colapso dos elementos horizontais, que pode provocar deslizamentos. A rotura do sistema de escoramento pode originar problemas mais graves e, pelo facto de temporariamente existirem zonas descomprimidas, envolver alguns riscos para as construções vizinhas.

A aplicação deste método tem como principais condicionalismos:

- O terreno tem que ser suficientemente resistente para permanecer sem suporte enquanto a entivação de betão é colocada.
- Os perfis metálicos têm que ter suficiente capacidade de resistência de ponta para suportarem as cargas verticais transmitidas pelas ancoragens inclinadas, e peso das paredes.
- O nível da água deve estar abaixo da contenção, caso isto não aconteça, deve ser colocado no extradorso da parede um sistema filtrante que evite o arrastamento de finos.

O processo construtivo implica que o terreno tem que consentir um talude vertical de escavação de um painel, com largura e altura de, em geral, cerca de 3 metros, no período crítico que medeia o fim da escavação do painel e a aplicação do pré-esforço da ancoragem, período esse em que é colocada a armadura e é betonado o painel.

Alguns aspectos poderão merecer mais atenção nomeadamente: o dimensionamento deve dedicar especial atenção às cargas verticais; o cumprimento do faseamento construtivo em painéis alternados constitui um aspecto fundamental para o funcionamento da solução e deve ser devidamente definido no projecto e acompanhado do respectivo cálculo (Mateus de Brito, 1999).

O procedimento geral da construção segue os seguintes passos:

- abertura dos furos, cravação dos perfis metálicos;
- betonagem do fundo dos furos;
- viga de coroamento sobre caixa de areia;
- primeira fase da escavação, deixando taludes de apoio lateral;
- escavação por fases alternadas (painéis primários e secundários);
- construção da caixa de areia, para alojamento das armaduras de espera;
- colocação das armaduras;
- betonagem do muro;
- ancoragem dos painéis;
- repete-se então todo o procedimento para os painéis seguintes;

- no final constroem-se as fundações da parede.

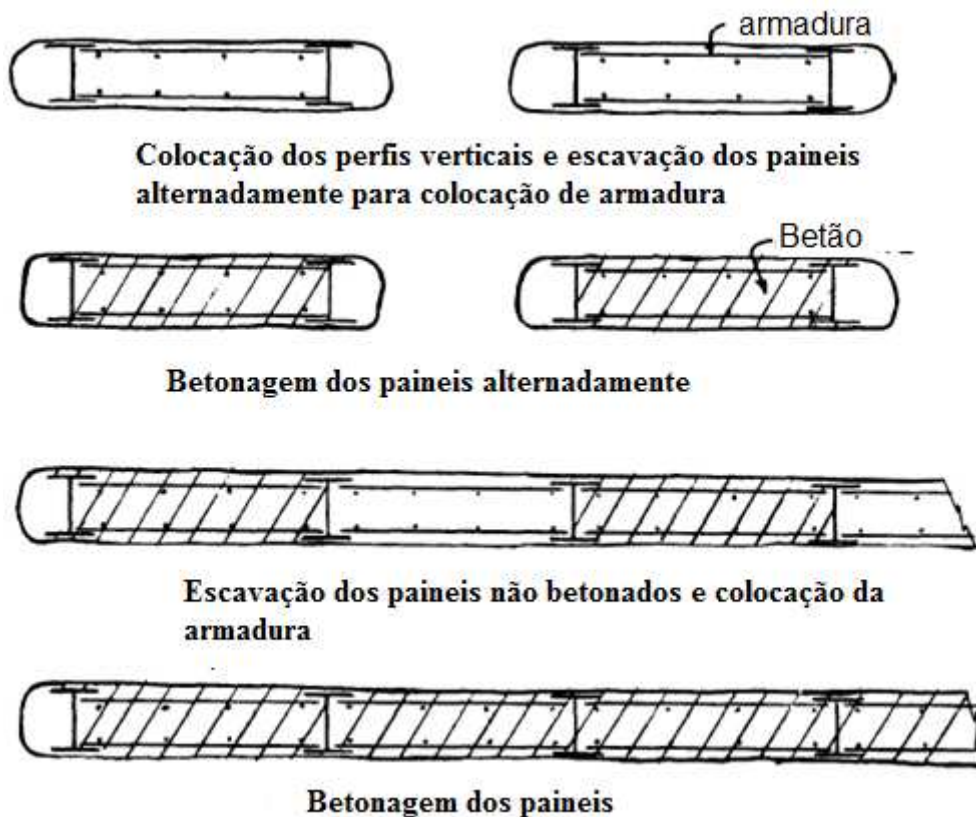


Fig.3.2 – processo de construção das paredes Munique (adaptado de Tamaro, 1974)

A pré-furação do furos para instalação de perfis verticais deve ser usada para:

- reduzir os ruídos e vibrações;
- penetrar em camadas mais duras;
- introduzir um perfil mais longo;
- aumentar a precisão na instalação;
- instalar certos tipos de perfis especiais que são impossíveis de instalar por penetração;
- minimizar as vibrações que podem tornar mais solto o solo perto das estruturas;
- penetrar suficientemente abaixo da escavação para obter suficiente resistência, quer horizontal, quer vertical, o que pode obrigar a penetrar na rocha.

3.2. PREGAGENS

Os processos de melhoramento do solo com pregagens além dos seus reduzidos custos comparados com outras soluções (30 % menor que os sistemas convencionais), tem diversas vantagens, tais como:

- requer apenas equipamento leve;
- o número de pregos individuais é tão grande que a rotura de um ou dois não é crítica;
- os diâmetros dos pregos são pequenos o que torna a perfuração no solo rochoso muito mais fácil;

- o sistema é relativamente flexível e pode resistir a algum movimento de terra; leva em conta o controle de deflexões superficiais (Juran e Elias, 1991).

Diversamente dos sistemas tradicionais (cortinas escoradas ou ancoradas, cortinas de estacas-pranchas, etc.) cuja função é reter o solo atrás do corte vertical, o funcionamento da técnica das pregagens baseia-se no reforço do solo adjacente à escavação de modo a tornar desnecessário um sistema de suporte até a profundidades para as quais aquele seria normalmente imprescindível se o solo não estivesse reforçado. O maciço reforçado constitui um bloco quase monolítico de material compósito capaz de suportar não só o seu peso próprio mas também de resistir, com deformações relativamente pequenas, à acção das solicitações exteriores (impulsos, sobrecargas, etc.)

É um método de estabilização interna que envolve a instalação de armaduras no interior do maciço, as quais se prolongam para além das superfícies potenciais de deslizamento; incluem-se neste grupo os muros de suporte de aterros reforçados com armaduras predominantemente horizontais, tais como bandas metálicas ou grelhas polímeras, e as paredes pregadas com armaduras instaladas durante a escavação.

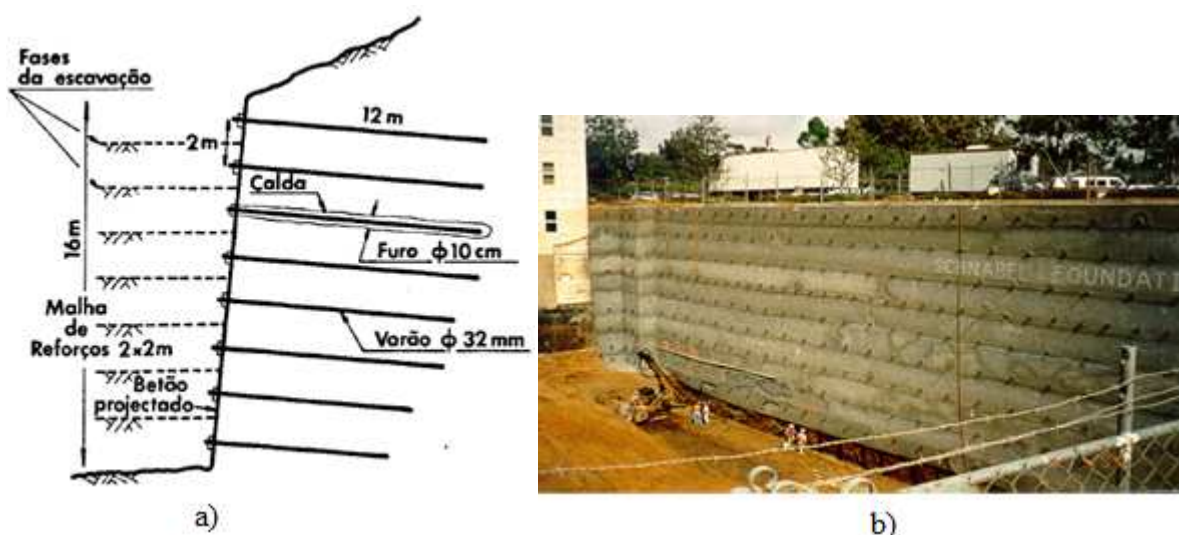


Fig.3.3 – a) Aplicação das pregagens no reforço de maciços terrosos (Cardoso,1987) b) Exemplo de uma obra com pregagens

A execução de uma escavação utilizando esta técnica segue, em geral, as seguintes fases:

- Escavação por camadas cuja espessura depende das características do solo e do tipo de armaduras empregue. Para permitir esses cortes sem desagregar, o solo deve ser suficientemente estável, pelo menos temporariamente.
- Protecção do corte, vertical ou aproximadamente vertical, geralmente com betão projectado reforçado com uma malha de aço. A espessura da protecção varia entre os 5 a 10 cm em estruturas temporárias e os 15 a 25 cm em estruturas permanentes. Na maior parte das situações, a construção desta cortina pouca espessa justifica-se, por um lado, pela necessidade de proteger o maciço da acção dos agentes atmosféricos e, por outro lado, assegura a estabilidade local do solo entre os reforços.
- Instalação das armaduras. Têm sido utilizados dois tipos de processos diferentes para a colocação dos reforços no terreno: um deles consiste na cravação de perfis geralmente de aço (cantoneiras, perfis H, etc.), enquanto no outro é aberto primeiramente um furo no

qual é introduzido, e posteriormente selado com calda de cimento, um varão de aço ou de outro material resistente, por exemplo, plástico ou fibra de vidro. Quando as armaduras são de aço, são correntes varões com diâmetros variando entre os 20 e os 30 mm. As armaduras são em seguida ligadas à cortina de betão projectado.

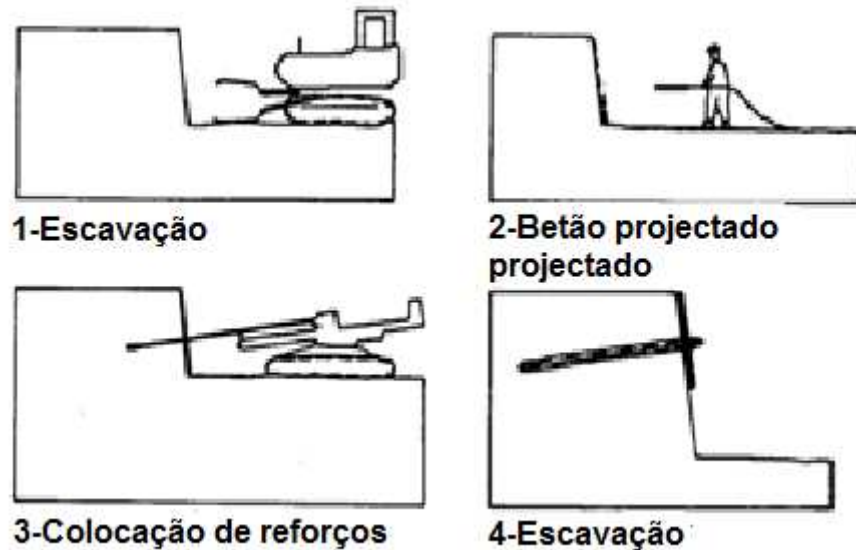
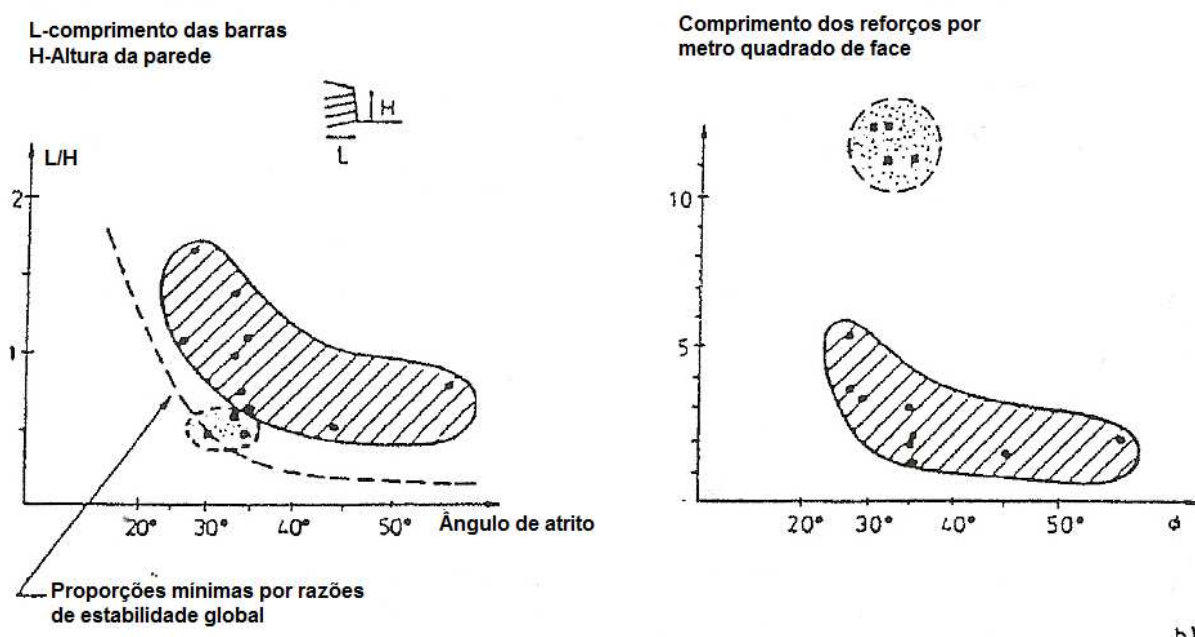


Fig.3.4 – Fases de execução de uma escavação com taludes reforçados por pregagens

As dimensões usuais dos reforços bem como o afastamento entre eles são, por isso, diversas conforme se utiliza um ou outro processo de instalação. Guilloux e Schlosser (1982) apresentaram, em função do ângulo de atrito do solo, as características geométricas dos sistemas de reforço adoptados num conjunto de escavações em que se utilizaram pregagens, considerando a relação L/H , entre o comprimento dos reforços e a profundidade do corte, e o comprimento total das armaduras por m^2 de face.



- Para varões selados em furos previamente abertos a relação L/H varia de 1 a 1,5, para valores do ângulo de atrito da ordem de 25-30°, e 0,5 a 1, quando o ângulo de atrito é superior a 45°.
- Para o mesmo tipo de reforços e para valores de ângulo de atrito da mesma ordem de grandeza, o comprimento das armaduras por m^2 de face, varia de 3 a 5 m até 0,5 a 2 m.
- No conjunto de obras analisadas em que se recorreu ao processo de cravação de perfis metálicos o ângulo de atrito variava pouco, pelo que os valores de ambos os parâmetros são bastantes uniformes, sendo L/H da ordem de 0,5 e o comprimento de armaduras por m^2 de face da ordem dos 11 m.

A escolha entre os dois métodos de instalação de reforços depende sobretudo de critérios económicos, do equipamento disponível e da granulometria do solo, dado que esta pode não permitir cravação de armaduras.

As vantagens deste sistema incluem:

- não requer a cravação de estacas ou de perfis metálicos verticais;
- evita a perda, amolecimento ou dessecação do solo, uma vez que ele é protegido logo após ter sido escavado;
- deixa livre o interior da escavação, o que facilita os trabalhos posteriores de execução da estrutura;
- o eventual pré-esforço das armaduras pode permitir o restabelecimento parcial do estado de tensão inicial na zona do maciço próximo da face do corte;
- como geralmente é instalado uma grande número de reforços, o eventual pior desempenho de um deles pode não acarretar consequências graves para a instabilidade do conjunto;

- é de execução rápida e, geralmente, económica, pois não é necessário equipamento pesado.

O sistema não é aplicável a solos sem coesão, real ou aparente, e, também, não tem sido aplicado a solos com muito fracas características mecânicas. A sua utilização pode ainda ser inviável em situações em que sejam muito rígidas as condições impostas quanto aos deslocamentos admissíveis no maciço adjacente à escavação, o que complica muito o seu uso em obras urbanas com limitações claras nos deslocamentos permitidos.

O sistema tem sido usado em diversos tipos de maciços de diversa natureza incluindo os solos residuais de granito.

3.3. CORTINA DE ESTACAS-PRANCHAS

As cortinas de estacas-pranchas compõe-se de secções de aço continuamente cravadas, que se engrenam e formam estrutura de suporte. Essas estruturas podem ser feitas impermeáveis, e são, por isso, muito comuns em aplicações marítimas. As estacas-pranchas requerem um grande investimento inicial, e um grande investimento no equipamento de cravação (Illingworth, 1987).

As estacas-pranchas com momento de inércia elevado são utilizadas para a execução de cortinas, geralmente planas, que podem ser encastradas no pé, quando exista ficha suficiente, ou, mais geralmente, apoiadas em um ou mais níveis de escoras ou ancoragens.

Uma das principais características das paredes atrás referidas é a sua pequena espessura, quando comparada com a altura a suportar.

A parede tem pequena rigidez à flexão, deformando-se sob o efeito dos esforços suportados de modo não desprezável, quando comparada com outros tipos de contenção mais rígidas.

A superfície inferior da parede é pouco espessa, donde não é possível obter por aí suficiente reacção do terreno para assegurar a estabilidade da parede; assim, existirá sempre mobilização de reacções do solo em contacto com as faces da parede, até certa altura acima da base desta (forças verticais de atrito). Uma pequena alteração das características do solo (ângulo de atrito, obliquidade do impulso) modifica grandemente essas reacções laterais, com influência na capacidade de carga vertical da estrutura de suporte.

As estacas-pranchas metálicas tem sido usadas nos últimos cem anos em obras de contenção em todo o mundo. Aliando um custo competitivo a rapidez de execução, a parede de estacas metálicas tem-se mostrado a solução mais económica para um grande número de obras.

Regulamentadas pelas normas europeias e com uma grande gama de alternativas, é possível adequar a solução aos mais variados tipos de obras, desde terminais portuários a passagens de nível rodoviárias.

Este tipo de contenção pode ser aplicado em praticamente qualquer tipo de terreno independentemente do nível freático. No entanto, a sua aplicabilidade é limitada quando se encontram blocos de pedra, rochas duras, grandes blocos que impedem a sua penetração.

As paredes de estacas-pranchas têm, no entanto, limitada capacidade de carga vertical, um problema que pode ser sanado, quer através da extensão das estacas a estratos de boa qualidade, caso em que terá como resultado uma parede profunda, quer pela adopção de ancoragens com pouca inclinação (relativamente horizontais) para reduzir a carga vertical. (Xanthakos, 1991).

As estacas-pranchas são também tipicamente usadas em solos que não permitem a sobreescavação devido a sua inconsistência, argilas moles, siltes saturados, ou areias soltas. Estes solos são potencialmente instáveis quando são expostos durante a escavação.

Quando se especifica estacas-pranchas, a característica do produto mais importante a ser observada é o Módulo Elástico (W_x), que combinado com o tipo de aço resultará na capacidade da estaca de suportar um determinado momento flector (figura 3.6).

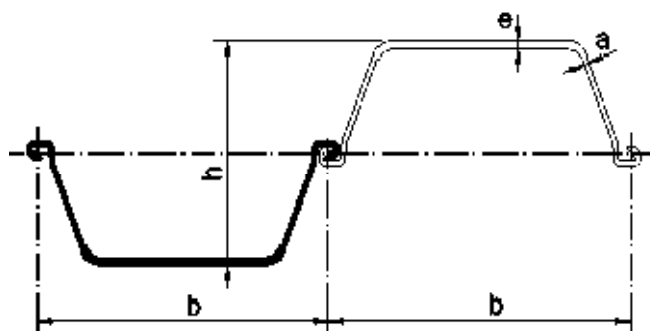


Fig.3.6 – Exemplo de um perfil estaca-prancha U

Na especificação de um projecto procura-se sempre a relação Módulo Elástico/Peso (kg/m^2) mais elevada. O grande desafio de um projecto em estacas metálicas passa por combinar os seguintes itens:

- maior módulo elástico possível;
- menor peso/ m^2 possível;
- maior momento de inércia possível;
- qualidade de aço mais apropriada para a aplicação;
- maior largura útil da estaca possível (maior produtividade de instalação).

Para atender de forma eficiente e económica a uma grande diversidade de projectos, foi desenvolvida uma linha de produtos bastante diversificada:

- perfis tipo U;
- perfis tipo Z;
- estacas-pranchas planas;
- paredes combinadas, quando se combina perfis H com estacas tipo Z.



Fig.3.7 – Exemplo de obras com estacas-pranchas

A cravação das estacas pode ser feita com recurso a diverso equipamento de cravação, nomeadamente distintos tipos de martelos.

A cravação das estacas está associada a algum ruído, que em meios urbanos pode ser uma limitação devido aos incómodos provocados. No quadro 3.1 são apresentados alguns valores típicos de ruído produzidos pelos equipamentos.

Quadro 3.1 – Nível de ruído de diferentes equipamentos de cravação (Lança,2007)

Equipamento de cravação	Nível do ruído [dB]
Martelo de impacto	90 – 115
Martelo de duplo efeito ar/vapor	110
Martelo vibratório	70 – 90
Sistemas de pressão	75

Existem alguns problemas que podem ocorrer durante a execução da cravação:

- desvios da verticalidade;
- obstáculos na cravação;
- arraste das estacas já cravadas;
- desligamento das estacas-pranchas.

Para determinar a força necessária de impacto e qual o tipo de perfil da estaca a utilizar é útil conhecer:

- estratificação do solo;
- densidade do solo;
- nível freático;
- permeabilidade;
- resultados dos ensaios SPT e CPT.

A sequência de colocação das estacas-pranchas (que pode ser estaca a estaca, por painel ou alternada) e os sistemas de guiamento são muito importantes pois:

- a correcta colocação da primeira estaca – prancha é bastante importante para assegurar a globalidade da cortina verticalidade e alinhamento;
- é necessário que as estacas se encaixem correctamente umas nas outras para transmitirem entre si o alinhamento vertical definidos pela primeira estaca.

As vantagens deste sistema incluem:

- solução de contenção rápida;
- utilização viável em praticamente qualquer tipo de terreno;
- utilizadas em terrenos com nível freático alto;
- ocupam muito pouco espaço;
- é possível recuperar as estacas (quando provisórias) enquanto os perfis das paredes do tipo Berlim geralmente não.

As desvantagens deste sistema podem ser assim enumeradas:

- são mais caras que as paredes do tipo Berlim;
- exigem equipamento de cravação mais pesado;
- a cravação das estacas-pranchas, geralmente por percussão, pode originar muito ruído e vibrações, função do equipamento utilizado;

- têm problemas de corrosão a longo prazo;
- são mais susceptíveis de ser danificadas no processo de cravação;
- não podem ser empregues em terrenos com camadas ou blocos dispersos de rocha.

3.4 PAREDES MOLDADAS

Define-se como paredes moldadas os elementos estruturais, fabricados em betão armado, construídos *in situ* por meio da escavação no terreno de valas profundas e largas, sem necessidade de entivações. Estas paredes são construídas antes da execução da escavação.

Se as características do terreno o exigirem (terreno mole), a escavação da vala, far-se-á empregando lamas tixotrópicas (bentonite), que são inseridas à medida que a escavação vai avançando. Estas permanecerão na vala, nas operações de escavação, colocação da armadura e da própria betonagem. Nesta última fase, como o peso volúmico da bentonite é inferior ao do betão, à medida que se vai betonando, a bentonite vai sendo expulsa da escavação, sendo reaproveitada para lanços posteriores.

O procedimento geral da construção segue os seguintes passos:

- construção de muros-guia;
- escavação das valas;
- colocação de bentonite (se necessário);
- colocação das armaduras;
- betonagem do muro;
- construção da viga de coroamento
- instalação do sistema de suporte;
- execução da escavação;
- construção da estrutura;
- desmonte do sistema de suporte (ex: corte das ancoragens) (eventualmente).

Os muros-guia servem como linha de orientação do equipamento de escavação e, também, como canal de condução da bentonite que começa a ficar suspensa na superfície de escavação, à medida que esta vai avançando.

A realização da escavação dá-se com um guindaste que opera uma peça denominada “clamshell” (em português balde de maxilas). A execução ocorre em trechos que medem em alçado cerca de 4 a 5 m.

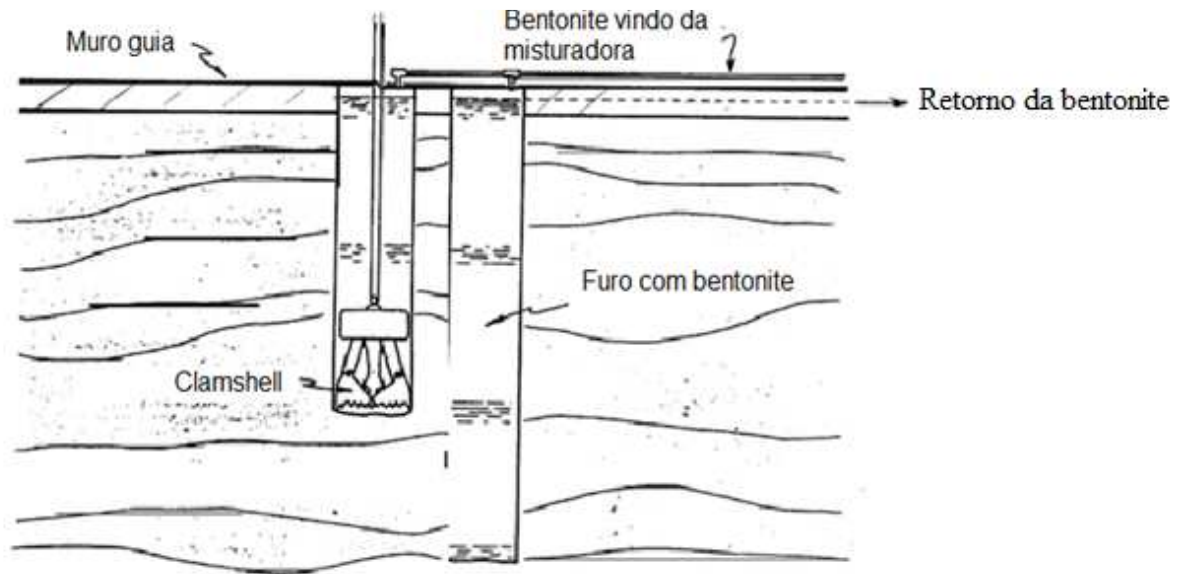


Fig.3.8 – Escavação usando balde de maxilas (adaptado de Goldberg et al, 1976)

A fase que se segue prende-se com a colocação da respectiva armadura, em geral, preparada em estaleiro, possuindo as dimensões do respectivo painel e com as secções de aço conforme determinado pelo cálculo.

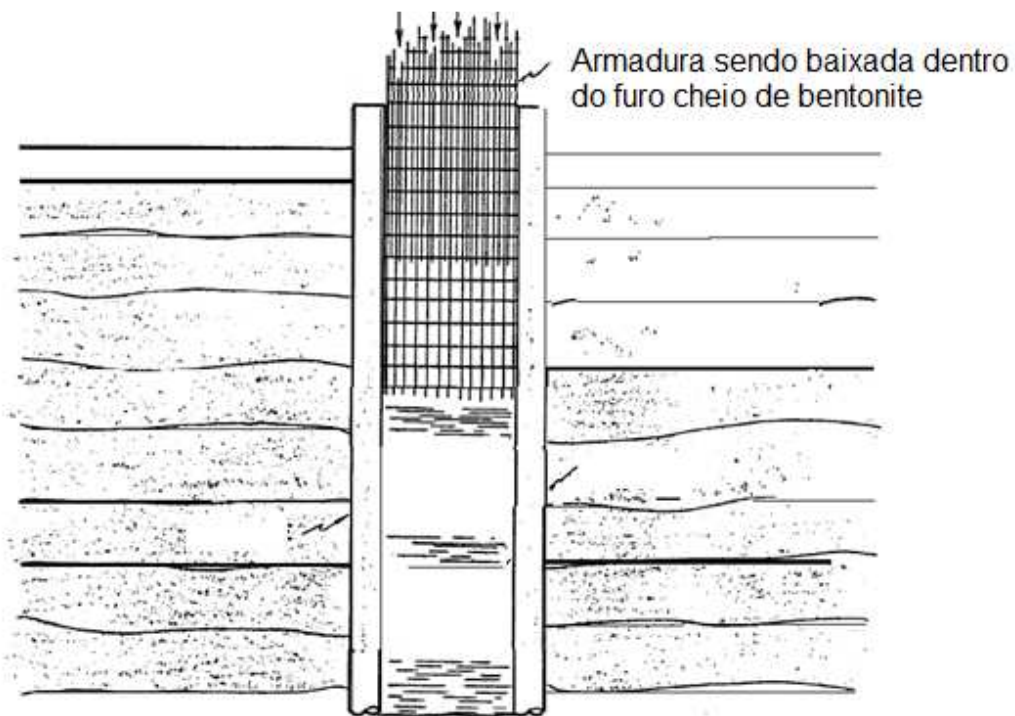


Fig.3.9 – Colocação da armadura (adaptado de Goldberg et al, 1976)

Procede-se depois à operação de betonagem através de tubos, lançando o betão a partir do fundo da vala que por possuir maior peso volúmico que a bentonite, faz com que esta seja expulsa. Para que não

haja concentração de lamas à superfície, e uma vez que esta vai ser reutilizada para outros painéis, é bombada para um reservatório onde será filtrada.

O resultado é uma parede normalmente bem acabada de betão armado que fica enterrada no solo depois de executada. Sucessivamente vão sendo executados os vários trechos até se completar todo o perímetro do terreno. Tipicamente as paredes moldadas apresentam espessura de 0,40 m a 1,0 m e a profundidade é praticamente ilimitada.

Uma vez executada a parede, procede-se à escavação por fases e realizando ancoragens ou escorando a parede para evitar o seu derrubamento.

Após o término da contenção e da escavação interna, constrói-se de baixo para cima o corpo do edifício. À medida que são construídas as lajes dos pisos enterrados, o suporte da parede moldada passa a ser feito pelas próprias lajes e os elementos de suporte (ancoragens ou escoras) perdem a sua função e são desactivados.

A parede moldada é o tipo de solução mais indicado quando se quer construir caves, em solos, a uma profundidade média a elevada, em zonas de grande densidade urbana ou em terrenos que possuam um nível freático importante. Podem ser realizadas em espaços de obra muito limitados e oferecem mais garantias de segurança aos operários em trabalhos de grande profundidade.

Numa fase inicial as paredes moldadas podem funcionar como contenção de terrenos vizinhos e águas, podendo posteriormente funcionar como elemento estrutural do edifício.

Quando comparadas com os restantes tipos de paredes, as paredes moldadas são consideradas muito rígidas e permitem um grande controlo dos movimentos do solo (Clough and O'Rourke, 1990).

Apesar da sua versatilidade e funcionalidade, as paredes moldadas são estruturas caras. Há dificuldades em conter a bentonite, que tem uma consistência fluida, e em manter a zona despoluída. Exige equipamento e pessoal especializado, e conduz a custos elevados.

3.5. CORTINAS DE ESTACAS

Uma cortina de estacas trata-se não mais que uma parede feita de forma descontínua, em que as estacas estão pouco distanciadas entre si, ou podem mesmo intersectar-se. Esse espaçamento pode ser até cerca de 1,5 m (usualmente 0,5 m).

Como as paredes moldadas, as paredes de estacas muitas vezes estão integradas na estrutura definitiva. A ideia é que as estacas podem ser colocadas bastante perto acabando por formar uma parede contínua (Illingworth, 1987).

Existem diversas formas de construção dessas estacas como estruturas de suporte:

- cortina de estacas moldadas com trado contínuo;
- cortina de estacas moldadas com tubo moldador recuperável;
- cortina de estacas moldadas com lamas bentoníticas.

Se as estacas forem afastadas, na fase construtiva o solo entre as estacas é estabilizado com betão projectado, contendo no seu interior uma rede de aço electrossoldada, formando abóbadas de betão armado executadas à medida que se prossegue com a escavação no interior da contenção.

As cortinas de estacas contíguas e secantes podem ser usadas para formar uma parede impermeável.

Os passos usuais para a execução das estacas são os seguintes:

- preparação do terreno;
- execução dos muros guia;
- execução das estacas;
- 1ª fase de escavação até cerca de 0,60 m de profundidade;
- colocação do betão de limpeza para a viga de coroamento;
- execução da viga de coroamento;
- realização das ancoragens sobre a viga de coroamento da cortina;
- sequência de escavação; execução de vigas intermédias; colocação das ancoragens, aplicação de betão projectado quando necessário, eventualmente armado com rede electrossoldada, até se atingir a cota de fundo.

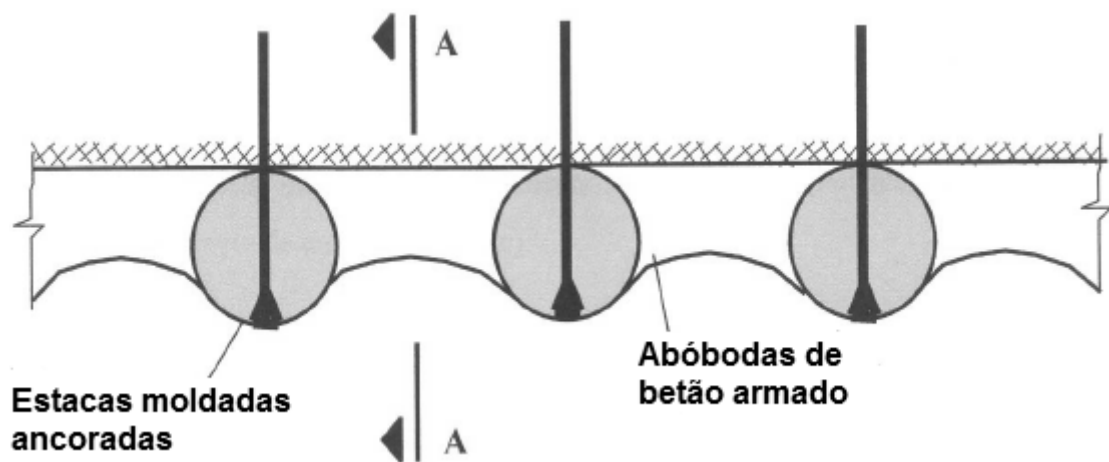


Fig.3.10 – Cortina de estacas espaçadas(Lança,2007)

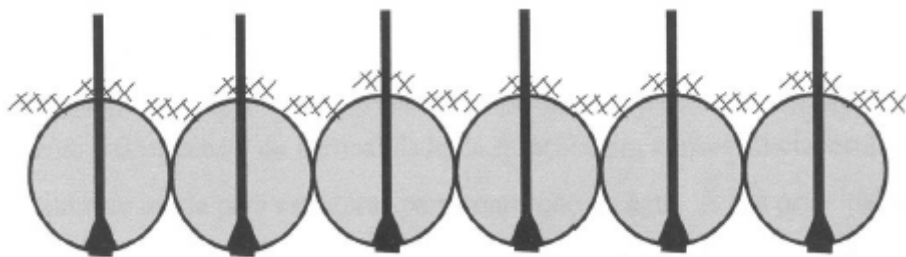


Fig.3.11 – Cortinas de estacas contíguas(Lança,2007)

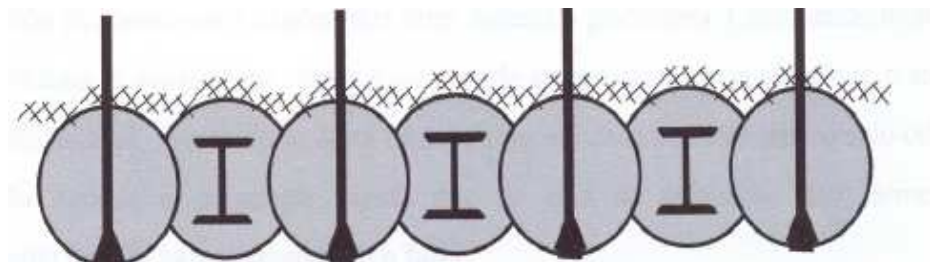


Fig.3.12 – Cortinas de estacas secantes(Lança,2007)

A selecção do tipo de cortina de estacas depende de diversos factores:

- presença do nível freático;
- coesão dos solos;
- necessidade de estanqueidade;
- disponibilidade financeira e prazos a cumprir;
- número de estacas a executar.

Resumidamente, a solução de cortina de estacas tem as seguintes vantagens:

- permite pequenos deslocamentos na envolvente;
- permite penetrar no substrato e dando boas garantias de impermeabilidade;
- é uma contenção periférica com grande resistência e rigidez de flexão permitindo manter o maciço num estado próximo de repouso;
- permite ultrapassar obstáculos que impedem o uso de paredes moldadas e garante melhor estabilidade dos furos aquando de colocação de armaduras e betonagem;
- rapidez de construção para estruturas de suporte de terras, temporárias ou permanentes, desde que as condições de perfuração sejam propícias;
- válida numa gama de solos muito alargada: solos incoerentes, com poucas excepções; solos coerentes (excepto se muito duros em profundidade significativa); solos intermédios em geral; rochas pouco resistentes.

As cortinas de estacas têm normalmente os seguintes inconvenientes:

- é necessário prever um elevado recobrimento das armaduras, pela dificuldade em garantir o seu valor na fase construtiva;
- possibilitam desvios de verticalidade da armadura e arrastamentos do betão durante a presa;
- estacas de grande diâmetro obrigam a um espaço maior entre a cortina e as eventuais estruturas adjacentes existentes.

3.6. ESCOLHA DA CONTENÇÃO

A escolha da solução de contenção é função de:

- tipo de terreno, topografia do local e geometria da construção;
- eventual presença de água;
- equipamento disponível;
- condições confinantes;
- possibilidade de utilização de ancoragens/escoras.

Deste modo, na concepção da solução deve procurar-se, para além da necessária contenção da escavação, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- garantir a menor interferência possível com as estruturas edificadas adjacentes a manter;
- reduzir ao mínimo as obras de contenção a efectuar procurando sempre que possível soluções ligeiras;
- incorporar na estrutura definitiva da obra todas as estruturas de contenção;
- facilidade e rapidez de execução procurando reduzir custos.

Quadro 3.2 – Resumo das vantagens e desvantagens dos diferentes tipos de obra de suporte

Tipos de estrutura de suporte	Vantagens	Desvantagens
Parede "Tipo Munique"	-aproveitamento da estrutura de contenção na estrutura final - deslocamentos moderados -baixo custo quando usadas em solos competentes	-a sua aplicabilidade restringe-se a situações de ausência de água -não pode ser construída em solos sem coesão
Parede moldada	-impermeáveis -atingem grandes profundidades -rápida execução -permitem pequenas deformações -grande versatilidade podendo ser usado em diferentes tipos de solo	-uso de equipamento específico e mão-de-obra especializada -difícil uso em escavações de materiais muito resistentes -alto custo -exige grande espaço em estaleiro o que pode ser difícil em meio urbano -superfície final pode ser rugosa e necessitar de acabamento para servir para estrutura final
Estacas-Pranchas	-Impermeáveis -rápida execução -atingem grandes profundidades -custo médio	-difícil uso em escavações de materiais muito resistentes -transporte e içamento dos perfis podem ser difíceis em zonas urbanas -cravação causa barulhos e vibrações
Paredes pregadas	-baixo custo -a rotura de uma pregagem não é grave pois o sistema é muito hiperestático	-permite deslocamentos relativamente elevados.
Cortina de estacas	-é possível atingir grandes profundidades -muito eficaz em terrenos de difícil escavação -não produz grandes vibrações	-requer equipamento de cravação mais especializado -execução mais demorada que outras soluções -pior qualidade da superfície da parede obtida -é difícil garantir verticalidade das estacas

A preferência que se verifica em Portugal pelas estruturas de contenção “Tipo Munique” deve-se fundamentalmente a razões de carácter económico, à sua adaptabilidade às condições geotécnicas da maior parte da área das maiores cidades de Portugal e ainda às dificuldades que a utilização de soluções alternativas, como as paredes moldadas ou cortinas de estacas-pranchas, apresentam, face a essas mesmas condições geotécnicas.

Os sistemas escoras e ancoragens são usados para profundidades onde uma parede autoportante não é bastante para aguentar as pressões de terra e de água.

As cortinas ancoradas (Fig. 3.13a) têm a principal vantagem, relativamente às escoradas (Fig. 3.13b), de deixarem livre o espaço interior à escavação, sendo esta, por isso, executada mais rapidamente; além disso, a programação dos trabalhos fica facilitada.

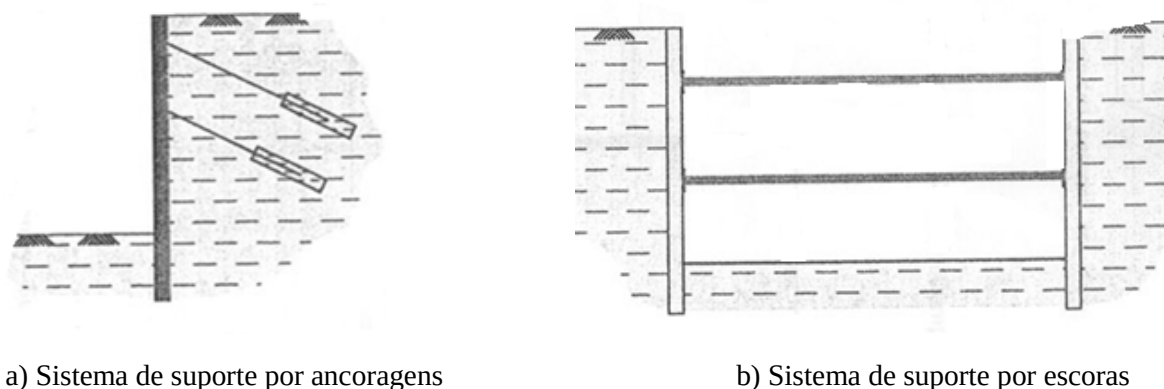


Fig.3.13 – Principais categorias de sistemas de suporte

Apesar de as escoras não pré-esforçadas terem uma maior rigidez axial em relação às ancoragens pré-esforçadas (20 vezes superior), devido ao pré-esforço relativamente alto destas últimas, essa diferença não se traduz em grandes diferenças em termos de deslocamento, como se pode ver na figura 3.14, onde se compara o deslocamento de uma cortina escorada com uma ancorada.

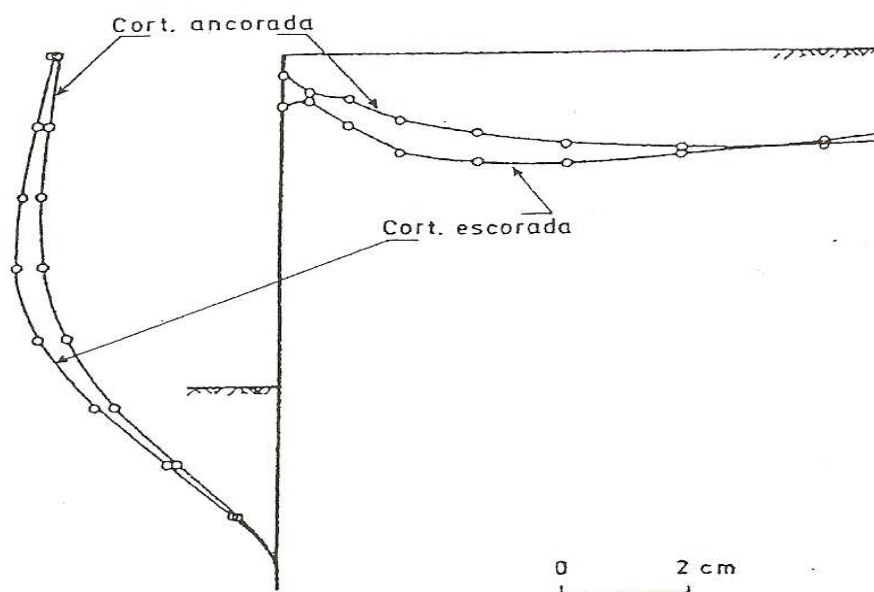


Fig.3.14 – Deslocamentos laterais da parede e assentamentos da superfície no fim da construção para a cortina associada a ancoragens pré-esforçadas e a escoras não pré-esforçadas (Matos Fernandes, 1990)

Para a obra em estudo, devido às características dos terrenos, à geometria da escavação e ao facto de o nível de água se encontrar abaixo da base da escavação, a contenção do “Tipo Munique” foi considerada uma solução adequada.

3.7. PROCESSO CONSTRUTIVO DA PAREDE DE MUNIQUE ADOPTADO NA OBRA

Para executar uma parede de Munique é necessário construir em sequência diversos elementos. Na figura 3.15 mostra-se um esquema de uma fase de construção e designações correntes para alguns elementos.

As fases mais importantes levadas a cabo no decorrer da execução de uma estrutura de contenção como aquela que é apresentada neste trabalho são:

i) Levantamento das Confrontações Existentes no Local da Obra

Nestes trabalhos inclui-se: a regularização de plataformas de trabalho; mobilização e montagem de equipamentos para a realização da obra; identificação, determinação das cotas de implantação e desvio de instalações existentes nos arruamentos e no interior do recinto de escavação, de forma a evitar intersecções com os trabalhos necessários à realização da escavação, e em particular com as ancoragens.

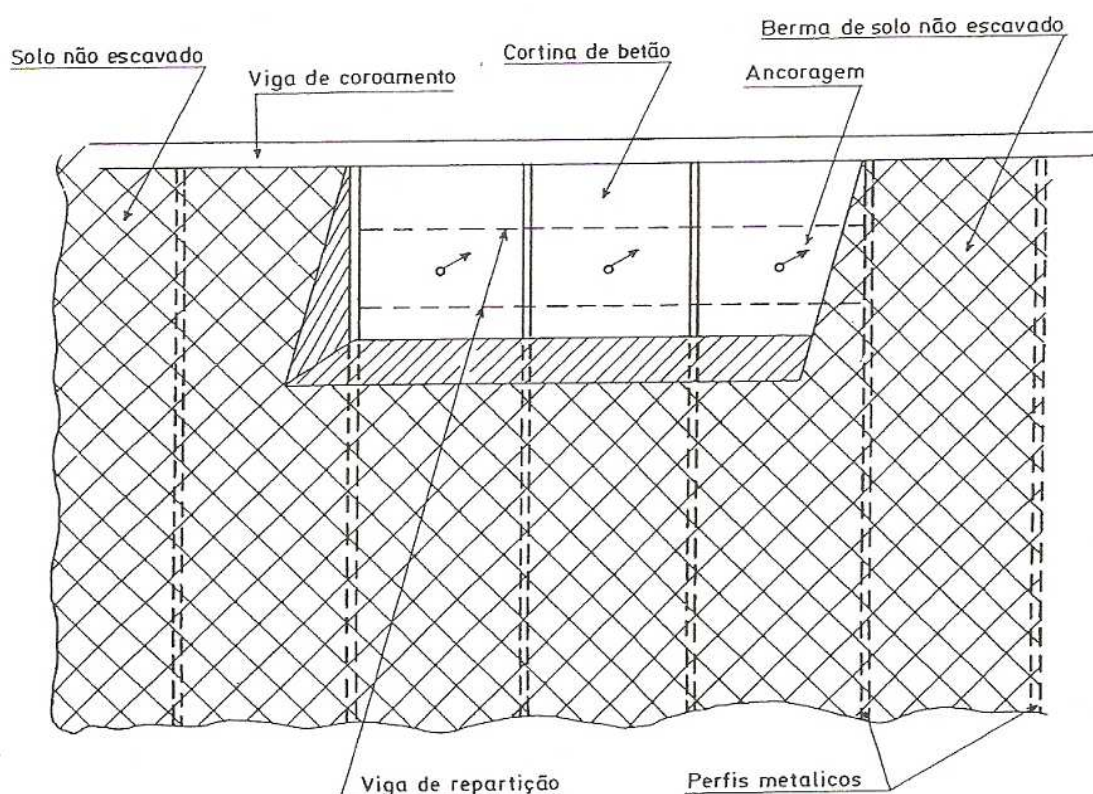


Fig.3.15 – Esquema com alçado de uma fase construtiva intermédia e designações correntes dos elementos estruturais (Matos Fernandes, 1990)

Na figura 3.16 apresenta-se um aspecto do local da escavação em análise neste trabalho, antes de se iniciar a construção da cortina.



Fig.3.16 – Foto da obra em análise no início do processo de escavação

ii) Execução dos Perfis Metálicos Verticais

Estes trabalhos iniciam-se pela realização de um furo por cada perfil metálico vertical a colocar (Fig.3.17). A furação localiza-se, sempre que possível, no eixo da parede a realizar, iniciando-se a partir da cota da plataforma de trabalho e terminando ao nível da cota inferior da zona de selagem prevista em projecto, a qual se localiza integralmente abaixo da face inferior da base da sapata de fundação da contenção. Após a realização de cada furo coloca-se o perfil metálico definido em projecto, e sela-se a zona inferior à cota da base da sapata com calda de cimento de características apropriadas.



Fig.3.17 – Foto da furação para a execução dos perfis metálicos verticais na obra em análise.

iii) Execução da Viga de Coroamento

A execução da viga de coroamento (Fig.3.18) inicia-se pela realização de uma escavação ao longo do perímetro da parede de contenção, desde a cota da plataforma de trabalho, até 0,60 m abaixo da cota da face inferior da viga. A implantação altimétrica desta viga deverá, por isso, ser determinada de modo a impedir que esta cota inferior de escavação, se localize abaixo da cota de fundação de estruturas que confrontem com a escavação. Após a realização da escavação posicionam-se as armaduras da viga, e respectivas armaduras de espera para continuidade da contenção e ligação aos elementos estruturais a construir em 2ª fase. Por último, preenche-se com areia os últimos 0,60 m da escavação, coloca-se a cofragem de intradorso e betona-se a viga de coroamento contra o terreno. Na superfície de extradorso não deverá ser colocada qualquer tipo de cofragem, com excepção dos casos em que o posicionamento desta viga se localize acima da cota do terreno existente.



Fig.3.18 – Foto da fase inicial da obra com execução da viga de coroamento

iv) Execução dos Painéis Primários do Primeiro Nível

Os trabalhos iniciam-se pela abertura de uma vala junto ao painel, com comprimento e profundidade superiores em 0,60 m às dimensões do painel definidas em projecto. Este incremento de dimensões destina-se à colocação de armadura de espera para ligação aos painéis adjacentes. Após a abertura da vala, posicionam-se as armaduras ordinárias do painel primário, enche-se com areia os 0,60 m de sobreescavação inferior e coloca-se a cofragem de intradorso e de vedação dos 0,60 m de alargamento laterais. Na superfície de extradorso não deverá ser colocado qualquer tipo de cofragem ou enchimento. Posteriormente, e num espaço de tempo inferior a 12 horas, contado a partir do instante de abertura da vala, betona-se o painel contra o terreno. Após a betonagem, executam-se todos os trabalhos de furação, colocação e selagem dos cabos de pré-esforço. Por último, executam-se todos os trabalhos referentes à realização dos ensaios de recepção simplificados e de blocagem das ancoragens. Estes trabalhos apenas deverão ter lugar após adequado endurecimento do betão dos painéis e da calda de injeção do bolbo de selagem das ancoragens, recomendando-se, em geral, um tempo de espera de cerca de 7 dias.



Fig.3.19 – Foto do aspecto geral da obra, observando-se o faseamento de painéis primários e secundários

v) Execução dos Painéis Secundários e/ou Terciários do Primeiro Nível de Painéis

Removem-se as banquetas de terreno deixado na fase anterior e executa-se uma sobreescavação inferior de 0,60 m de altura. Executam-se todos os trabalhos inerentes à realização de juntas de betonagem nas superfícies de contacto entre estes painéis e os já executados, e posicionam-se as armaduras ordinárias do painel. Preenche-se com areia os 0,60 m de sobreescavação inferior, coloca-se a cofragem de intradorso e de vedação dos 0,60 m de alargamento laterais, quando necessário. Na

superfície de extradorso não deverá ser colocada qualquer tipo de cofragem ou enchimento. Posteriormente, e num espaço de tempo inferior a 12 horas, contado a partir do instante de abertura da vala, betona-se o painel contra o terreno. Após a betonagem, executam-se todos os trabalhos de furação, colocação e selagem dos cabos de pré-esforço. Por último, executam-se todos os trabalhos referentes à realização dos ensaios de recepção simplificados e de blocagem das ancoragens. Estes trabalhos apenas deverão ter lugar após adequado endurecimento do betão dos painéis e da calda de injeção do bolbo de selagem das ancoragens, recomendando-se, em geral, um tempo de espera de cerca de 7 dias.



Fig.3.20 – Foto das armaduras de recepção de ligação aos painéis subsequentes

vi) Execução dos restantes Níveis de Painéis

Repetem-se as etapas iv) e v), por esta ordem, para cada nível de painéis a executar.



Fig.3.21 – Foto da construção do terceiro nível de painéis

vii) Execução das Fundações e Estrutura Enterrada

Nesta fase deverá executar-se por completo a solução de fundações e estrutura enterrada definida no projecto de fundações e estrutura.

viii) Desactivação das Ancoragens Provisórias e Remoção dos Escoramentos Metálicos Provisórios

Em simultâneo com a execução da fase anterior, e de modo criterioso, desactivam-se as ancoragens provisórias e removem-se os escoramentos metálicos também provisórios.

4

PRÉ-DIMENSIONAMENTO
ANCORAGENS

DAS

4.1. PARÂMETROS DE CÁLCULO

Pretende-se analisar os diferentes cortes tipo que apresentam as características geométricas indicadas no quadro 4.1. Foram definidos 8 cortes tipo considerados representativos das diferentes condições presentes na obra, nomeadamente zonamento do terreno, cota e ângulo das ancoragens e sobrecargas.

Quadro 4.1 – Características geométricas

Perfil	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6	Tipo 7	Tipo 8
Altura da parede (m)	9,7	9,7	9,5	10,5	10,8	9,9	9,9	9,9
Comprimento do perfil HEB (m)	15,5	17,5	20,3	19,3	17,6	17,2	16,7	17,7
Espessura da parede (m)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Largura e comprimento dos painéis (m ²)	3*3	3*3	3*3	3*3	3*3	3*3	3*3	3*3

Os painéis devem ser aproximadamente quadrangulares pois isso faz com que os momentos para o dimensionamento na direcção x sejam parecidos com os da direcção y, o que se torna vantajoso para a construção da estrutura com a obtenção de armaduras similares na direcção x e y; apenas o último painel terá dimensões diferentes de 3*3, estendendo-se este até à profundidade necessária para atingir o fundo de escavação, podendo ter até 4,8 metros no perfil 5.

O comprimento dos painéis define igualmente o espaçamento entre as ancoragens pois cada painel é equilibrado por uma ancoragem.

O maciço foi dividido em 4 camadas, com as características apresentadas no quadro 2.12.

Durante a execução da escavação foram consideradas as acções associadas a pressões de terras (S_{gk}) e a sobrecargas na superfície do terreno (S_{qk}).

Para além das sobrecargas cuja necessidade de considerar é óbvia (edifícios vizinhos), o efeito de uma sobrecarga que pode ser assimilada a uma pressão uniforme distribuída de 10 kPa deve ser considerado para ter em conta o solo escavado colocado nas imediações, maquinaria, tráfego automóvel, etc.

Dadas as características do terreno, considerou-se que a situação de dimensionamento corresponde à execução da escavação em condições drenadas.

4.2. ANCORAGENS

A figura 4.1 apresenta o esquema de uma ancoragem pré-esforçada com as principais designações utilizadas.

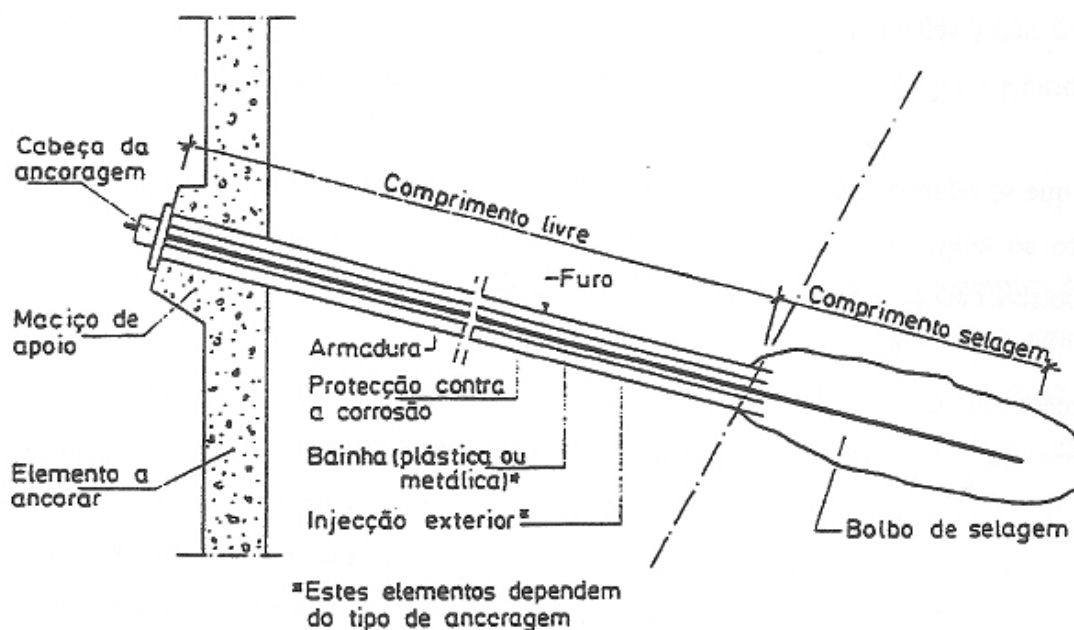


Fig.4.1 – Esquema de uma ancoragem pré-esforçada (Matos Fernandes, 1990)

A tracção limite a aplicar (T_y) foi obtida a partir do valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% do aço utilizado, $f_{p0,1k}$, dependendo da armadura das ancoragens (A_p).

$$f_{p0,1k} \geq \frac{T_y}{A_p} \quad (4.1)$$

O aço que irá compor a armadura da ancoragem vai ser do tipo st1670/1860 (que corresponde a $f_{p0,1k} / f_{pk} = 1670 / 1860$ MPa).

A tracção admissível (T_a), isto é, o valor máximo da força que nela poderá ser mobilizada durante a vida útil foi calculado a partir da tracção limite conjugada com um factor de segurança (1,35 para ancoragens provisórias e 1,75 para ancoragens definitivas), neste caso para ancoragens provisórias.

$$T_a \leq \frac{T_y}{1,35} \quad (4.2)$$

Em serviço a tracção deve ser considerada inferior à tracção admissível, sendo a tracção de pré-esforço (T_t) a ser instalada nas ancoragens inferior em 20% a esse valor, para ter em conta os ganhos ocorridos durante a escavação; em obra esse valor deve ser controlado para evitar a ruptura das ancoragens.

$$T_t \leq \frac{T_s}{1,2} \quad (4.3)$$

A tracção de serviço (T_s) foi considerada de modo a ser um pouco inferior à tracção admissível de modo a obter valores de pré-esforço habitualmente usados, isto é, múltiplos de 50.

Assim, dependendo do numero de cordões a aplicar nas ancoragens, ter-se-á diferentes valores de pré-esforço que se poderão aplicar. No quadro 4.2 figuram os valores de pré-esforço que se podem aplicar com 5, 4 e 3 cordões.

Quadro 4.2 – Características das ancoragens

Ancoragens			
Tipo	Grade 270k	Grade 270k	Grade 270k
Armadura	5 cordões 0.6"	3 cordões 0.6"	4 cordões 0.6"
Área total (mm ²)	700	420	560
Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% ($f_{p0,1k}$)	1670		
Tracção limite T_y (kN)	1169	701.4	935.2
Tracção admissível T_a (kN)	866	520	692
Tracção serviço T_s (kN)	840	450	600
Pré-esforço T_t (kN)	600 a 700	250 e 300	450 a 500

O dimensionamento do bolbo de selagem é um dos factores fundamentais que controlam o comportamento de cortinas ancoradas, e o aspecto de projecto que actualmente necessita de mais investigações no que diz respeito à realização de ensaios em campo, visto a dificuldade de se estimar as características do comportamento mecânico na interface bolbo-solo, dependente tanto das propriedades do solo quanto do bolbo, sendo ambas significativamente afectadas pelo processo de perfuração e de injeção.

A melhor estimativa da capacidade de carga de ancoragens em solo é aquela determinada pela realização de ensaios prévios de ancoragens, construídas com a mesma tecnologia e mão-de-obra no futuro local da obra, visto não ser teoricamente possível incorporar em métodos de cálculo a influência de vários factores determinantes como o processo de perfuração, a qualidade da mão-de-obra, o processo de injeção, etc.

O EC7 preconiza a realização de ensaios de recepção para cada uma das ancoragens para verificar se estas possuem a resistência definida em projecto. Relativamente aos ensaios prévios deve ser feito

pelo menos um ensaio para averiguar a real capacidade do estrato onde vai ser feito o bolbo de selagem, mas recomenda-se que tendo em conta o tamanho do projecto e as graves consequências que poderia trazer a eventual rotura se façam pelo menos a 2% das ancoragens ensaios prévios.

O processo de injeção tem um papel importante na resistência de arrancamento da ancoragem. Na injeção em estágio único (IGU) a injeção é executada imediatamente antes da instalação da ancoragem. É o procedimento padrão nos casos de maciços com alta capacidade de suporte (como rochas) onde a aplicação da pressão de injeção não traz vantagens como o alargamento do bolbo ou a melhoria das características de aderência na interface entre o maciço e o bolbo.

Na injeção em estágios múltiplos (IRS) as ancoragens dispõem de um sistema auxiliar de injeção, geralmente constituído por um tubo de PVC, de diâmetro entre 32 a 40 mm, com válvulas “manchete” a intervalos de 0,5 m no trecho ancorado. Esse tubo centralizado é destinado à execução de injeções sucessivas sob pressão, e as válvulas “manchete”, pequenos trechos perfurados do tubo recobertos por uma mangueira flexível, têm o propósito de permitir a saída da calda durante a injeção (a válvula abre, isto é, a mangueira levanta) e evitar o retorno quando esta cessar. Como a válvula “manchete” só permite o fluxo da calda em sentido único, e garante uma pressão residual na calda injectada, já que esta é impedida de retornar para o interior do tubo, a formação do bolbo alargado acontece gradualmente.

Nesta obra, como as ancoragens são em solo, deve ser utilizado o processo IRS, até porque este permite obter mais resistência.

Para se obter uma estimativa para os comprimentos de selagem da ancoragem e camada de solo onde deve ser localizada a zona de selagem, pode-se usar métodos empíricos. Com base em 120 provas de carga realizadas em França, Bustamante e Doix (1985) sugerem um método para dimensionamento de ancoragens no qual são consideradas as influências da técnica de injeção, pressão de injeção e volume de calda de cimento injectada.

$$T_{máx} = \pi \times D_e \times L_b \times \tau \quad (4.4)$$

$$D_e = \beta \times D_p \quad (4.5)$$

Em que o valor de L_b representa o valor do comprimento de selagem, sendo que D_p é o diâmetro do furo e D_e é o diâmetro médio do furo corrigido devido a expansibilidade.

O coeficiente β representa a majoração do diâmetro do bolbo devido à injeção. Este coeficiente é dependente da natureza e compacidade do terreno e tipo de injeção de selagem. Para uma injeção IRS e considerando o tipo de solo como rocha alterada ou fragmentada vale 1,2.

O valor de $T_{máx}$ deve ser tal que seja maior que o valor do pré-esforço a aplicar na ancoragem multiplicado por um factor de segurança. Este factor de segurança é função do carácter das ancoragens, podendo variar entre 1,8 e 2,0 para ancoragens provisórias e ancoragens definitivas, respectivamente.

O valor de τ (resistência ao corte) pode ser obtido de gráficos de correlações empíricas com o valor de N_{SPT} . Para ancoragens com injeção em estágios múltiplos (IRS) e com injeção em estágio único (IGU), estão apresentados na figura 4.2 propostas para avaliação do τ para rochas alteradas e fragmentada, que se aproximam do tipo de terreno em questão.

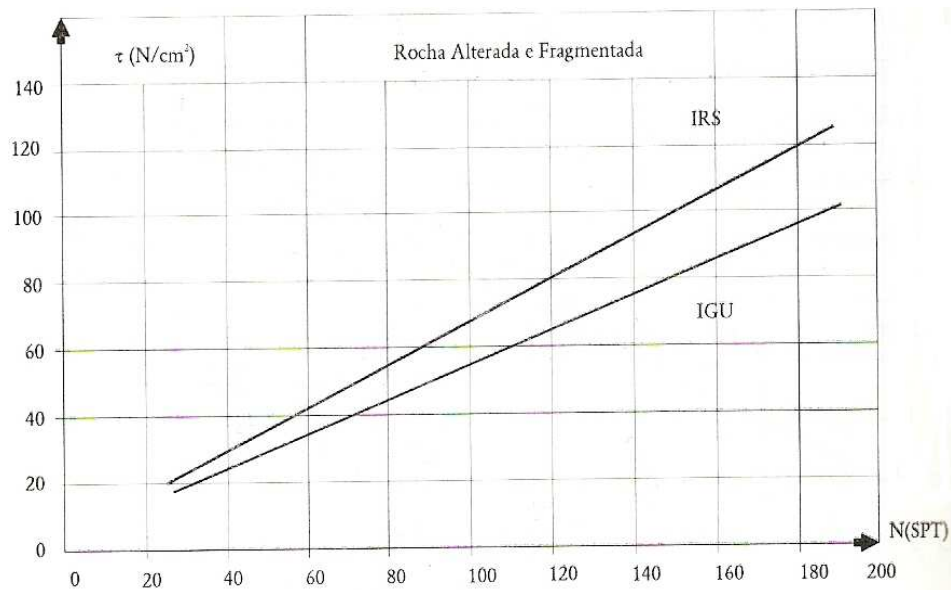


Fig.4.2 – Relação entre o N_{SPT} e a resistência ao corte do solo (Coelho, 1996)

Outros métodos mais simples foram propostos para determinar a força de arrancamento do bolbo de selagem, em função do tipo de terreno e comprimento do bolbo, como o apresentado na figura 4.3.

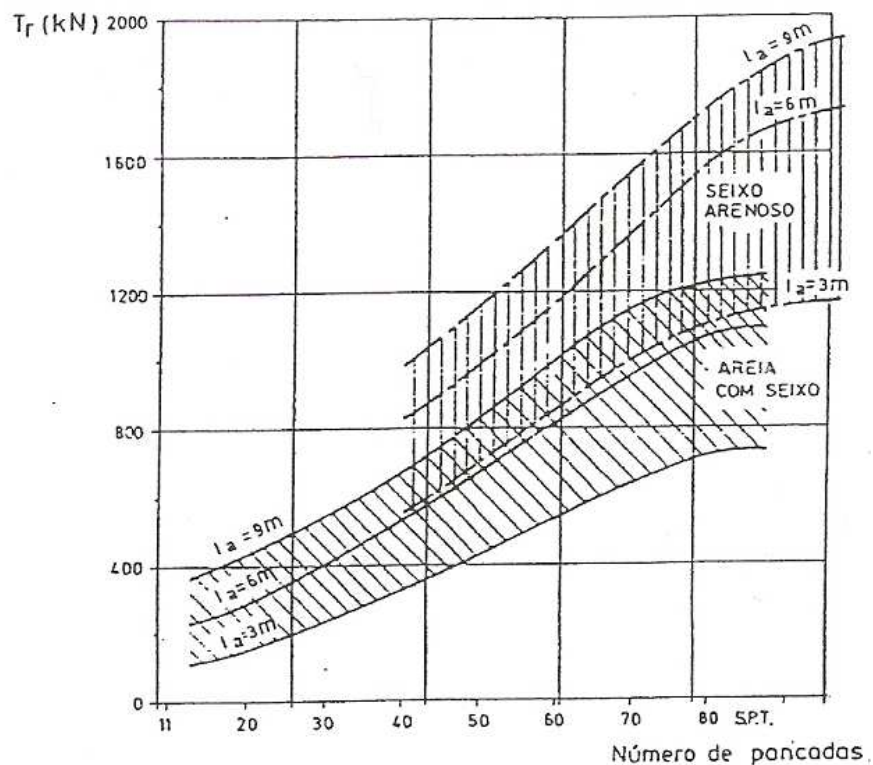


Fig.4.3 – Relação entre a capacidade de carga do bolbo por arrancamento, T_r , e comprimento de selagem para diferentes areias com diferentes compacidades (Ostermayer e Scheele, 1977)

Os valores obtidos tanto pelo método de Bustamante e Doix como pelo método proposto por Ostermayer e Scheele (1977) revelam aproximadamente as mesmas conclusões acerca do comprimento do bolbo de selagem para os diferentes valores de pré-esforço.

No quadro 4.3 apresenta-se o valor do comprimento do bolbo de selagem, que poderá variar entre os 6 e os 10 metros dependendo do pré-esforço que se necessite de aplicar.

Quadro 4.3 – Comprimento de amarração

Camada	T_t (kN)	$T_{máx}$ (kN)	β	D_p (mm)	τ (kPa)	L_b (m)
G3	600 a 650	1170	1,2	150	200	10
	450	810	1,2	150	200	8
	250 a 300	540	1,2	150	200	6

A experiência regional neste tipo de solo indica que os valores típicos do pré-esforço que podem ser usados no solo residual do Porto rondam os 600 kN para camadas com N_{SPT} dos 20 aos 30 o que está de acordo com os valores usados no projecto.

Como é óbvio, na maioria das situações o ideal seria que as ancoragens fossem horizontais, mas devido a problemas relacionadas com a execução do furo e a introdução das caldas de selagem tornam-se inadequadas inclinações inferiores a 15°. Usualmente as inclinações variam entre os 20° e os 45°, dependendo da profundidade das camadas com melhores características mecânicas, onde será instalado o bolbo.

Neste caso, o uso de inclinações próximo do limite superior deriva de dois factores: por um lado a presença de estruturas enterradas nas imediações (estrutura enterrada da Casa da Música), por outro lado devido ao facto do estrato (camada G3) onde as ancoragens podem ser seladas se encontrar a uma profundidade bastante abaixo da estabelecida para as cabeças, especialmente nas ancoragens do 1º nível.

Alguns requisitos devem ser contemplados na colocação das ancoragens para que tenham a resistência apropriada e não danifiquem as estruturas vizinhas. De acordo com Littlejohn (1972) e Ostermayer (1976) (citados em Matos Fernandes, 1990) terão de ser cumpridos os seguintes requisitos:

- os bolbos de selagem devem ser alojados fora da cunha activa do solo suportado pela cortina ancorada;
- a profundidade das zonas de selagem abaixo da superfície do terreno e das fundações de edifícios vizinhos deve ser maior do que, respectivamente, 5 a 6 m e 3 m, devido às elevadas pressões de injeção que são usadas para amarração do bolbo de selagem ao maciço;
- o afastamento mínimo entre bolbos de selagem deverá ser da ordem de 1,5 m, de modo a minimizar a interferência recíproca entre ancoragens, logo eventuais reduções na respectiva capacidade resistente;
- o comprimento livre não deve ser inferior a 5 a 6 m de modo que as tensões associadas à força dirigida para a escavação aplicada na extremidade anterior do bolbo de selagem se degradem no interior do maciço sem ocasionar significativos incrementos nas pressões sobre a cortina;

- os comprimentos de bolbo inferiores a 3 m não são aconselháveis; o valor final depende da capacidade de carga desejável na ancoragem.

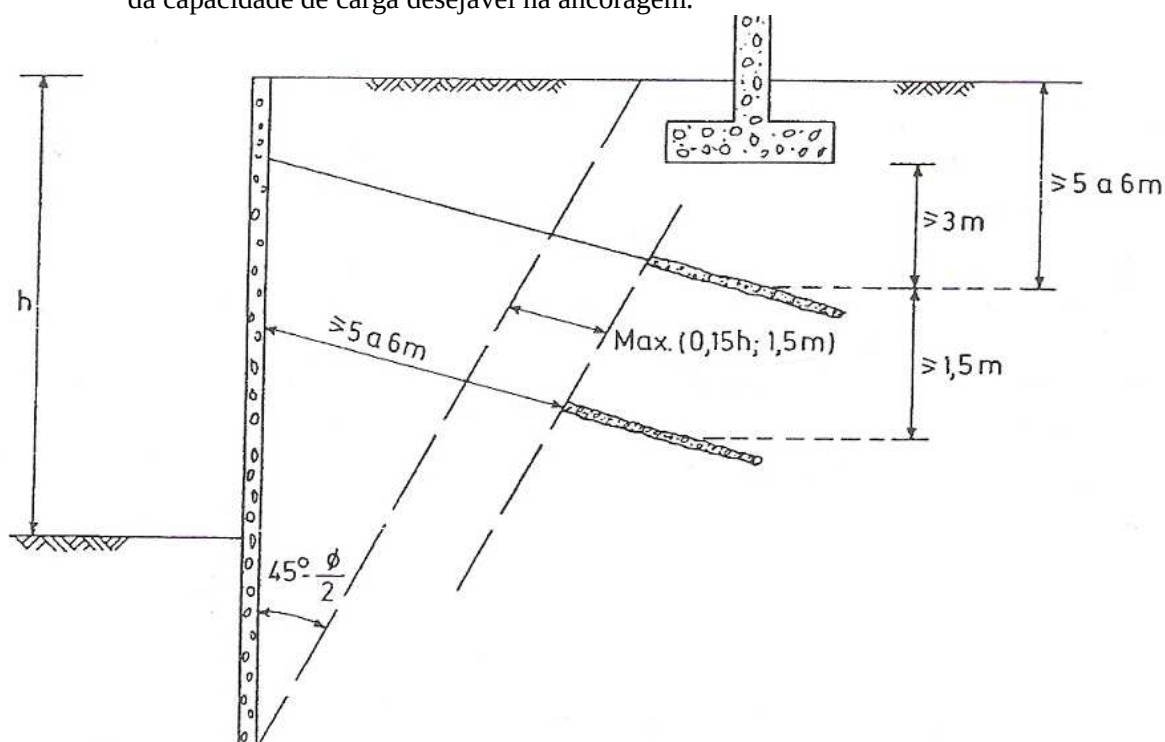


Fig.4.4 – Condicionismos a respeitar na localização de ancoragens pré-esforçadas (Matos Fernandes, 1990)

Em muitos casos, neste tipo de estrutura de suporte, é pequena a altura enterrada da cortina, ou esta é descontínua abaixo do nível da escavação. Por isso, a estrutura é projectada de modo que as ancoragens equilibrem a totalidade das pressões do maciço suportado.

Naturalmente, o somatório do pré-esforço útil nas ancoragens será estimado como sendo igual à resultante dos impulsos aplicados na cortina, logo será sempre a fase com uma maior altura de escavação, que corresponderá ao maior impulso sobre a cortina. Quanto à distribuição desse pré-esforço pelos vários níveis, ela pode ser feita, em primeira análise, com base na resultante do diagrama de impulsos na área de influência de cada nível de ancoragens.

O nível de ancoragens é igual ao nº de pisos, para haver uma substituição gradual das forças correspondentes à medida que se constroem as lajes.

Neste caso serão usados três níveis de ancoragens. Sempre que possível, deve-se ter cuidado para que as ancoragens não sejam colocadas à cota dos níveis dos pisos, pois por razões construtivas a construção da laje seria dificultada se tivesse que ser construída ao nível da cabeça da ancoragem.

Através de alguns trabalhos de Terzaghi ficou provado que não era possível desenvolver uma teoria para o cálculo de impulsos em estruturas de contenção flexíveis, pelo facto de dependerem de factores como as deformações permitidas pelo sistema de suporte, rigidez da cortina de contenção, etc., tratando-se assim de um problema de interacção solo-estrutura.

Na prática, o uso de envolventes para as pressões no solo (muitas vezes referidas como diagramas de pressão aparente) fornece um meio eficaz para uma aproximação inicial e, por vezes, um dimensionamento final de paredes ancoradas. Estes diagramas foram desenvolvidos por Terzaghi e

Peck (1967) e Peck (1969) e representam uma envolvente de pressões sobre escavações escoradas. Os diagramas de pressão foram obtidos através de medições de esforços em escoras. No entanto, esses diagramas de pressões de solo envolventes ou aparentes não eram destinados a representar a real distribuição das pressões de terra que actuam sobre o sistema, mas, ao invés, eles constituíam pressões hipotéticas; seriam então uma base a partir da qual poderiam ser calculadas, de forma conservativa, as cargas aproximadas nas escoras.

Nas cortinas ancoradas, as pressões de terra são consequência do nível de pré-esforço aplicado nas ancoragens e da evolução com o faseamento construtivo. Os diagramas de Terzaghi e Peck podem ser utilizados como estimativa do pré-esforço a utilizar.

Os diagramas de pressões aparentes resultantes de diversas observações em obra foram resumidos e analisados por Terzaghi e Peck, sendo que para areias correspondem a um impulso 30% superior ao impulso activo do solo.

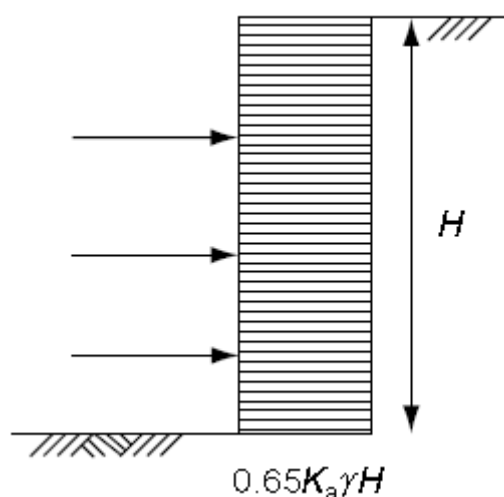


Fig.4.5 – Diagrama de pressões aparentes de Terzaghi e Peck para areias

O coeficiente impulso activo é calculado usando a expressão de Rankine:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad (4.6)$$

Sendo então o impulso devido às terras dado por:

$$I_h = 0.65 \times K_a \times \gamma \times H \times H \quad (4.7)$$

O peso dos edifícios é tido em conta como uma carga distribuída a uma certa distância da parede de suporte. Os edifícios foram contabilizados como tendo uma carga de 10 kN/m² por piso, sendo a tipologia de edifícios presentes essencialmente de 6 pisos o que corresponde a uma sobrecarga de 60 kN/m².

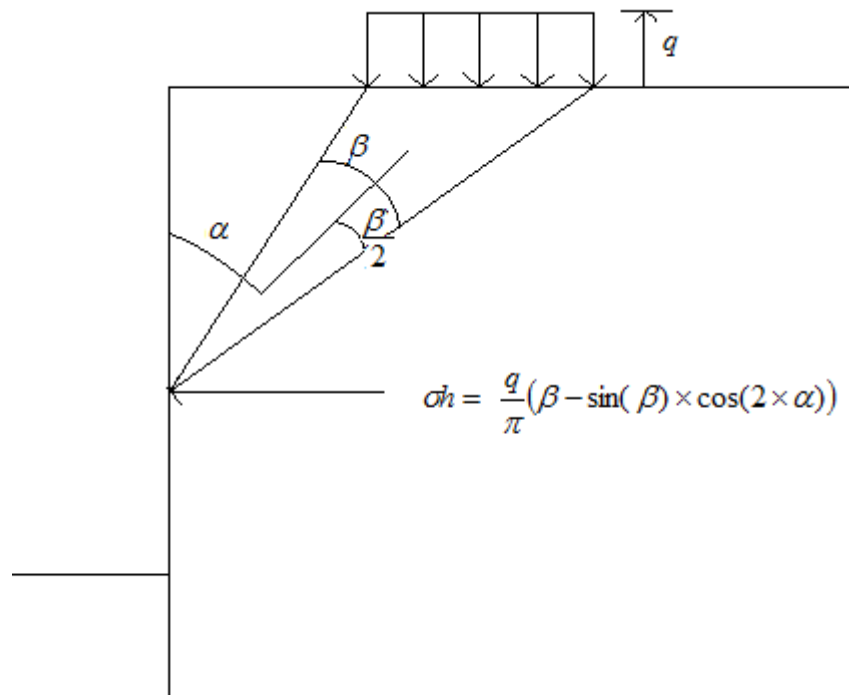


Fig.4.6 – Impulsos horizontais provocados por cargas distribuídas

Sendo o impulso dado por:

$$I_h = \int \sigma_h = \int \frac{q}{\pi} (\beta - \sin(\beta) \times \cos(2 \times \alpha)) \quad (4.8)$$

No diagrama das pressões que actuam dever-se-á considerar o efeito da sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do terreno. Essa consideração consegue-se colocando um diagrama rectangular ao longo de toda a profundidade da escavação, definido por uma pressão de valor $K_a \times q$, em que “q” é a grandeza da sobrecarga e K_a o coeficiente de impulso activo. Tendo em conta que as estruturas de suporte flexível implicam, geralmente, impulsos superiores ao activo, é normal, quando se está perante solos arenosos, considerar um coeficiente de impulso mais elevado, tal como se fez para as terras.

O coeficiente de impulso adoptado será, em conformidade com o que se concluiu atrás, de 30% superior ao impulso activo:

$$I_h = 1,3 \times K_a \times q \times H \quad (4.9)$$

O somatório dos impulsos para cada zona tipo é apresentado no quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Impulsos sobre a cortina

Zona	Tipo	Espessura (m)	K_a	Impulso de terras (kN/m)	Impulso sobrecarga (kN/m)	Impulso edifícios (kN/m)	Impulso total (kN/m)
Tipo 1	G4	5,50	0,41	253	29		
	G3	4,20	0,36	182	20		
	G2						
	G1					61,56	545
Tipo 2	G4	6,20	0,41	286	33		
	G3	3,50	0,36	151	16		
	G2						
	G1						486
Tipo 3	G4	5,00	0,41	226	26		
	G3	4,50	0,36	191	21		
	G2						
	G1						464
Tipo 4	G4	5,00	0,41	179	19		
	G3	4,50	0,36	323	32		
	G2						
	G1					43,85	598
Tipo 5	G4	3,60	0,41	159	16		
	G3	6,90	0,36	371	36		
	G2						
	G1						582
Tipo 6	G4	2,70	0,41	127	14		
	G3	5,70	0,36	252	27		
	G2	1,50	0,33	63	7		
	G1						489
Tipo 7	G4	0,80	0,41	38	4		
	G3	1,00	0,36	44	5		
	G2	2,80	0,33	120	12		
	G1	5,30	0,31	220	21		464

Quadro 4.4 – Impulsos sobre a cortina (continuação)

Zona	Tipo	Espessura (m)	K_a	Impulso de terras (kN/m)	Impulso sobrecarga (kN/m)	Impulso edifícios (kN/m)	Impulso total (kN/m)
Tipo 8	G4	1,10	0,41	6	5		
	G3	4,90	0,36	23	19		
	G2	3,90	0,33	17	15		
	G1						481

Considerando que a distribuição dos impulsos será uniforme por todas ancoragens numa determinada secção e que o espaçamento horizontal (S_h) entre as ancoragens vai ser igual 3 m, pode-se obter as seguintes expressões:

$$I_h \times S_h = m \times T_a \times \cos \alpha \quad (4.10)$$

$$T_a = \frac{I_h \times S_h}{m \times \cos \alpha} \quad (4.11)$$

Nesta expressão I_h corresponde ao impulso horizontal total sobre a cortina, sendo m o número de níveis de ancoragens que equilibram esse impulso. Para considerar apenas a parte horizontal da contribuição da ancoragem deve-se ter em conta a sua inclinação (α).

No quadro 4.5 indicam-se os valores que conduziram ao estabelecimento dos pré-esforços das ancoragens para as diversas zonas consideradas. Neste quadro encontram-se indicados, para cada nível de ancoragens, o impulso horizontal (I_h), a inclinação das ancoragens com a horizontal (α), o seu espaçamento horizontal (S_h) e o pré-esforço a aplicar (T_p).

Quadro 4.5 – Valores de pré-esforço

Zona	Nível	I_h (kN/m)	S_h (m)	α (°)	T_a (kN)	T_t (kN)	T_p (kN)
Tipo 1	1	545	3	30	603	503	600
	2	545	3	25	603	503	600
	3	545	3	20	603	503	600
Tipo 2	1	486	3	30	538	448	450
	2	486	3	25	538	448	450
	3	486	3	20	538	448	450
Tipo 3	1	463	3	30	513	427	450
	2	463	3	25	513	427	450
	3	463	3	20	513	427	450

Quadro 4.5 – Valores de pré-esforço (continuação)

Zona	Nível	I_h (kN/m)	S_h (m)	α (°)	T_a (kN)	T_t (kN)	T_p (kN)
Tipo 4	1	597	3	35	716	597	600
	2	597	3	35	716	597	600
	3	597	3	30	716	597	600
Tipo 5	1	582	3	35	711	592	600
	2	582	3	35	711	592	600
	3	582	3	35	711	592	600
Tipo 6	1	489	3	45	519	432	300
	2	489	3	45	519	432	300
	3	489	3	45	519	432	300
	4	489	3	45	519	432	300
Tipo 7	1	464	3	35	567	472	500
	2	464	3	35	567	472	500
	3	464,	3	35	567	472	500
Tipo 8	1	481	3	35	587	489	500
	2	481	3	35	587	489	500
	3	481	3	35	587	489	500

No perfil tipo 6, por limitação do comprimento do bolbo devido à proximidade da Casa da Música, limita-se o pré-esforço a 300 kN.

O valor de pré-esforço obtido serve como valor de referência. No capítulo 5 será feito um estudo paramétrico sobre a influência do pré-esforço no desempenho da cortina e os valores que devem ser efectivamente aplicados.

5

ANÁLISE DA ESCAVAÇÃO COM UM MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

5.1. ASPECTOS GERAIS

A experiência mostra que a estabilidade de uma escavação pode ser avaliada de uma forma bastante aproximada através de análises de equilíbrio limite. As deformações, no entanto, são bastante mais difíceis de prever. O recurso a modelos por elementos finitos começa assim a ser frequente para esse propósito, particularmente quando o conhecimento dos movimentos é importante para o bom desempenho da obra.

O dimensionamento das estruturas de contenção terá que ter em conta o seu funcionamento durante a construção e durante a fase definitiva, pois os esforços actuantes na estrutura e os seus deslocamentos vão evoluindo. Assim, os métodos de cálculo devem ter em atenção estes aspectos.

Os métodos de cálculo utilizados podem ser de maior ou menor grau de complexidade. Embora possam adoptar-se modelos simples, é importante a utilização de métodos que respeitem as condições de equilíbrio e de compatibilidade. Estes modelos devem permitir a determinação dos esforços necessários ao dimensionamento dos elementos de apoio e da própria cortina.

Os deslocamentos associados, obtidos a partir do cálculo, servem como elementos de controlo durante o processo de construção, que deverá integrar sempre um sistema de observação.

Antes da aplicação do método elementos finitos a estimativa dos movimentos era apenas feita essencialmente a partir de observações efectuadas em obras semelhantes, em solos do mesmo tipo. Por tal processo, contudo, as previsões tornavam-se extremamente falíveis.

Durante as últimas décadas, a aplicação de modelos computacionais baseados no método dos elementos finitos (MEF) ao estudo das escavações suportadas por estruturas flexíveis, traduziu-se num considerável incremento na capacidade de previsão do comportamento das obras geotécnicas.

O método dos elementos finitos é actualmente uma das ferramentas numéricas mais versáteis para análise de problemas de interacção solo-estrutura. Permite modelar de forma realista o comportamento mecânico da estrutura e do solo, considerando as características físicas e mecânicas da estrutura e do maciço, nomeadamente a geometria e os parâmetros de resistência e deformabilidade; além disso, possibilita a modelação de deslocamentos relativos entre os diferentes componentes do sistema, condições de contorno complexas, carregamentos estáticos ou dinâmicos, procedimentos de escavação ou aterros incrementais, etc.

Na solução de um problema pelo MEF divide-se o domínio do problema em elementos, que possuem comportamento facilmente definido em função da sua geometria e propriedades. Os elementos são

ligados apenas em alguns pontos (pontos nodais) através dos quais interagem entre si. Com este método, pode-se analisar uma geometria complexa e, além disso, cada elemento pode ter propriedades próprias (o que é particularmente relevante no caso de meios heterogéneos). O MEF é utilizado em problemas não lineares (elasticidade não linear e plasticidade) e dependentes do tempo (viscosidade e consolidação).

O facto de o aspecto condicionante do comportamento das estruturas de contenção flexíveis ser, muitas vezes, a limitação dos deslocamentos no terreno e estruturas vizinhas, torna o recurso a métodos de análise tensão-deformação, tal como o método dos elementos finitos, vantajoso pois permite nomeadamente a previsão dos deslocamentos e a eventual correcção da solução de contenção com objectivo de os manter aceitáveis.

A sequência típica usada para a modelação de um problema de escavação em elementos finitos é a seguinte:

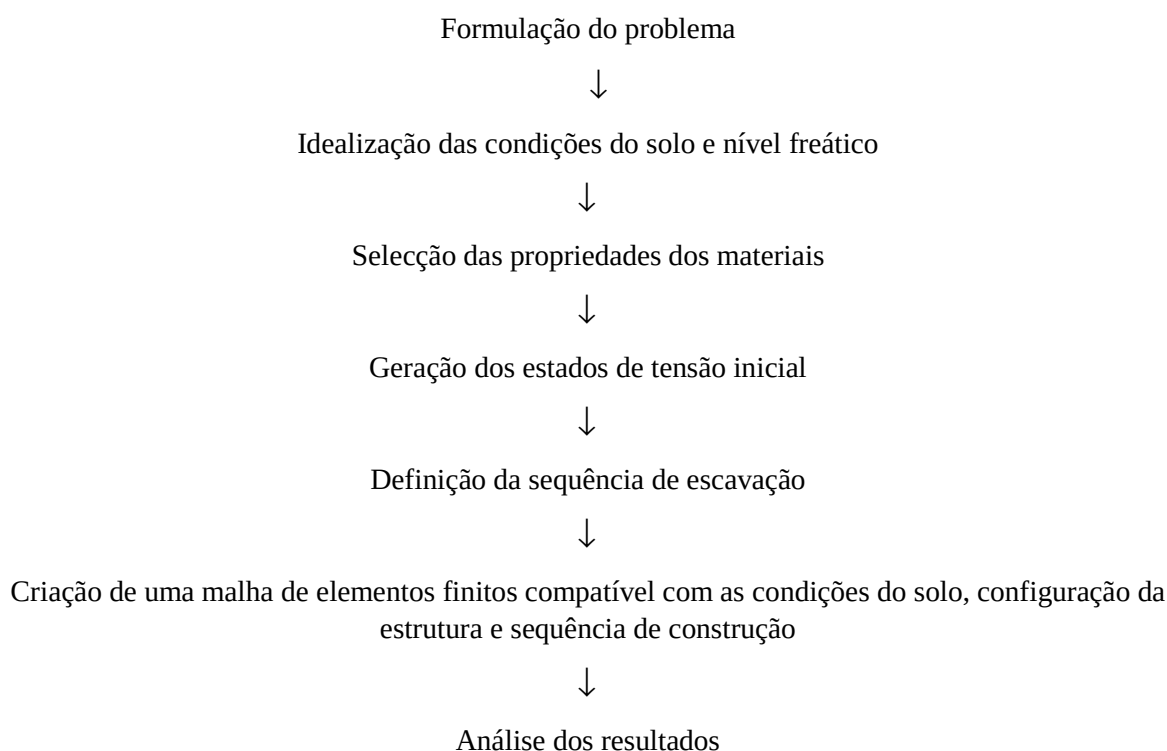


Fig.5.1 - Sequencia típica de procedimento para uma análise por elementos finitos

Uma modelação numérica em elementos finitos de escavações com ancoragens deverá ser capaz de simular os seguintes aspectos do sistema de escavação e suporte:

- a heterogeneidade e a não linearidade do comportamento dos solos;
- o comportamento estrutural da cortina e do sistema de suporte;
- o processo construtivo de escavação e do sistema de suporte;
- interacção solo-estrutura.

A grande flexibilidade da contenção na fase provisória torna indispensável, na determinação dos impulsos, a consideração da interacção solo-estrutura. De facto, a não consideração dessa mesma interacção, ou seja, a aceitação da hipótese de uma parede infinitamente rígida, conduziria a esforços

na parede superiores aos reais e, dos pontos de vista estrutural e económico, a solução poderia ser inviável.

Um factor importante numa boa simulação numérica por elementos finitos é conseguir modelar razoavelmente bem as actividades que acontecem durante a construção. Para além disso, há vários outros factores importantes que têm impacto nos resultados, como por exemplo: o modelo constitutivo e o valor dos respectivos parâmetros, as dimensões do problema e o estado de tensão inicial. É necessária uma avaliação cuidadosa dos factores atrás referidos, especialmente quando se simula numericamente projectos de escavação, de modo a se obter resultados adequados.

O programa de cálculo usado foi o PLAXIS versão 8 desenvolvido pela Delft University of Technology; este é um programa comercial bastante usado para a análise de escavações.

5.2. DESCRIÇÃO DO MODELO

Foi usado um modelo de deformação plana, já que se considera que a estrutura e as solicitações podem ser representadas através de uma única secção que se repete indefinidamente, permitindo deslocamentos apenas no plano dessa secção.

Ao fazer uma análise em 2D ao invés de 3D neste tipo de sistema de contenção flexível existe um efeito que é subavaliado: o fenómeno da transferência de pressão no solo chamado de efeito de arco. Estudos têm demonstrado que esse fenómeno pode ter um efeito significativo sobre a distribuição das pressões de terra e nas resultantes das forças de corte e momentos flectores. Terzaghi e Peck (1967) definem o efeito de arco da seguinte forma: “Quando uma parte da estrutura que suporta uma dada massa de solo se afasta desta, mantendo-se a restante na posição inicial, o solo adjacente à primeira tende a acompanhá-la. Ao movimento relativo no interior do solo opõe-se a resistência ao corte na zona de contacto da massa que tende a deslocar-se da remanescente, tentando mantê-la na posição inicial. Por esse motivo, as pressões de terras diminuem na parte da estrutura de suporte que se afastou e aumentam nas que se mantiverem imóveis (ou que se deslocam menos, ou, até, que se deslocam contra ao solo). É esta transferência de tensões que se designa por ‘efeito de arco’”.

Numa análise 2D não é possível entrar em conta com o efeito que o processo de usar painéis primários e secundários tem no desempenho da escavação. O uso desta técnica permite que sempre que se escava um painel este esteja lateralmente com apoio, o qual manterá a sua posição inicial, ao contrário da parte que está a ser escavada, onde haverá um alívio de tensões. Assim, este tipo de análise é conservativo em relação à 3D que teria em conta estes efeitos.

As malhas de elementos finitos são geradas automaticamente pelo PLAXIS, considerando as restrições impostas pela geometria do problema, ocorrência de diferentes materiais, posição do nível de água, etc. Os tipos de elementos finitos permitidos pelo programa são elementos triangulares de 6 ou 15 nós. Para o estudo numérico apresentado a seguir foi seleccionado o elemento triangular de 15 nós que permite uma adequada modelação do problema.

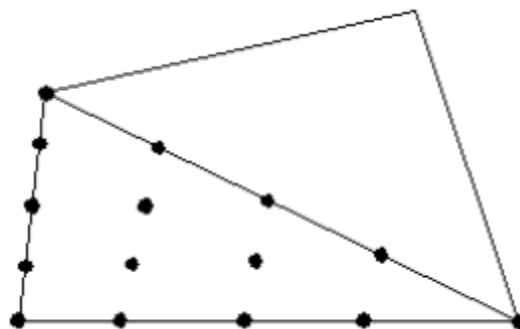


Fig.5.2 – Tipo de elementos usado e posicionamento dos 15 nós utilizados

As pressões de água foram modeladas considerando que acima do nível freático são nulas e abaixo deste aumentam linearmente com a profundidade; o nível freático encontra-se abaixo da base da escavação a uma profundidade média de 13 a 14 metros, não havendo assim pressões de água na cortina.

O estado de tensão inicial (procedimento K_0) é influenciado pelo peso do material e pela história da formação do maciço. O estado de tensão inicial é geralmente caracterizado pela tensão vertical σ'_v , e pela tensão horizontal σ'_h , dadas por:

$$\begin{aligned}\sigma'_v &= \gamma \times z \\ \sigma'_h &= K_0 \times \gamma \times z\end{aligned}\quad (5.1)$$

sendo que γ é o peso volúmico do solo, z a profundidade a que se verifica essa tensão e K_0 o coeficiente de impulso em repouso, para o qual se considerou um valor de $K_0=0,4$;

A geometria da escavação e faseamento construtivo é esquematicamente representado na Figura 5.3.

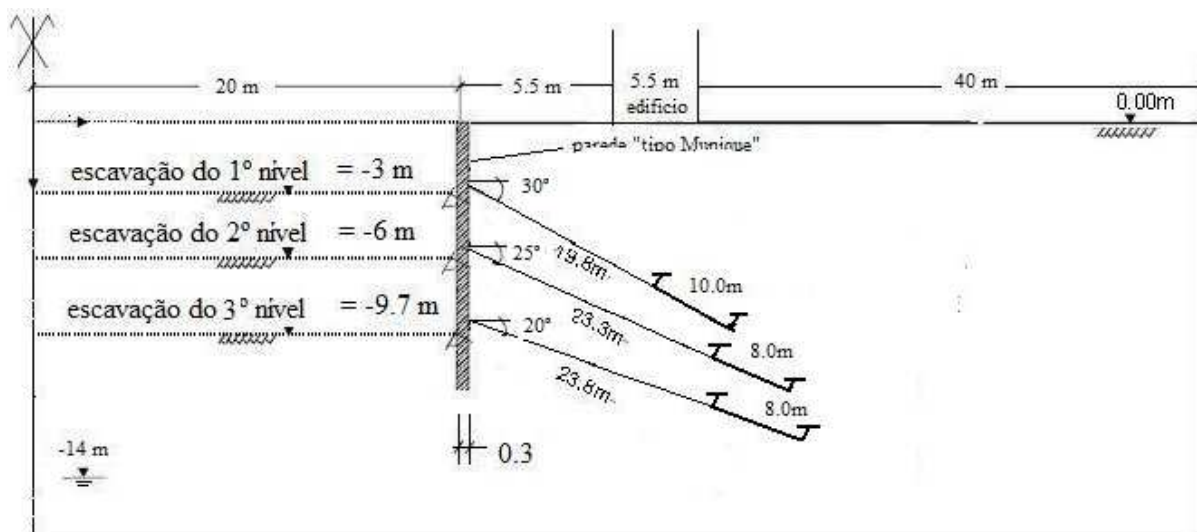


Fig.5.3 – Geometria da escavação do caso de estudo

As condições de fronteira da malha de elementos finitos foram assim definidas (Fig.5.4): na parte lateral da malha foram restringidos os movimentos laterais mas permitidos os verticais; no fundo da malha tanto os movimentos verticais como os horizontais foram impedidos.

A zona de influência de uma escavação estende-se lateralmente até uma distância da cortina cerca de 2 a 3 vezes a profundidade. Assim, para ter em conta essa largura de influência o domínio analisado foi o seguinte: largura = 60 m e profundidade = 30 m. A malha é constituída por cerca de 1800 elementos de 15 nós, que é refinada em áreas onde pode ser esperado elevado gradiente de tensões, nomeadamente perto da parede e ancoragens.

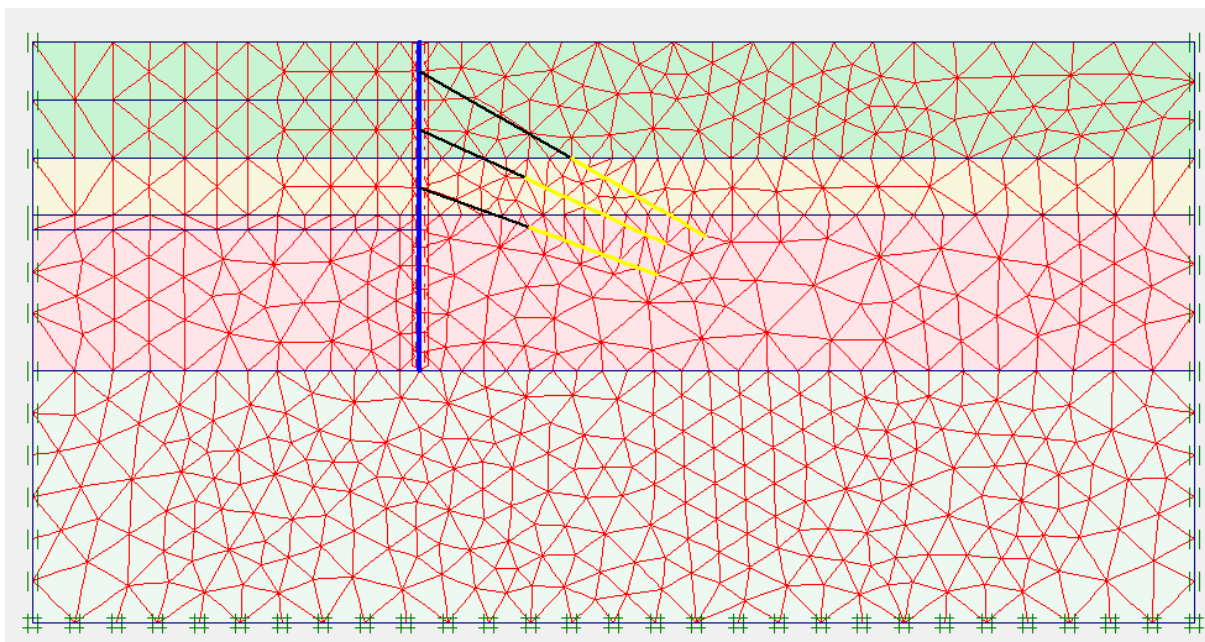


Fig.5.4 – Modelo elaborado através do programa Plaxis

Para modelar a escavação na sua totalidade foram simuladas sete fases:

- Fase 0- Geração do estado de tensão inicial
- Fase 1- Furação, instalação dos perfis de selagem e activação da sobrecarga;
- Fase 2- Escavação do 1º nível;
- Fase 3- Execução dos painéis do 1º nível; realização do pré-esforço das ancoragens;
- Fase 4- Escavação do 2º nível;
- Fase 5- Execução dos painéis do 2º nível, realização do pré-esforço das ancoragens;
- Fase 6- Escavação do 3º nível;
- Fase 7- Execução dos painéis do 3º nível, realização do pré-esforço das ancoragens;

Caso sejam necessários mais níveis de escavação, os passos serão os mesmos com a introdução de mais um nível de escavação e depois a execução dos painéis e o pré-esforço.

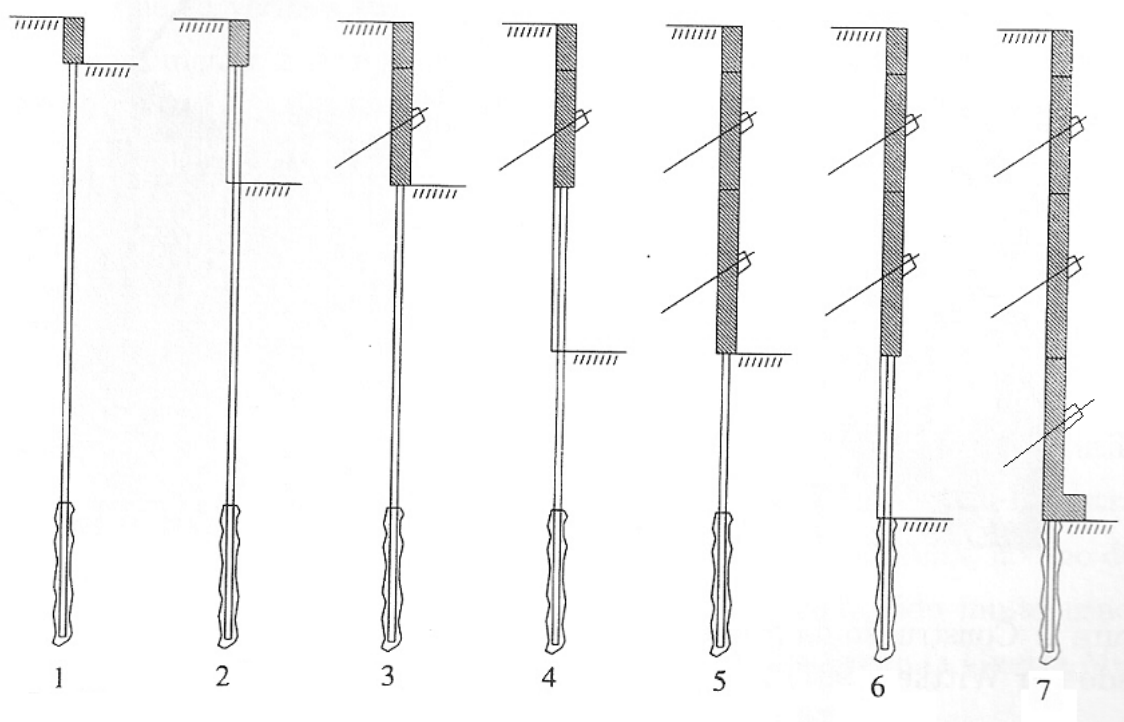


Fig.5.5 – Descrição esquemática do processo construtivo das estruturas de contenção tipo “Munique” (Guerra 1999)

A modelação das paredes “tipo Munique” apresenta a dificuldade de a própria parede variar ao longo das fases de construção, ao contrário das paredes moldadas ou estaca-prancha em que a cortina é introduzida na sua totalidade no início do processo construtivo. Nas paredes “tipo Munique” a estrutura vai sendo construída à medida que se vai desenvolvendo a escavação.

No PLAXIS a introdução dos diferentes elementos da escavação faz-se com recurso a quatro elementos tipo:

- solo e interface, onde são introduzidas as características dos diferentes estratos de solo e as características de interface desse estrato.
- barra, usados para modelar elementos estruturais com rigidez à flexão e axial significativas (paredes, perfis verticais);
- geogrelha, são elementos com rigidez axial, mas sem rigidez à flexão; estes elementos apenas resistem a forças de tracção (bolbo de ancoragem)
- ancoragens, são elementos com características de mola elástica com dois nós, com rigidez axial que permitem simular o comprimento livre das ancoragens.

Conforme pretende demonstrar a figura 5.6, constata-se que a contribuição para a rigidez à flexão é sobretudo devida à parede de betão armado, não tendo o perfil metálico, comparativamente, rigidez relevante, o que significa que os perfis verticais não contribuirão significativamente para a rigidez dos painéis, sendo a sua rigidez de flexão apenas importante nas fases de escavação em que são os únicos elementos de apoio do terreno. Assim, quando se simula o processo de construção dos painéis, a rigidez dos perfis verticais será desprezada.

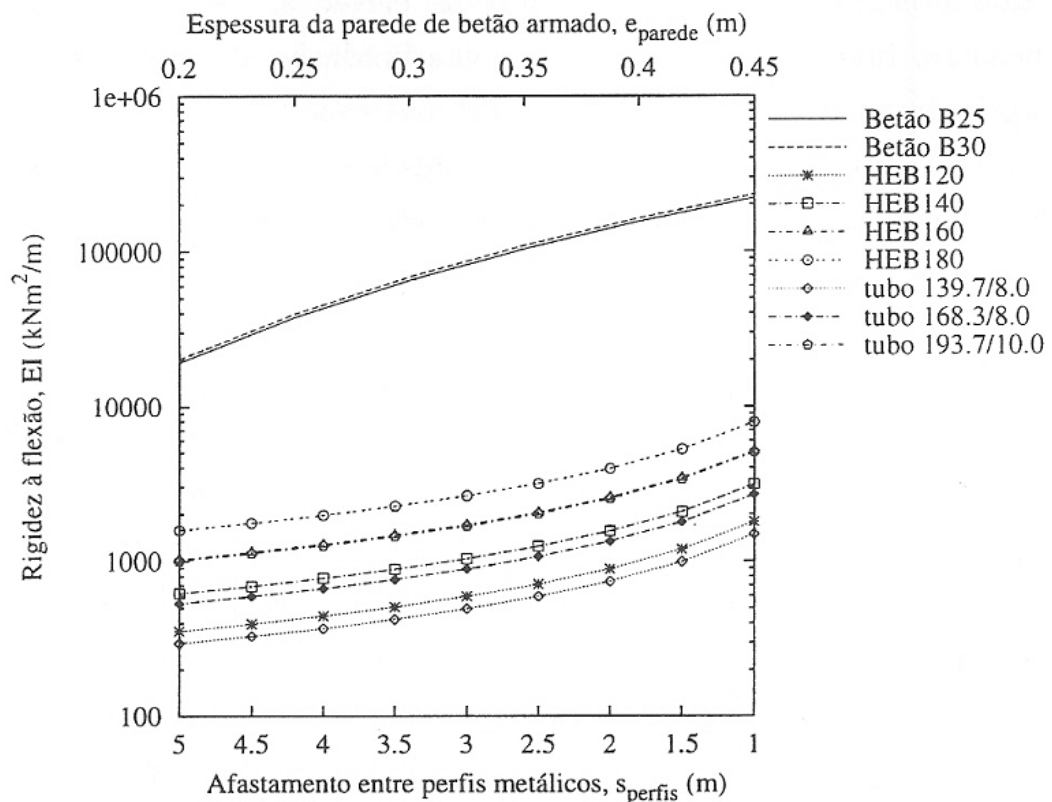


Fig.5.6 – Comparação entre a rigidez à flexão da secção de betão armado e a dos perfis metálicos verticais numa estrutura de contenção tipo "Munique" (Matos Fernandes,1990)

O modelo de comportamento do solo usado foi o de Mohr-Coulomb por ser o mais fácil de aplicar, tendo em conta os parâmetros que foi possível estimar. Os parâmetros necessários são os seguintes:

- módulo de deformabilidade, (E)
- coeficiente de Poisson, (ν)
- coesão efectiva, (c')
- ângulo de atrito efectivo, (ϕ')
- ângulo de dilatância, (Ψ)

Os parâmetros de base considerados para o solo nos diferentes estratos foram os seguintes:

Quadro 5.1 – Parâmetros do solo

Estrato	Ângulo de atrito de projecto ($^\circ$)	Coesão de projecto (MPa)	E (MPa)	ν	γ_{sat} (kN/m^3)	γ_{unsat} (kN/m^3)	K_0
G4	25	5	5	0,3	18	18	0,4
G3	28	5	8	0,3	19	19	0,4
G2	30	5	15	0,3	20	20	0,4
G1	32	10	20	0,3	21	21	0,4

Os painéis de betão são caracterizados através da rigidez à flexão ($E_b \times I$) e da rigidez axial ($E_b \times A$), sendo E_b o módulo de deformabilidade do betão e I e A o momento de inércia e área do painel respectivamente.

Os valores da EA e EI dizem respeito a uma rigidez por unidade de largura na direcção perpendicular ao plano; assim, a rigidez axial, EA, é dada por metro de largura e a rigidez da flexão, EI é dada por metro quadrado por metro de largura.

$E = 31000000 \text{ kPa}$
 $L = 1 \text{ m}$
 $EA = 31000000 \times 0.3 = 9300000 \text{ kN.m}$
 (5.2)

$d = \sqrt{12 \frac{67500}{9300000}} = 0.3$

$$EI = 31000000 \times \left(\frac{1 \times 0.3^3}{12} \right) = 67500 \text{ kN} / \text{m}^2 . \text{m}$$

Quadro 5.2 – Características dos painéis de betão

E (GPa)	ν	γ (kN/m ³)	I (m ⁴)	A (m ²)	EI (kN.m ²)	EA (kN.m)	Peso (kN/m)
31	0,2	25	0,00225	0,3	69750	9300000	7,5

Numa modelação em deformação plana, os perfis verticais são representados por elementos barra, que são colocados na 1ª fase e aos quais é atribuída uma rigidez igual à rigidez de um perfil dividida pelo espaçamento entre perfis.

Posteriormente, nas fases seguintes, procede-se a substituição dos perfis pelos elementos de barra correspondentes a parede de “Tipo Munique” e conforme se mostrou anteriormente não se considera a rigidez dos perfis para adicionar à rigidez da parede de “Tipo Munique” pois ela é de valor muito inferior.

Quadro 5.3 – Características dos perfis HEB 140

E (GPa)	ν	I (m ⁴)	A (m ²)	EI (kN.m ²)	EA (kN.m)	Peso (kN/m)
206	0,2	1509e-8	42,96e-4	1036	294992	0,11

Para o estabelecimento das características do sistema de ancoragem, dois conjuntos de dados são necessários: um da ancoragem e um do bolbo de selagem.

A propriedade mais importante na ancoragem é a rigidez axial. Essa rigidez é definida por ancoragem, e não dividida pelo espaçamento entre ancoragens no plano longitudinal, isto porque esse espaçamento é definido na introdução dos dados (L_s). Se o tipo de material seleccionado for elasto-plástico, uma força máxima na ancoragem, $F_{máx}$, deve ser introduzida tendo em conta o valor máximo de resistência da ancoragem, o qual depende do número de cordões definido no capítulo 4.

A modelação do pré-esforço das ancoragens é feita através da consideração de uma fase de construção.

Quadro 5.4 – Características das ancoragens (por fio)

E (GPa)	A (mm ²)	EA (kN)	Ls (m)	F _{máx}
200	700	140000	3	1169

Os elementos tipo geotêxtil são elementos elásticos e flexíveis, resistentes à tracção, sem rigidez à flexão e considerados os ideais para simular o bolbo de selagem. Neste caso, a única propriedade a definir é a rigidez axial elástica, EA.

Quadro 5.5 – Características dos elementos tipo geotêxtil (bolbo)

EA (kN.m)
100000

Para realizar os estudos de modelação no programa PLAXIS foi considerado o pré-esforço nas ancoragens por unidade de desenvolvimento longitudinal, isto é, uma força dividida por 3,0 m de espaçamento.

É aconselhável o uso de elementos de interface para emprego em problemas de interacção solo-estrutura envolvendo súbitas mudanças das condições de rigidez que possam levar a grandes variações nos valores de tensão e deformação não adequadamente reproduzidos por elementos planos convencionais; esta situação é tipicamente o que acontece na fronteira entre o solo e a parede de suporte.

Deverão ser usados elementos de interface na parede para simular a redução dos parâmetros resistentes ϕ' e c' devido a interacção parede-solo. O factor que no programa Plaxis atende a este efeito é o factor R_{inter} que foi tomado como 2/3. Assim na interface ter-se-á:

$$C'_{interface} = R_{inter} \times C'_{solo} \quad (5.3)$$

$$\tan(\phi'_{interface}) = R_{inter} \times \tan(\phi'_{solo}) \quad (5.4)$$

5.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE RELATIVAMENTE ÀS CARACTERÍSTICAS DOS TERRENOS

Para estudar a importância do valor de alguns parâmetros do terreno no comportamento da escavação, foram tomados como referência os parâmetros atrás referidos no quadro 5.1, que constituem o caso base e são os valores considerados no projecto. Analisou-se o efeito da variação do módulo de deformabilidade, da coesão e do ângulo de atrito parede-solo, no comportamento geral da escavação, ao nível dos deslocamentos, quer horizontais, quer de assentamentos à superfície.

Foi usado o perfil tipo 1 para este estudo pois é um dos perfis onde se encontra um edifício mais perto da escavação, podendo ser assim o mais condicionante. Foi usado o pré-esforço de 600 kN em todas as ancoragens.

Apresentam-se de seguida os deslocamentos horizontais da cortina e assentamentos à superfície para esse caso base.

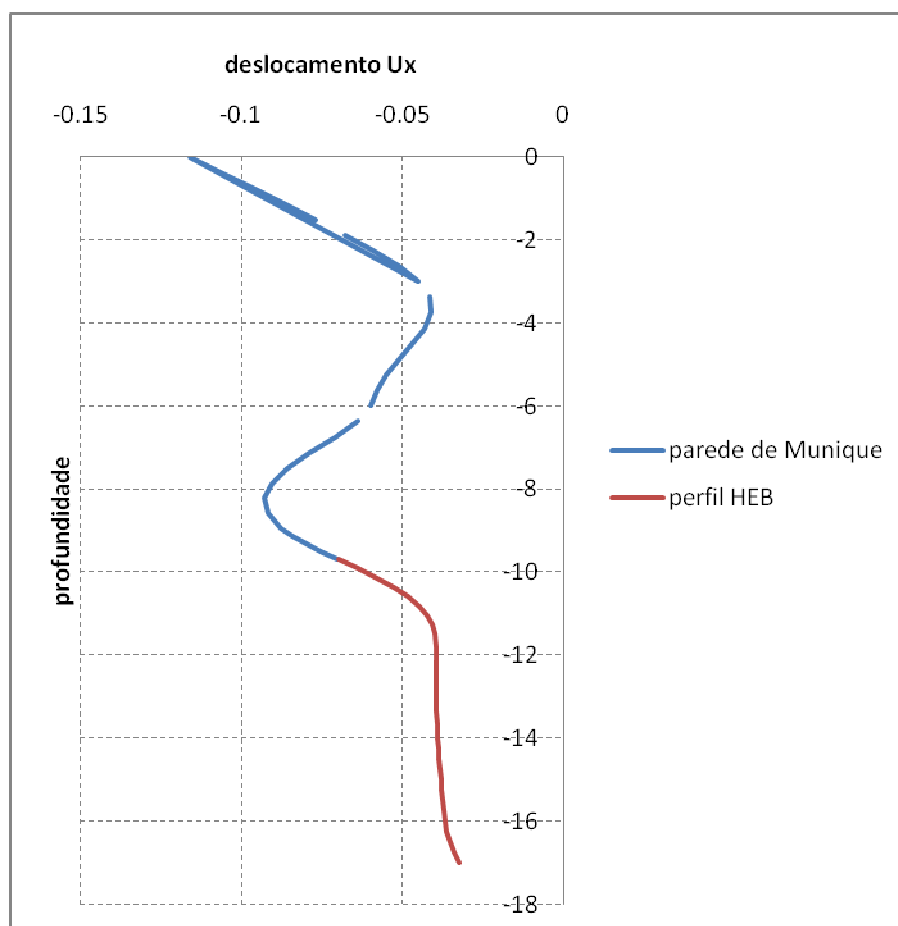


Fig.5.7 – Deslocamentos horizontais na cortina

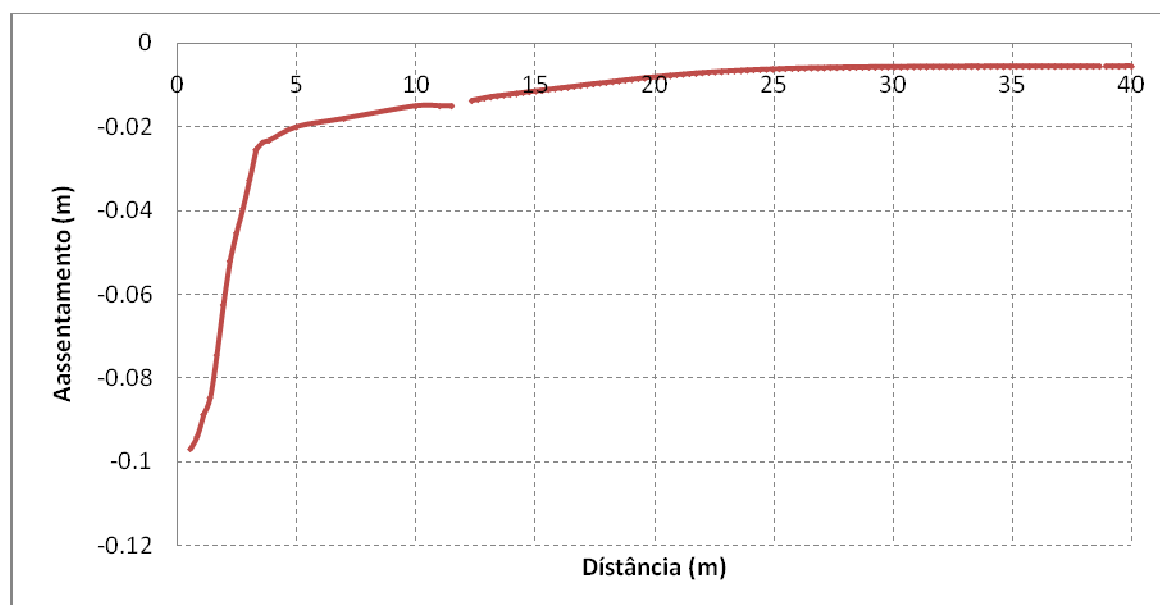


Fig.5.8 – Perfil de assentamentos à superfície

A análise das figuras permite concluir que os assentamentos do terreno suportado atingiram os 96 mm enquanto a cortina teve um deslocamento horizontal máximo de 115 mm.

A análise dos deslocamentos horizontais e perfil de assentamento permite identificar alguns aspectos típicos deste tipo de obras, que se abordam de seguida.

Os movimentos evoluem em profundidade, estando intrinsecamente dependentes das ancoragens, pelo que a grande percentagem dos deslocamentos durante as fases de escavação ocorre abaixo da cota da mesma. O deslocamento máximo ocorre perto da base da escavação, sendo inferior a 1% da profundidade atingida.

Em relação aos deslocamentos verticais da superfície é de assinalar que o perfil côncavo apresentado pela bacia de subsidência, é típico de algumas escavações. Hsieh e Ou (1998) concluíram, através da compilação de resultados da observação de um vasto número de obras, que existem dois tipos de padrões de assentamentos causados por escavações: (i) tipo consola, no qual o máximo assentamento ocorre muito perto da parede, e (ii) tipo côncavo, no qual o máximo assentamento ocorre a alguma distância da parede de apoio.

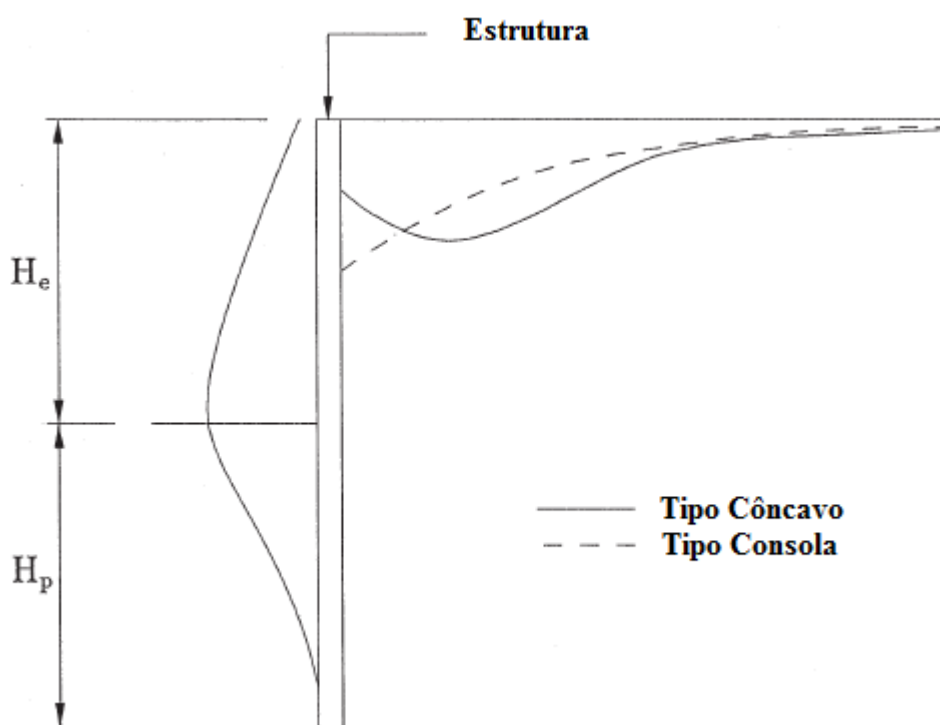


Fig.5.9 – Perfis de assentamento tipo consola e tipo côncavo (Hsieh e Ou 1998)

O perfil de assentamento tipo consola ocorre quando uma grande quantidade de deflexão ocorre na primeira fase de escavação quando a parede se encontra em consola. Após a fase inicial de escavação, a deformação adicional é travada pela instalação de apoios à medida que a escavação prossegue a maior profundidade. O perfil côncavo de assentamento reflecte um assentamento que se desenvolve quando os movimentos são mais em profundidade e é típico de escavações em que o pé da cortina apresenta boas condições de apoio, mobilizando-se elevadas tensões tangenciais entre esta e o maciço suportado.

Pode assim concluir-se que os deslocamentos verticais da superfície do terreno estão intimamente ligados a movimentos laterais da cortina após as fases de escavação.

- Parâmetro de estudo - rigidez do solo

Tal como referido no capítulo 2, os valores do módulo de deformabilidade (E) admitidos em projecto para o maciço foram relativamente conservativos tendo em conta as correlações existentes. Assim será importante estudar o efeito deste parâmetro no comportamento da escavação suportada por este tipo de estrutura flexível.

No quadro 5.6 apresenta-se os valores de E para o caso base e os valores de E obtidos pelas correlações propostas no capítulo 2 que se vão usar para estudar o efeito do módulo de deformabilidade nos deslocamentos do terreno e da cortina.

Quadro 5.6 – Características de deformabilidade

Estrato	E_{base} (MPa)	E_{estudo} (MPa)
G4	5	10
G3	8	16
G2	15	30
G1	20	40

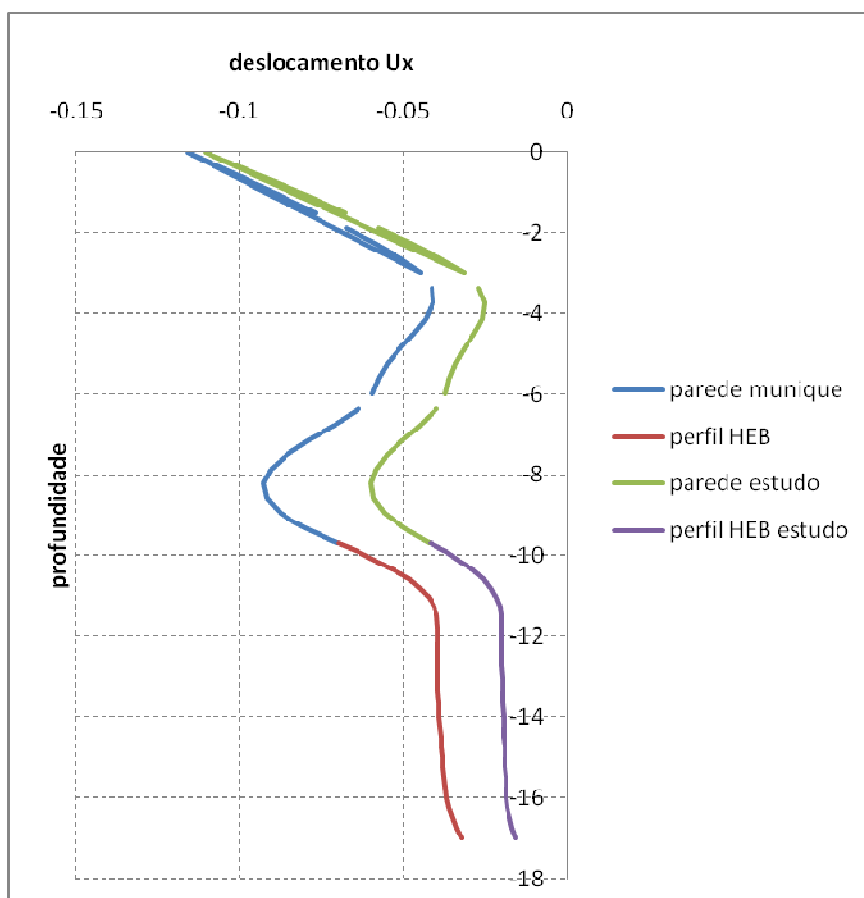


Fig.5.10 – Deslocamentos horizontais na cortina: - influência do módulo de deformabilidade do solo

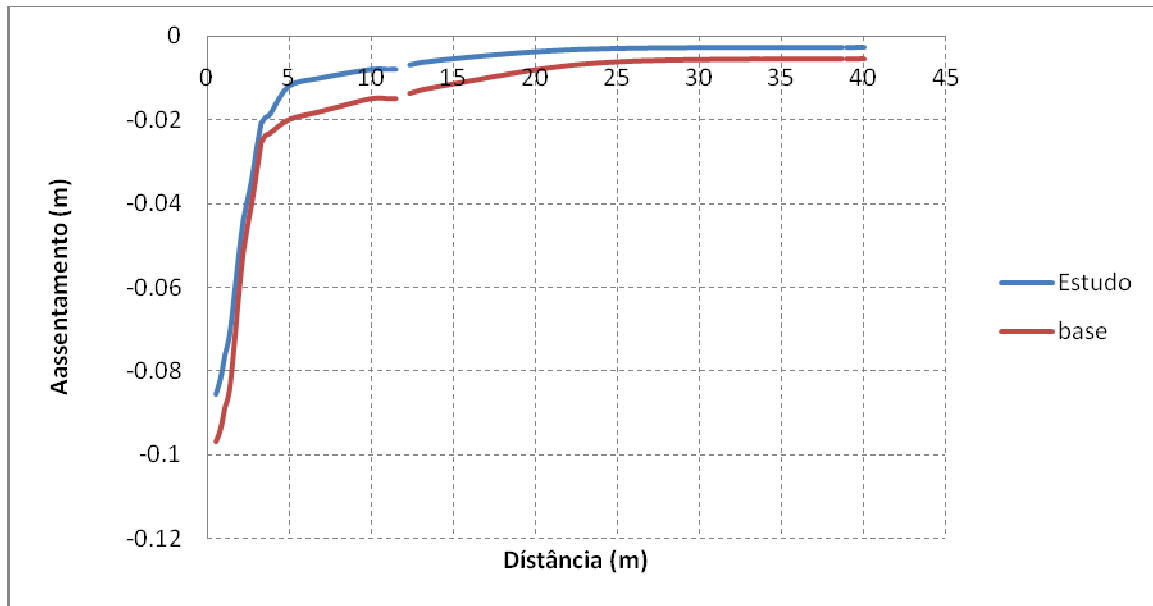


Fig.5.11 – Perfil de assentamento à superfície - influência do módulo de deformabilidade do solo

Do estudo paramétrico verifica-se que a variação da rigidez do solo influencia a resposta da estrutura, nomeadamente nos deslocamentos: da situação base em que o assentamento máximo é de 96 mm passa-se para 90 mm; também relativamente ao deslocamento horizontal na cortina se verifica uma diminuição de 115 mm para 105 mm no topo; mais importante é a diferença significativa que ocorre em profundidade, onde a redução é da ordem dos 30 a 40 mm.

- Parâmetro de estudo - coesão

Estudou-se também em que medida a alteração da coesão afecta o comportamento da contenção que, como se explicou no Capítulo 3, é um aspecto fundamental para a escolha deste tipo de solução de parede tipo “Munique”.

Como foi dito no Capítulo 2 a escolha da coesão foi baseada essencialmente na experiência, usando valores considerados habituais.

Quadro 5.7 – Características de coesão

Estrato	Coesão base (MPa)	Coesão estudo (MPa)
G4	5	10
G3	5	10
G2	5	10
G1	10	20

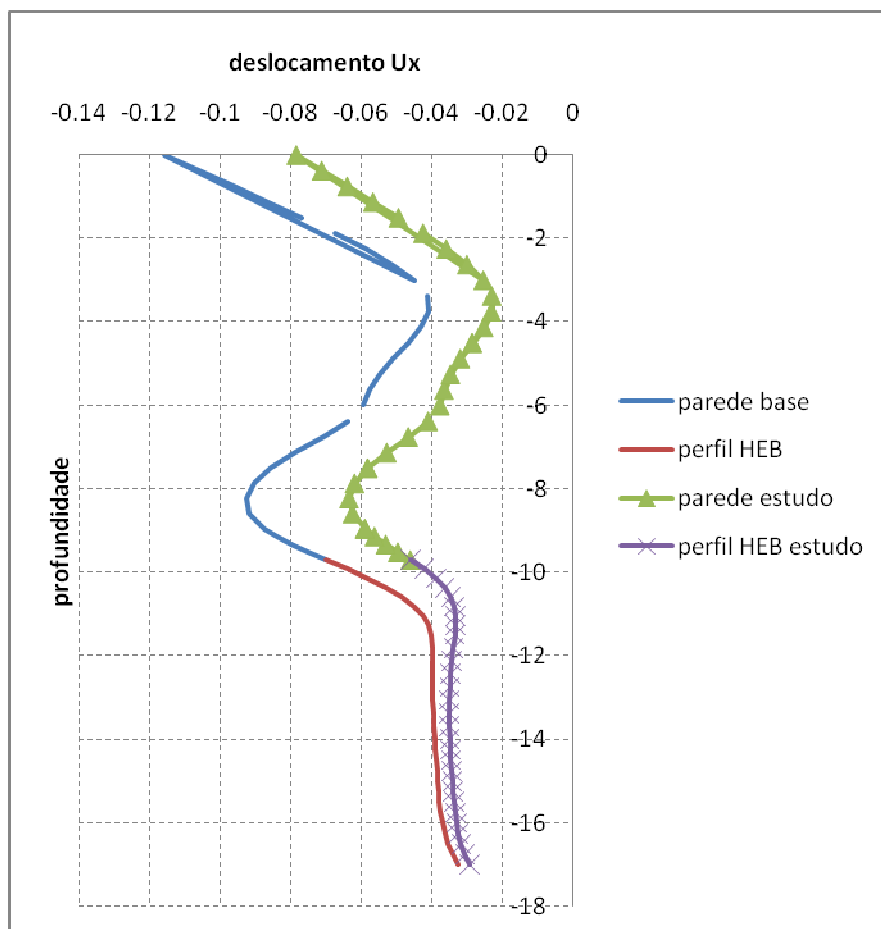


Fig.5.12 – Deslocamentos horizontais na cortina - influência da coesão

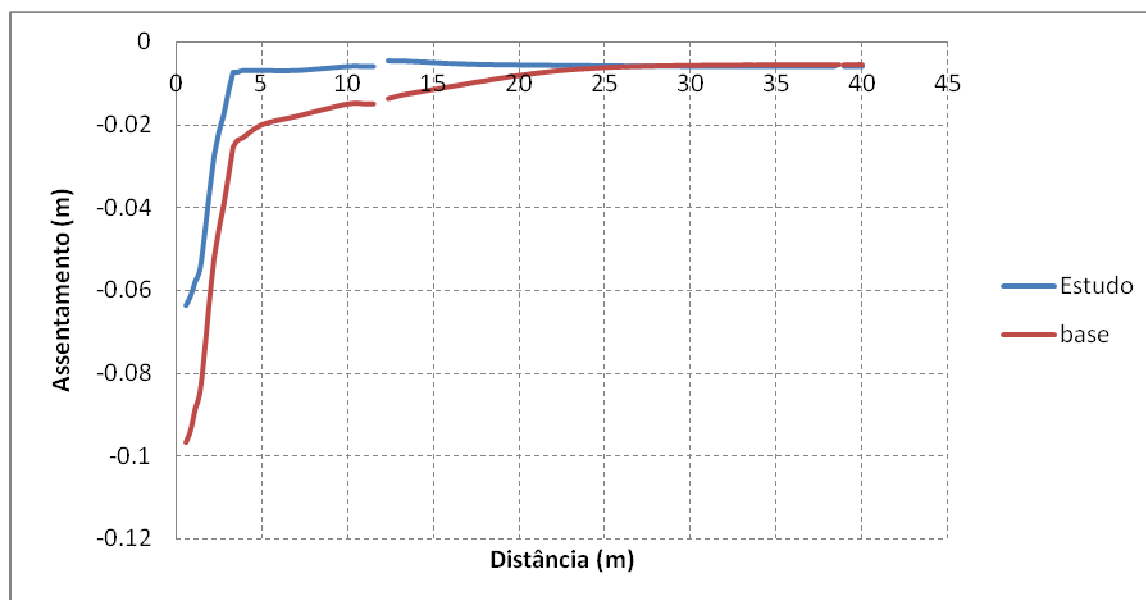


Fig.5.13 – Perfil de assentamento à superfície - influência da coesão

Com o aumento da coesão para o dobro da considerada em projecto, a melhoria que se obtém nos assentamentos é importante, passando o assentamento máximo para 64 mm. Também os deslocamentos horizontais da cortina são relativamente diferentes. Assim, a correcta avaliação deste parâmetro é muito importante, pois ele influencia consideravelmente os deslocamentos da escavação, pelo que deve ser determinado em fase de estudo geológico-geotécnico, por exemplo através da realização de ensaios triaxiais.

- -ângulo de atrito entre parede e o solo

Na análise base os elementos de interface foram considerados com o factor R_{inter} igual a 2/3. Para estudar o efeito deste factor na resposta da estrutura foi efectuada uma análise usando o valor 1/3.

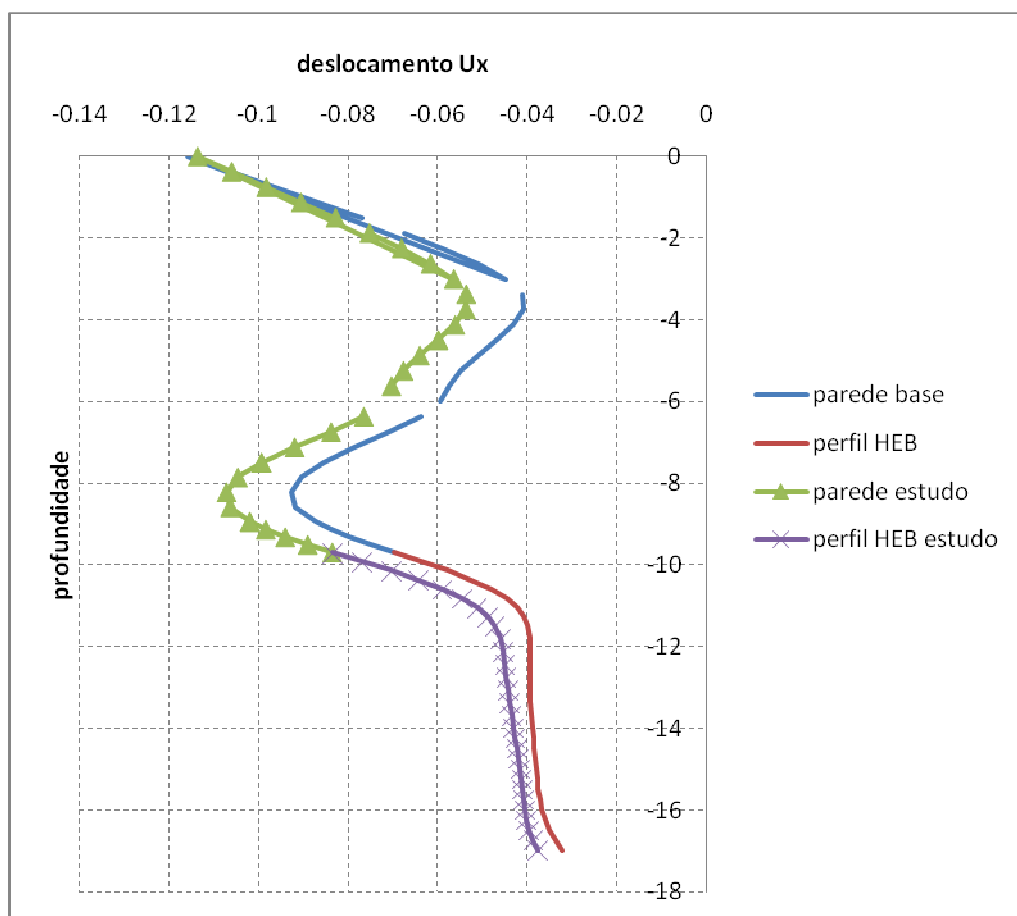


Fig.5.14 – Deslocamentos horizontais na cortina – influência do ângulo de atrito parede-solo

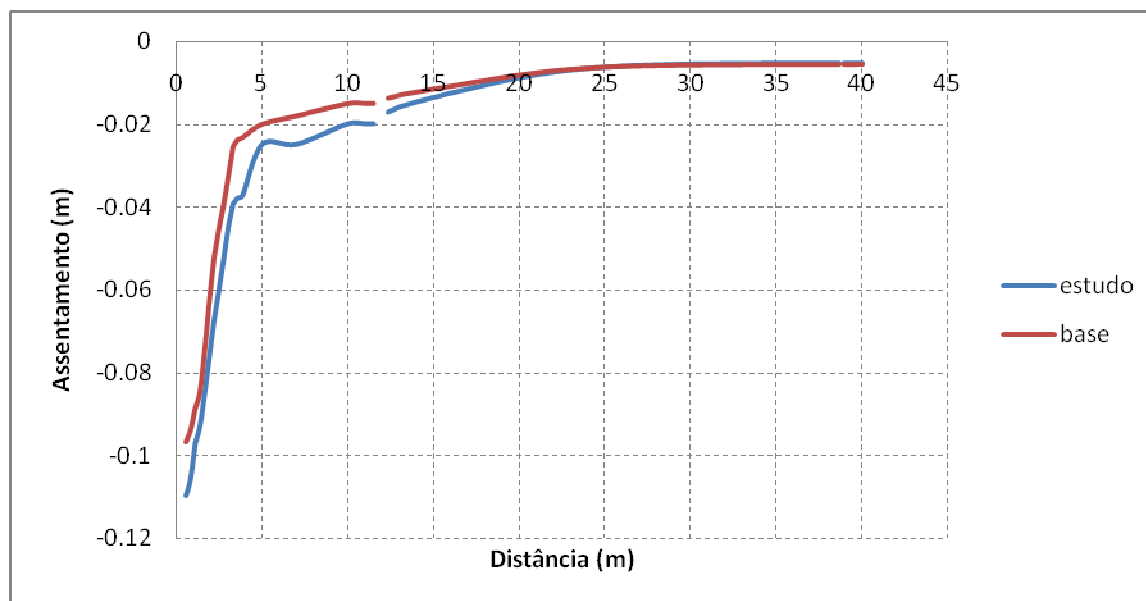


Fig.5.15 – Perfil de assentamento à superfície – influência do ângulo de atrito parede-solo

Nas figuras 5.14 e 5.15 observa-se que este factor também condiciona os deslocamentos, verificando-se que o assentamento passou de 96 mm para 115 mm, o que significa que o processo de betonagem tem de ser cuidadoso e tem que assegurar que se consegue mobilizar na realidade o valor de R_{inter} igual a $2/3$. A betonagem deve ser contra o terreno e não cofrada para evitar um grande alisamento da superfície da parede, o que diminui o ângulo de interface, influenciando negativamente o desempenho da cortina.

Da análise paramétrica fica claro que os deslocamentos dependem significativamente dos valores dos parâmetros do solo. Assim, é importante proceder à correcta caracterização do maciço, recorrendo inclusivamente a ensaios de laboratório, especialmente no que se refere aos parâmetros de deformabilidade que, por vezes, são estimados de uma forma pouco realista, o que pode influenciar significativamente a previsão dos deslocamentos.

Usando os valores que se denominaram de parâmetros de estudo, nas análises anteriores, para o módulo de deformabilidade (quadro 5.6) e para a coesão (quadro 5.7), e considerando R_{inter} igual a $2/3$, obteve-se os resultados que se representam nas figuras 5.16 e 5.17.

Nestas circunstâncias, as alterações dos perfis de deslocamentos, relativamente aos do cálculo base, são muito importantes. Quer os assentamentos na superfície, quer os deslocamentos horizontais da cortina são muito menores.

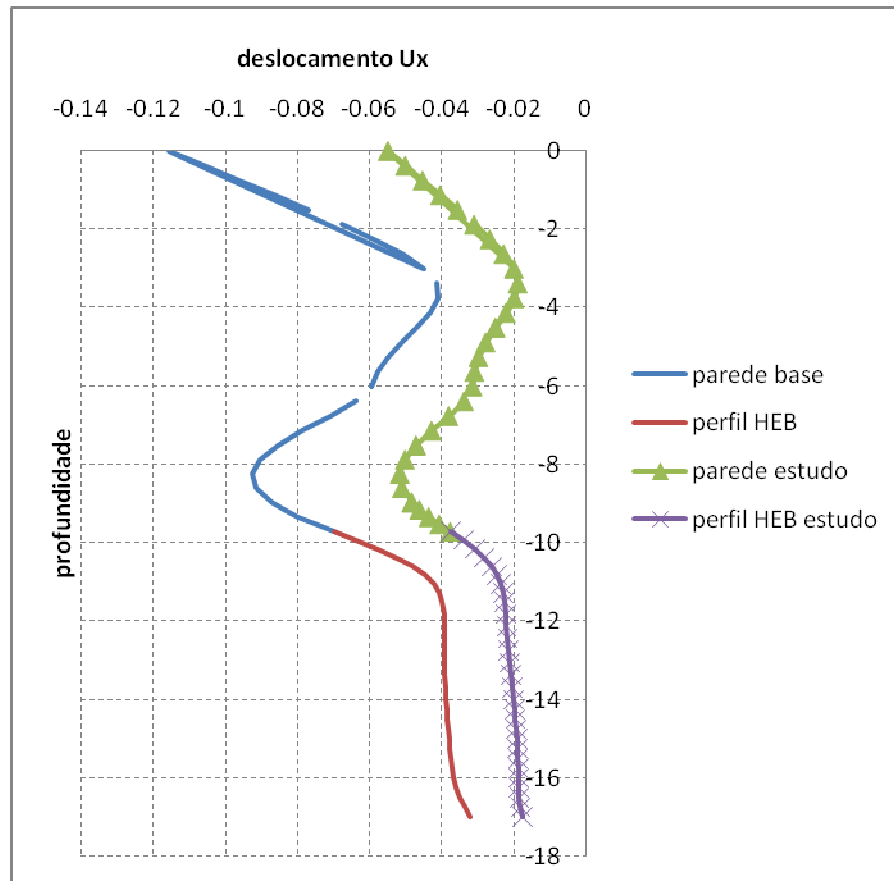


Fig.5.16 – Deslocamentos horizontais na cortina – análise conjunta

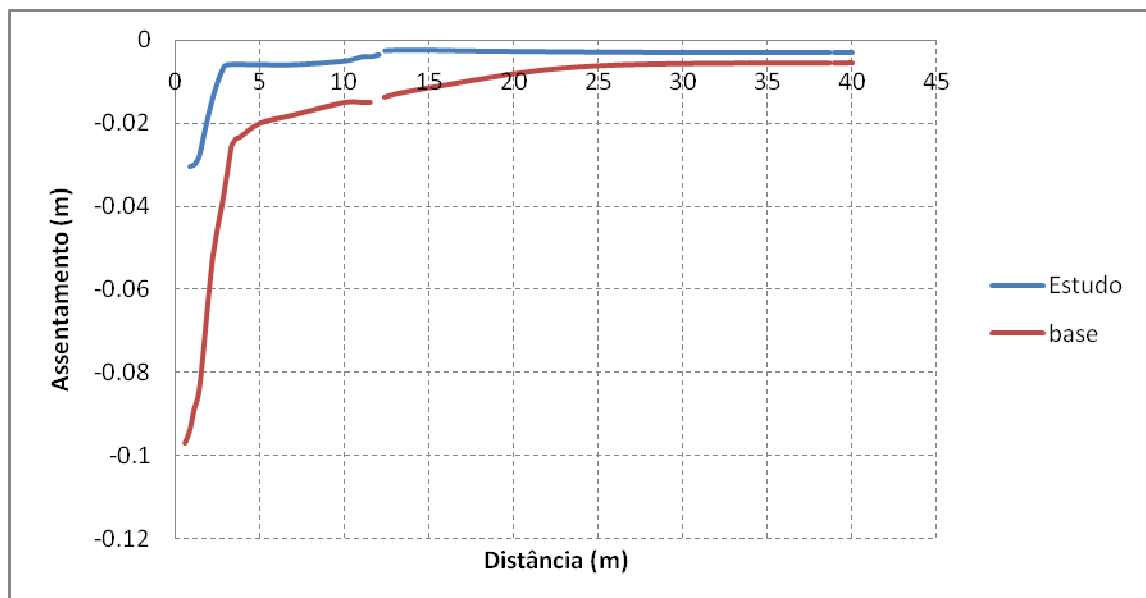


Fig.5.17 – Perfil de assentamento à superfície – análise conjunta

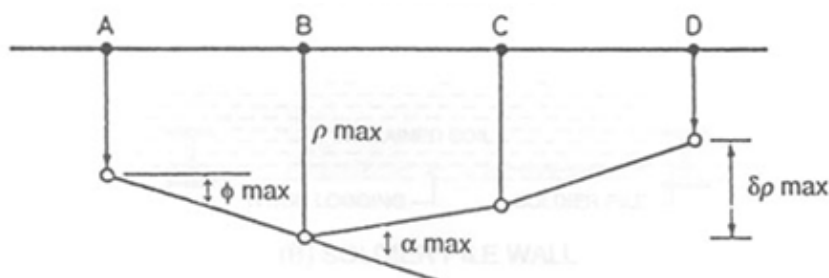
A construção de escavações acarreta, quase inevitavelmente, a ocorrência de movimentos na superfície do terreno. Assim, um requisito essencial no projecto deste tipo de estruturas diz respeito à verificação da capacidade das edificações aí localizadas de suportarem esses movimentos.

Este não é um requisito fácil de satisfazer, porque é difícil estabelecer os valores dos movimentos que causam danos em determinada estrutura, uma vez que estes últimos dependem da própria qualidade das construções, da sua especificidade e do seu tipo. É por isto que quase todos os métodos que relacionam os movimentos de uma zona e os danos causados em edificações nela existentes se baseiam em análises de casos semelhantes.

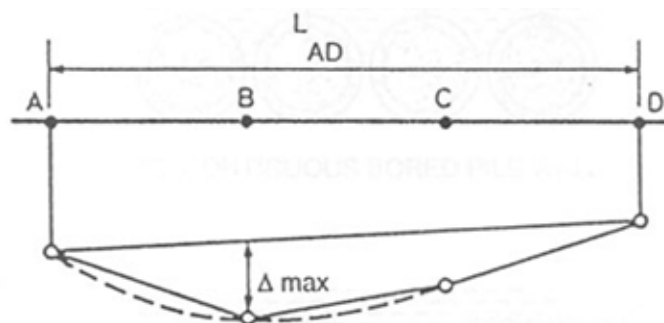
Em centros urbanos, com a proximidade de outras obras, são necessários procedimentos que permitam avaliar o risco de ocorrência de danos em infra-estruturas.

As aproximações empíricas são o resultado de muitos estudos, incluindo a previsão de movimentos, a descrição e a classificação de danos e as limitações de distorções em paredes de tijolo e de alvenaria.

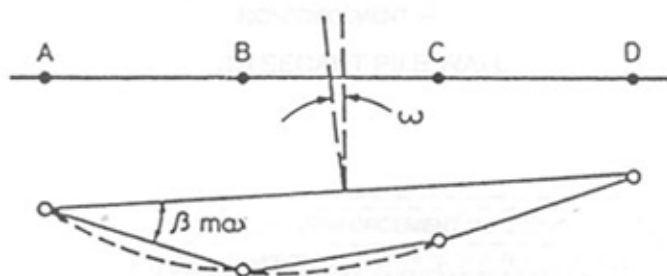
Na figura 5.18 apresenta-se as definições de movimentos de fundações referidas no EC7.



Definição de assentamento máximo, $\rho_{\max}$, assentamento relativo, $\delta\rho$, rotação, $\phi_{\max}$, e distorção angular, α



Definição de deflexão, $\Delta_{\max}$



Definição de distorção angular, β

Fig.5.18 - Símbolos e definições de movimentos de fundações segundo o EC7

Como exemplo, os critérios estabelecidos no EC7 para estruturas normais de fundações isoladas, preconizam que assentamentos totais até 50 mm e diferenciais até 20 mm são, na maior parte dos casos, aceitáveis.

Em estudos anteriores para definir o critério limite para os assentamentos, verificou-se que mais que os assentamentos totais, os assentamentos diferenciais são responsáveis pela maioria dos danos. Skempton e MacDonald (1956) através da observação de diversos casos seleccionaram o ângulo de distorção β como o índice crítico para a iniciação da fendilhação das estruturas.

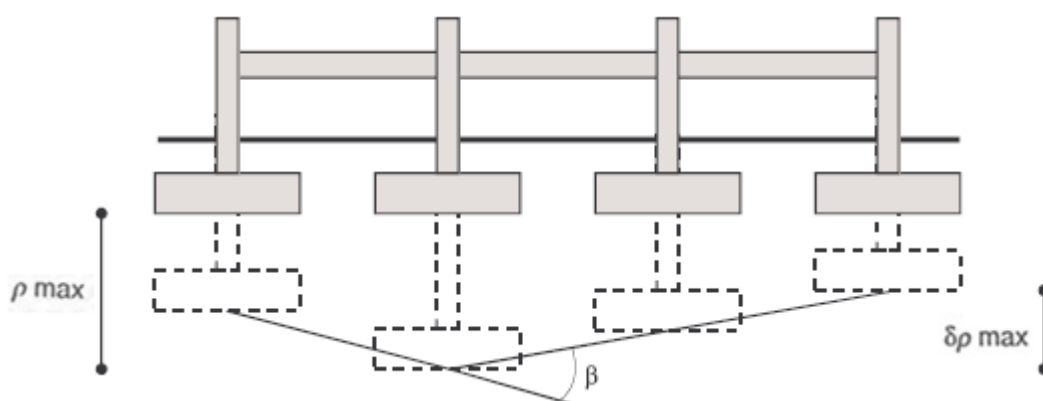


Fig.5.19 – Exemplo do ângulo de distorção β

Skempton e MacDonald (1956) e Meyerhof (1956) sugeriram a limitação de β a menos do que 1/500 para evitar a fissuração.

Quadro 5.8: Valores limites de rotação relativa (distorção angular) β para estruturas reticuladas

	Skempton e MacDonald (1956)	Meyerhof (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Danos estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuras nas paredes	1/500	1/500	1/500	1/500

No EC7 é sugerido que este valor se localize entre 1/2000 e 1/300 para prevenir a ocorrência dos estados limites de utilização. O valor de 1/500 é geralmente aceite para a maior parte das estruturas, valor que é também apresentado pelos autores atrás referidos.

Estes critérios clássicos de danos foram, na grande maioria das vezes, estabelecidos a partir de observações empíricas de danos em edifícios causados pelo assentamento das fundações originado pelos seus próprios pesos. Como nesta situação não se observam deformações horizontais relevantes, estes critérios baseiam-se fundamentalmente na ocorrência de distorções angulares, pelo que a sua aplicação na avaliação de danos em estruturas devidos aos deslocamentos induzidos por escavações é problemática. Com efeito, neste caso as deformações horizontais não são desprezáveis, podendo mesmo ser da ordem de grandeza das distorções angulares na superfície (Branco et al., 1990).

Verifica-se que a utilização de modelos numéricos permite obter os deslocamentos verticais e horizontais, o que permite utilizar a extensão horizontal como um critério adicional na avaliação do risco de danos, podendo adoptar-se a classificação proposta por Burland.

Segundo este autor, atribui-se uma categoria de danos em função da extensão horizontal (ϵ_h) e da deflexão relativa ($\Delta_{\text{máx}}/L$).

Na Figura 5.20 reproduz-se este critério numa forma gráfica.

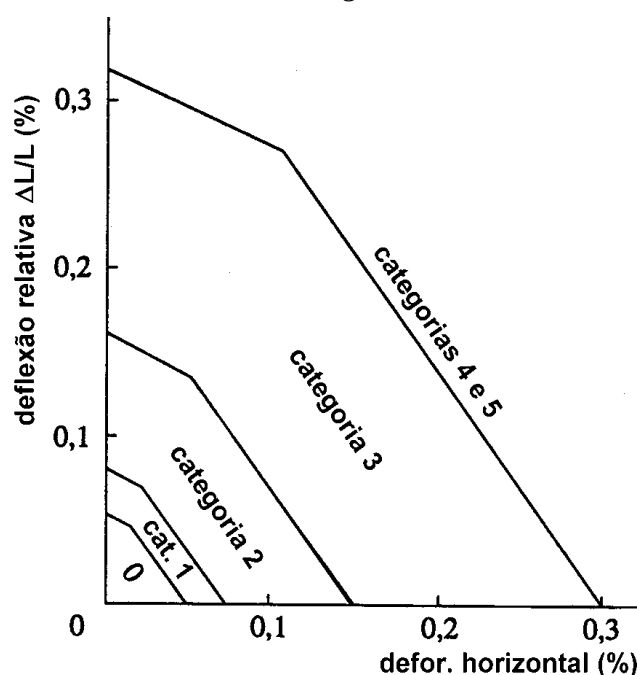


Fig.5.20 - Relação entre a categoria dos danos e a deflexão relativa e a deformação horizontal (Burland e Burbidge, 1985)

Através das categorias da figura 5.20 Boscarding & Cording avaliam o grau de severidade e a extensão limite provocada (quadro 5.9). Burland et al., (1977) descrevem os danos em função do grau de severidade (quadro 5.10).

Quadro 5.9 - Relação entre categoria de danos e extensão limite proposta por Boscarding & Cording, 1989

Categoria de Danos	Grau de Severidade	Extensão Limite [%]
0	Desprezável	0-0,05
1	Muito ligeiro	0,05-0,075
2	Ligeiro	0,075-0,15
3	Moderado a Severo	0,15-0,3
4 e 5	Severo a muito severo	>0,3

Quadro 5.10 – Classificação de danos em edificações (modificado de Burland et al., 1977)

Grau de severidade	Descrição de danos	Espessura aproximada das fendas (mm)
Desprezáveis	Fendas capilares	< 0,1
Muito Pequenos	Fendas estreitas de fácil reparo. Fendas na alvenaria externa, visíveis sob inspecção detalhada.	<1
Pequenos	Fendas facilmente preenchidas. Várias fracturas pequenas no interior do edifício. Fendas externas visíveis e sujeitas a infiltrações. Portas e janelas emperradas nas esquadrias	<5
Moderados	O refechamento das fendas requer significativo preenchimento. Talvez seja necessária a substituição de pequenas áreas da alvenaria externa. Portas e janelas emperradas. Redes de serviços podem estar interrompidas.	5 a 15 ou várias fendas com mais de 3 mm
Severos	Necessidade de reparo envolvendo remoção e reposição de pedaços de parede, especialmente sobre portas e janelas. Esquadrias de portas e janelas bastante desalinhas. Paredes fora da verticalidade, com eventual deslocamento de vigas de suporte. Redes interrompidas.	15 a 25 e também em função do número de fendas
Muito Severos	Reparos significativos envolvendo reconstrução parcial ou total. Paredes requerem escoramento. Janelas quebradas. Perigo de instabilidade.	Usualmente >25. Também em função do número de fendas

Através das definições atrás referidas será possível avaliar a categoria de danos associados às análises atrás feitas. Por falta de informação sobre a posição das fundações, considerou-se os valores máximos possíveis para a rotação relativa, deflexão relativa e deformação horizontal.

Quadro 5.11: Valores obtidos para a categoria de danos nas estruturas e rotação relativa

Caso de estudo	Rotação relativa	Deflexão relativa (%)	Deformação horizontal (%)	Categoria de danos
Base	1/1000	0,08	0,2	3
Parâmetros sugeridos	1/1200	0,05	0,05	1

Na consideração dos efeitos da construção de uma escavação sobre as estruturas vizinhas é habitual não considerar a rigidez destas, considerando livre a superfície do terreno. Este tipo de procedimento encontra justificação na maior facilidade na estimativa do perfil de assentamentos e no facto de ser conservativo, já que, a consideração da rigidez das estruturas tende a reduzir substancialmente os deslocamentos horizontais à superfície, logo as correspondentes deformações horizontais, ao mesmo tempo que alarga o perfil transversal de assentamentos com a correspondente diminuição quer das deflexões, quer das distorções angulares (Almeida e Sousa 1999).

Analisando os resultados obtidos para a situação base, verifica-se que estes levariam a valores excessivamente altos da deflexão relativa e deformação horizontal que levaria a uma categoria de danos de 3. Usando os parâmetros menos conservativos, obtidos pelas correlações, obtêm-se

resultados mais próximos do que seria de esperar, com rotações relativas dentro dos limites, obtendo-se uma categoria de danos de 1.

Seria necessário estudar os edifícios das proximidades e controlar efectivamente os danos nos edifícios envolventes, pois a análise numérica indica que alguns problemas podem surgir. No entanto, como foi dito anteriormente, as simplificações usadas podem estar a sobrestimar as deflexões e as distorções angulares.

5.4. ANÁLISE DE PARAMÉTRICA RELATIVAMENTE ÀS CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

Apresenta-se agora uma análise da resposta da estrutura em diferentes situações, quando se faz variar as características da própria estrutura que podem condicionar o seu comportamento. Na perspectiva de conseguir reproduzir diferentes situações que podem ocorrer no projecto e na execução deste tipo de obra, é feito um estudo paramétrico envolvendo um conjunto de factores considerados importantes no desempenho da estrutura. Assim, são analisados a espessura da parede, tipo de perfil HEB, o pré-esforço dos vários níveis e altura do perfil abaixo do fundo de escavação.

- Parâmetro de estudo - Espessura da parede

A espessura da parede de contenção afecta a rigidez de flexão da mesma. Para avaliar a importância desta variável, considerou-se uma parede com o dobro da espessura do caso base, isto é, com 0,6 m.

Quadro 5.12 – Características da parede “tipo Munique” com 0,6 m

E (GPa)	μ	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$I (\text{m}^4)$	$A (\text{m}^2)$	$EI (\text{kN.m}^2)$	$EA (\text{kN.m})$	Peso (kN/m)
31	0,2	25	0,018	0,6	558000	18600000	15

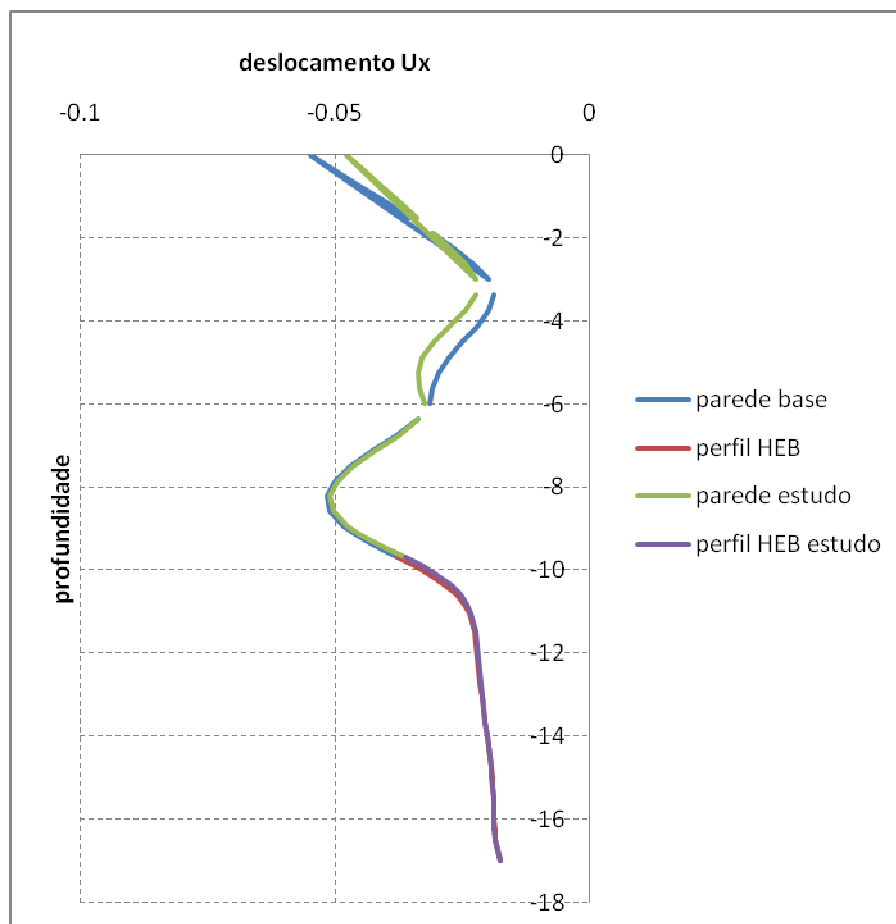


Fig.5.21 – Deslocamentos horizontais na cortina – influência da espessura da parede

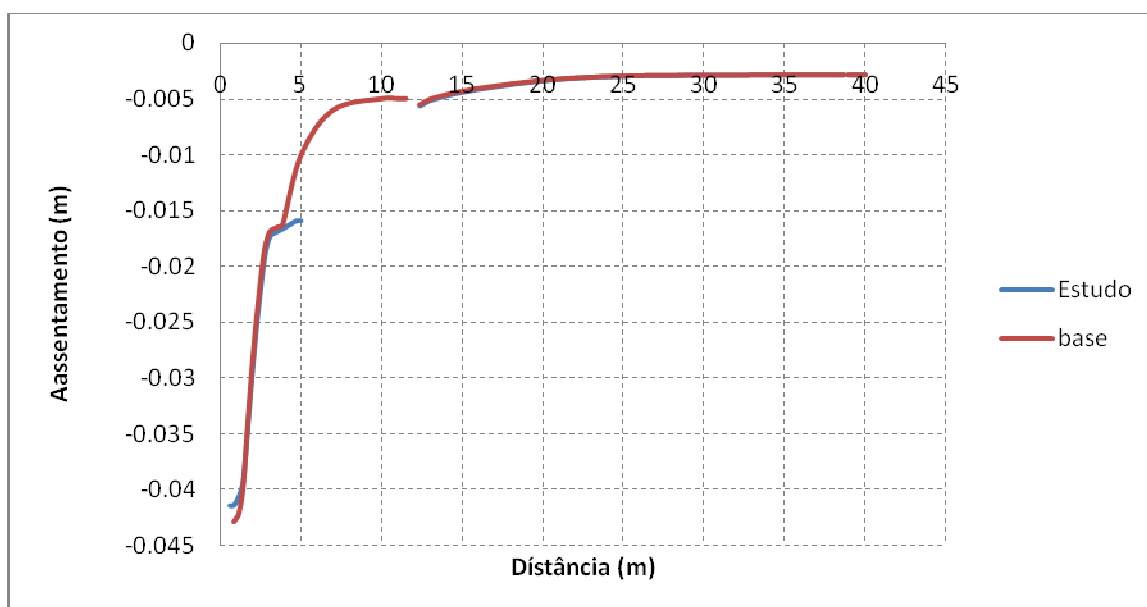


Fig.5.22 – Perfil de assentamento à superfície - influência da espessura da parede

Verifica-se que a mudança para uma parede mais rígida não tem praticamente nenhum efeito no comportamento da escavação, o que vai de encontro à tendência de as paredes do “tipo Munique” terem uma pequena espessura.

A escolha da espessura da parede “tipo Munique” é normalmente imposta pelo projecto da estrutura definitiva, ao contrário de outros tipos de parede, como as paredes moldadas, que se prolongam abaixo da escavação. Neste caso podem funcionar com encastramento no pé, tendo a variação da espessura uma grande importância, no que se refere à alteração nas pressões de terra atrás da cortina. Em situações onde a altura enterrada é nula (a rigidez dos perfis é muito baixa) parece não haver influência da rigidez da cortina na performance da escavação em termos de deslocamentos.

- Parâmetro de estudo - Tipo de perfil HEB

Sendo os perfis os únicos elementos estabilizadores durante o processo de escavação, funcionando em consola até à instalação do painel de betão, considerou-se importante estudar o efeito da sua rigidez na escavação. O perfil estudado será um perfil HEB 200, pois para uma parede de 0,3 metros de espessura não seria conveniente o uso de um perfil maior. É de notar que o aumento da rigidez por metro dos perfis também podia ser conseguido a custa da diminuição do espaçamento entre eles.

Quadro 5.13 – Características dos perfis HEB

	E (GPa)	ν	I (m ⁴)	A (m ²)	EI (kN.m ²)	EA (kN.m)	Peso (kN/m)
Estudo	206	0,2	5696e-8	78,1e-4	3911	536287	0,20
Base	206	0,2	1509e-8	42,96e-4	1036	294992	0,11

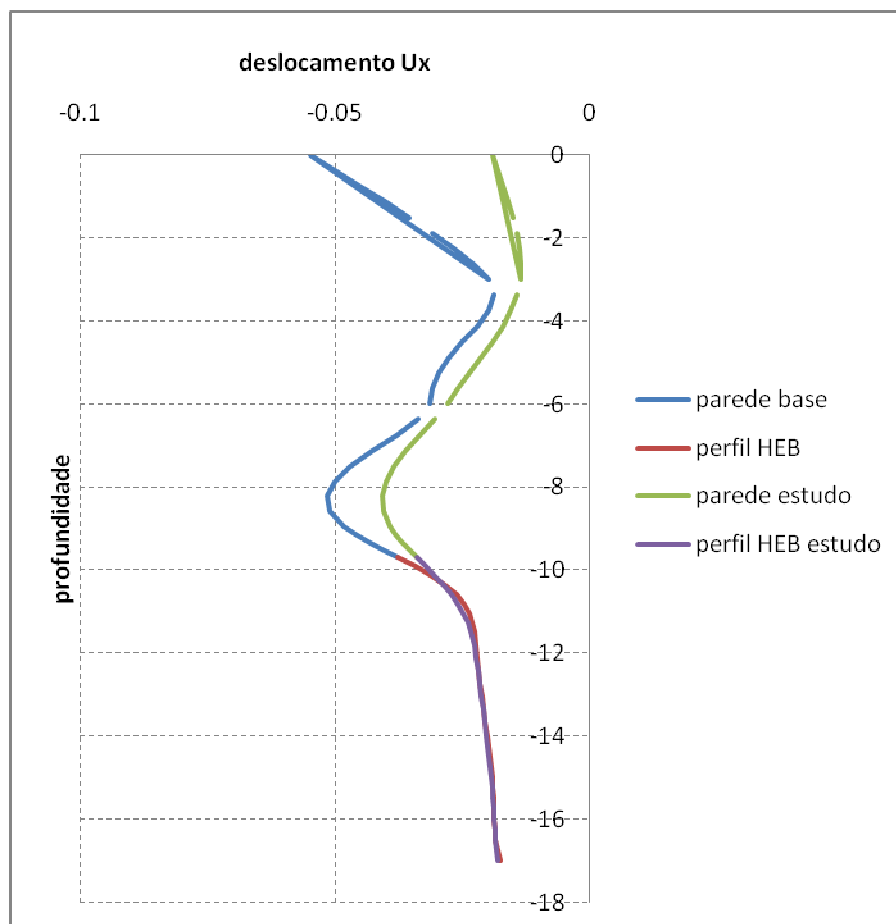


Fig.5.23 – Deslocamentos horizontais na cortina – influência do tipo de perfil HEB

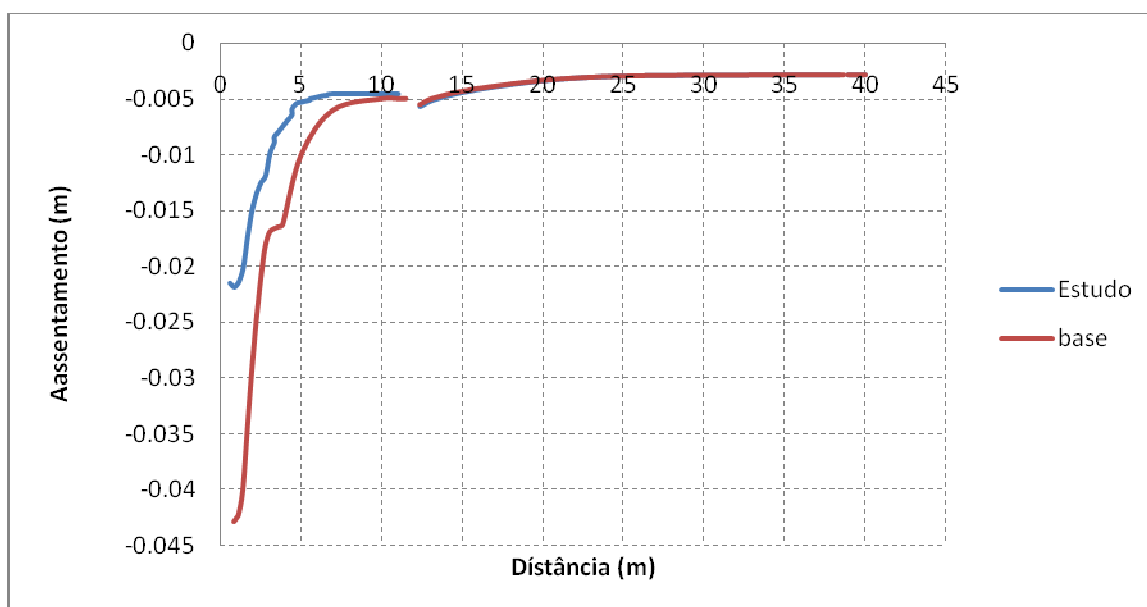


Fig.5.24 – Perfil de assentamento à superfície – influência do tipo de perfil HEB

O tipo de perfil e a sua correspondente rigidez parecem contribuir para uma diminuição clara da deformação horizontal, melhorando o comportamento da cortina em fase autoportante, antes de o painel ser betonado (figura 5.25). O assentamento diminuiu, passando a assumir um valor máximo de 23 mm. Assim, parece que a rigidez do perfil vertical desempenha um papel importante no controlo dos deslocamentos, já que na fase em que se procede à escavação este é o único elemento resistente, logo impede uma significativa plastificação do solo e permite nas fases de tensionamento das ancoragens a recuperação significativa dos deslocamentos. Assim, mais importante que o aumento da rigidez da parede de betão, o aumento da rigidez do perfil parece trazer mais benefícios ao comportamento da parede.

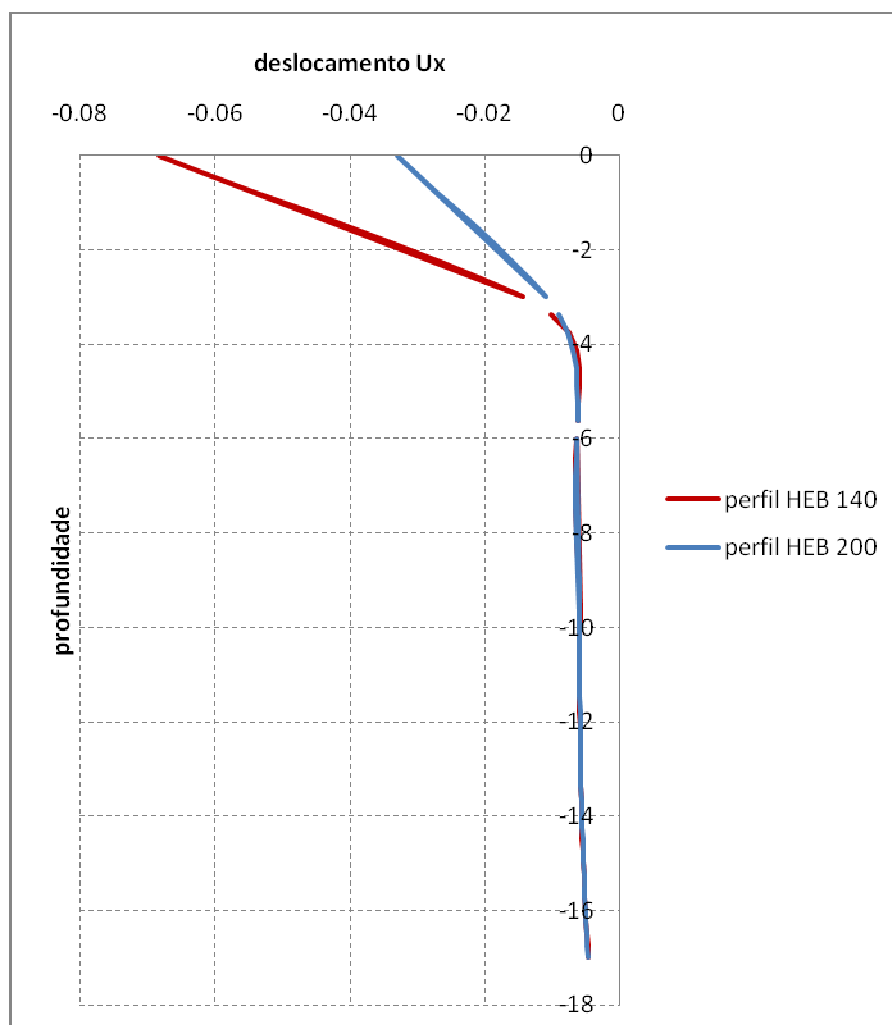


Fig.5.25 – Deslocamentos horizontais na cortina na fase autoportante– influência do tipo de perfil HEB

Outro aspecto que contribui para estes resultados é a contribuição dos perfis na diminuição dos assentamentos da cortina resultantes do uso de perfis HEB 200, os assentamentos passaram de 9 mm para 5 mm.

- Parâmetro de estudo - Comprimento dos perfis HEB

Ao aumentar o comprimento do perfil pretende-se verificar se apesar da sua pequena rigidez este ao ter maior altura enterrada aumenta as condições do apoio da cortina. Foi considerada uma altura enterrada correspondente a 3 metros superior à da cortina base, passando então a profundidade da cortina de 7 metros abaixo da parede para 10 metros.

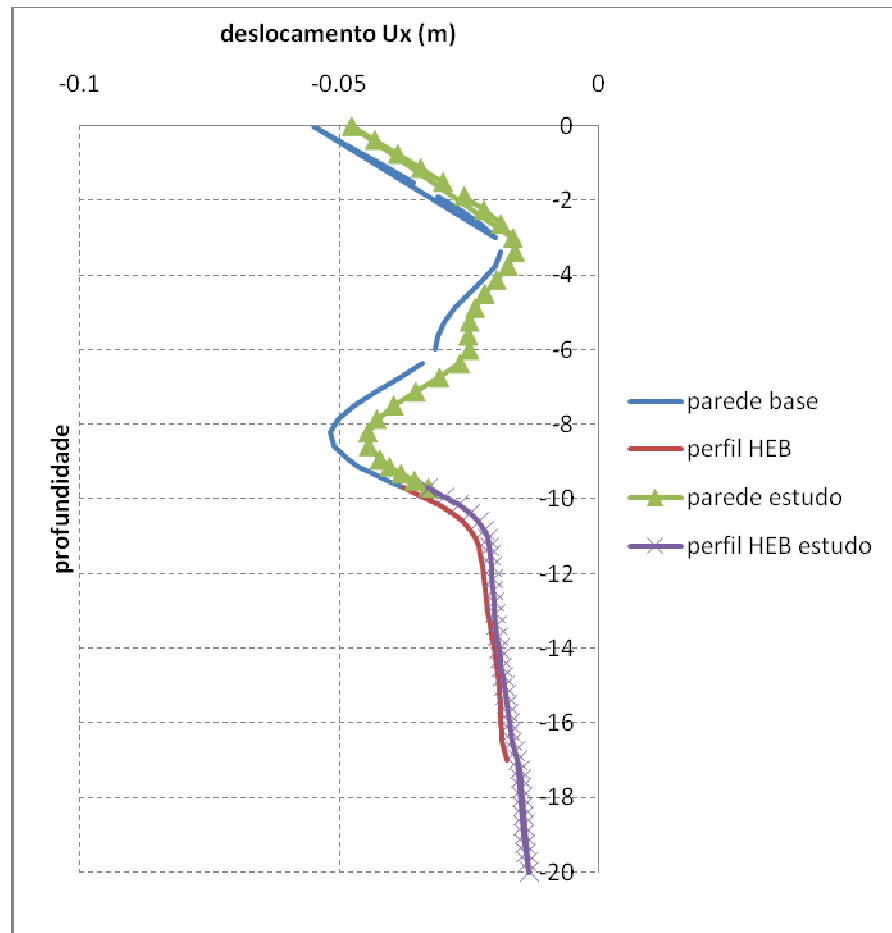


Fig.5.26 – Deslocamentos horizontais na cortina influência do comprimento dos perfis HEB

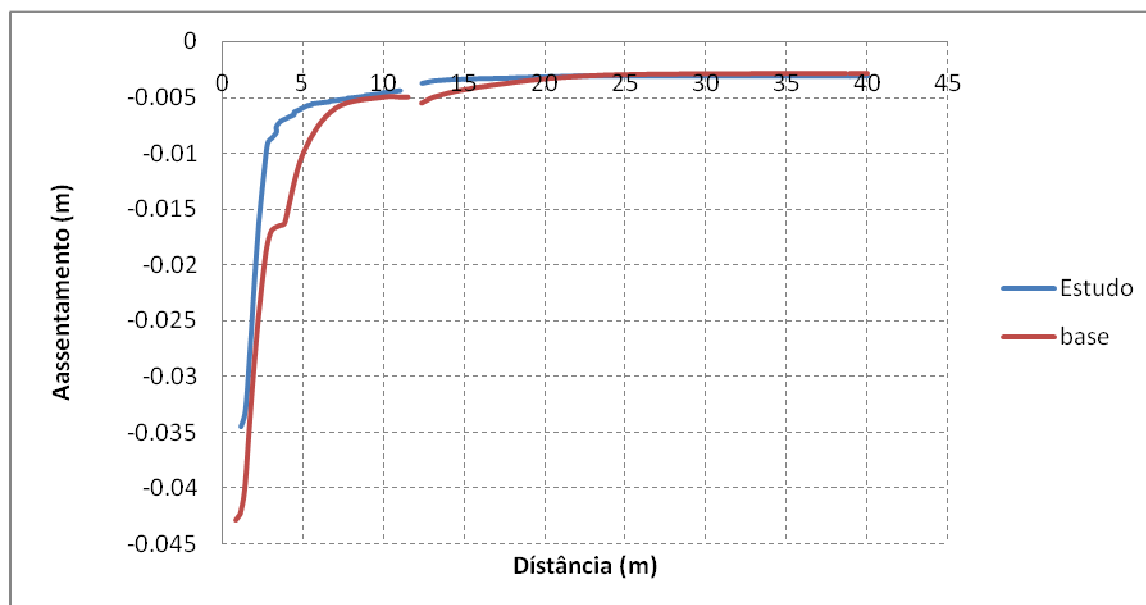


Fig.5.27 – Perfil de assentamento à superfície – influência do comprimento do perfil HEB

O aumento do comprimento dos perfis HEB para 3 m de encastramento modifica em pouco os deslocamentos, conseguindo-se poucas vantagens na diminuição dos mesmos.

O que se verifica é que a deformada que se apresenta antes da introdução de mais 3 metros de comprimento dos perfis HEB é idêntica à que existe após o aumento do comprimento dos perfis, o que significa que as condições de apoio da base não mudam significativamente com o aumento do perfil.

- Parâmetro de estudo - Pré-esforço

Como se pode constatar pelo pré-dimensionamento, o pré-esforço a aplicar poderia ser escolhido usando os diagramas de pressões aparentes de Terzaghi e Peck. Através desse método obtinha-se um valor de pré-esforço necessário perto dos 450 kN. No entanto, no caso base optou-se por aplicar um pré-esforço na ordem dos 600 kN, que era tido como um valor limite devido a problemas de arrancamento do bolbo de selagem. Para avaliar o efeito nos deslocamentos da alteração do pré-esforço, simulou-se um valor de 450 kN.

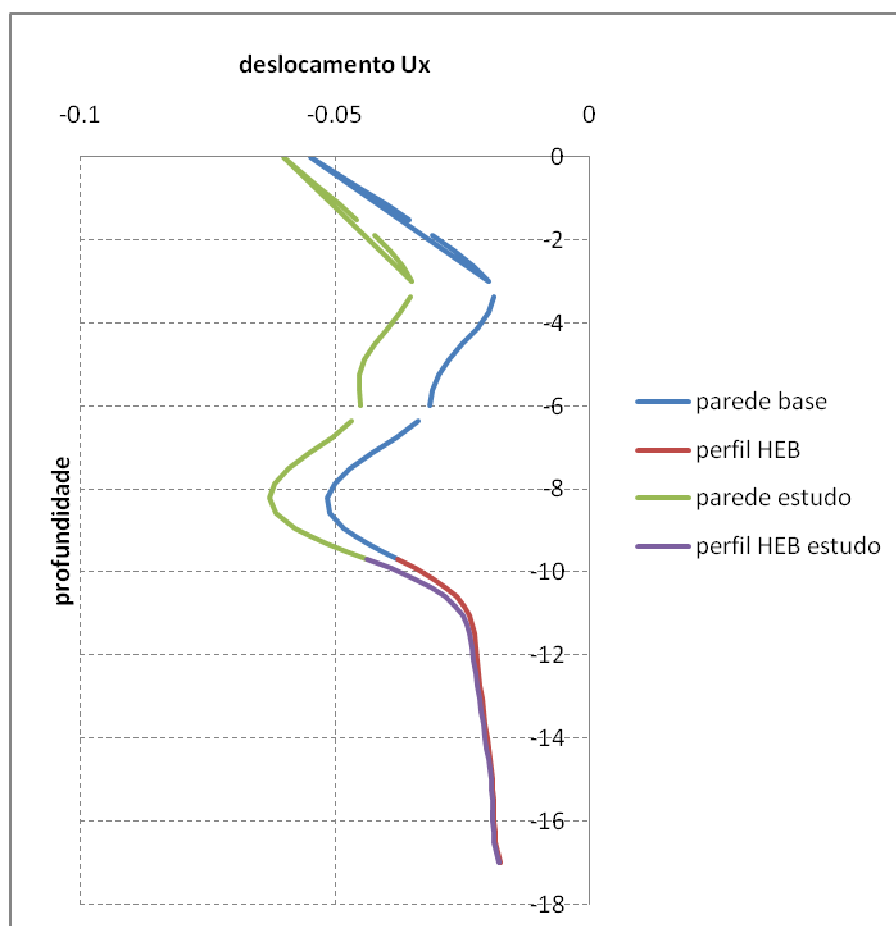


Fig.5.28 – Deslocamentos horizontais na cortina – influência do valor do pré-esforço

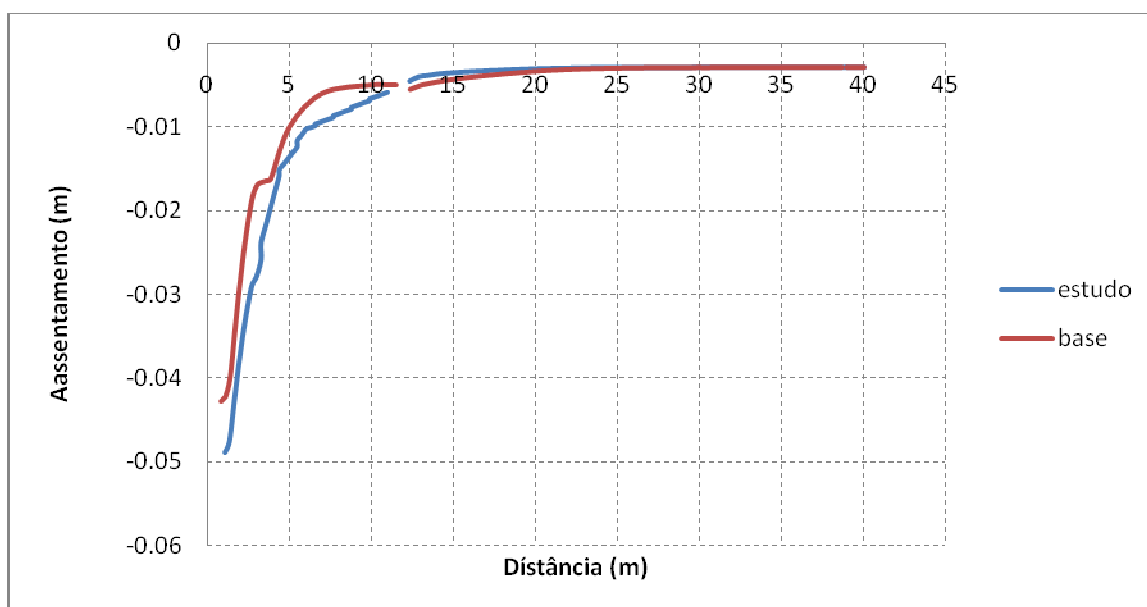


Fig.5.29 – Perfil de assentamento à superfície – influência do valor do pré-esforço

A importância do pré-esforço fica bem ilustrada nas figuras 5.29 e 5.30, nas quais se representa os deslocamentos em função do nível de pré-esforço.

Ao usar um pré-esforço de 450kN verifica-se que os assentamentos aumentam, passando a ser de 48 mm, os deslocamentos horizontais na cortina também aumentam, chegando aos 65 mm, o que corresponde a um agravamento significativo; assim, o pré-esforço é um parâmetro que tem influência significativa nos deslocamentos.

O uso dos diagramas de Terzaghi e Peck constitui uma boa base para o estabelecimento do pré-esforço, mas a aplicação de um nível de pré-esforço superior, como foi o caso, aproveitando a capacidade do terreno, permite um maior controlo nas deformações. Este procedimento deve ser usado quando houver necessidade de minimizar os deslocamentos, o que no caso de obras em meio urbano é muito comum. Este aspecto do benefício de um maior pré-esforço do que o obtido pelos diagramas de Terzaghi e Peck foi constatado por resultados de observação de diversas obras (Clough, 1976).

Estes resultados estão relacionados com dois fenómenos: o primeiro resulta do facto de ao ser aplicado pré-esforço nas ancoragens, parte dos deslocamentos laterais da cortina ocorridos nas fases anteriores de escavação serem parcialmente recuperados; o segundo prende-se com o facto de ao movimentar a cortina no sentido contrário ao do corte diminuir as pressões de tipo passivo que o maciço escavado subjacente à escavação exerce sobre a cortina e, portanto, diminuir também as forças estabilizadoras que serão retiradas nas fases de escavação posteriores.

5.5. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS EM ALGUMAS DAS SECÇÕES TIPO

Após as conclusões tiradas das análises de sensibilidade à variação dos valores dos parâmetros dos terrenos e das análises paramétricas relativamente às características da estrutura, procede-se ao estudo dos perfis considerados mais condicionantes, nomeadamente, os perfis com edifícios nas proximidades (Perfil tipo 1 e Perfil tipo 4).

Perfil tipo 1

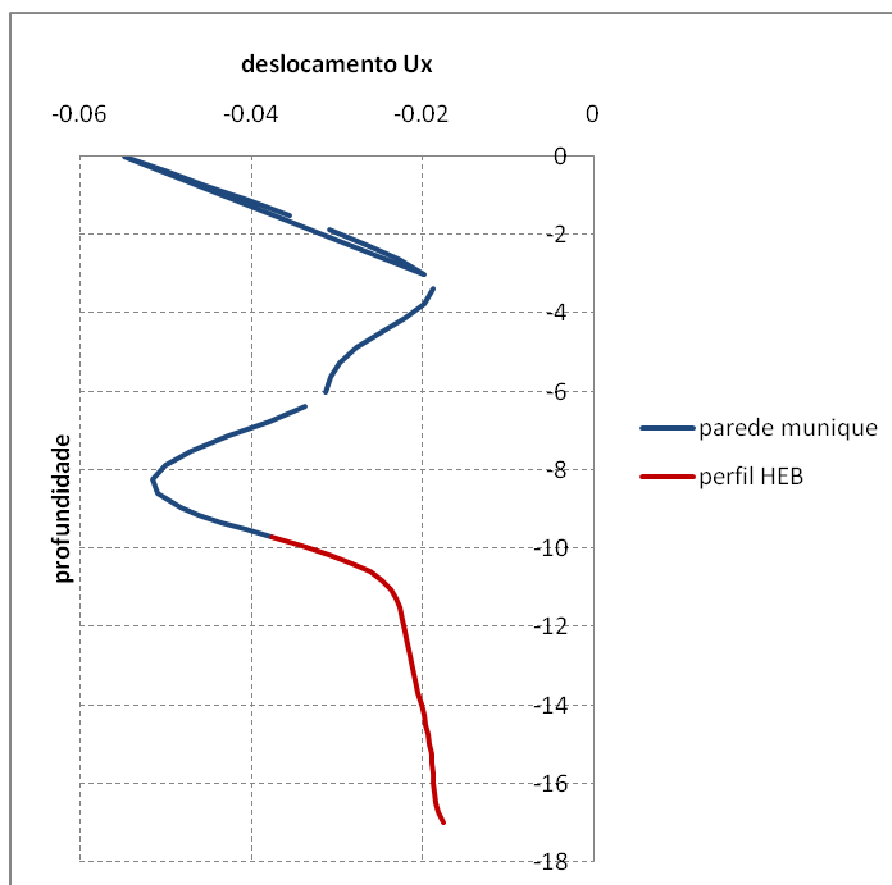


Fig.5.30 – Deslocamentos horizontais na cortina – perfil 1

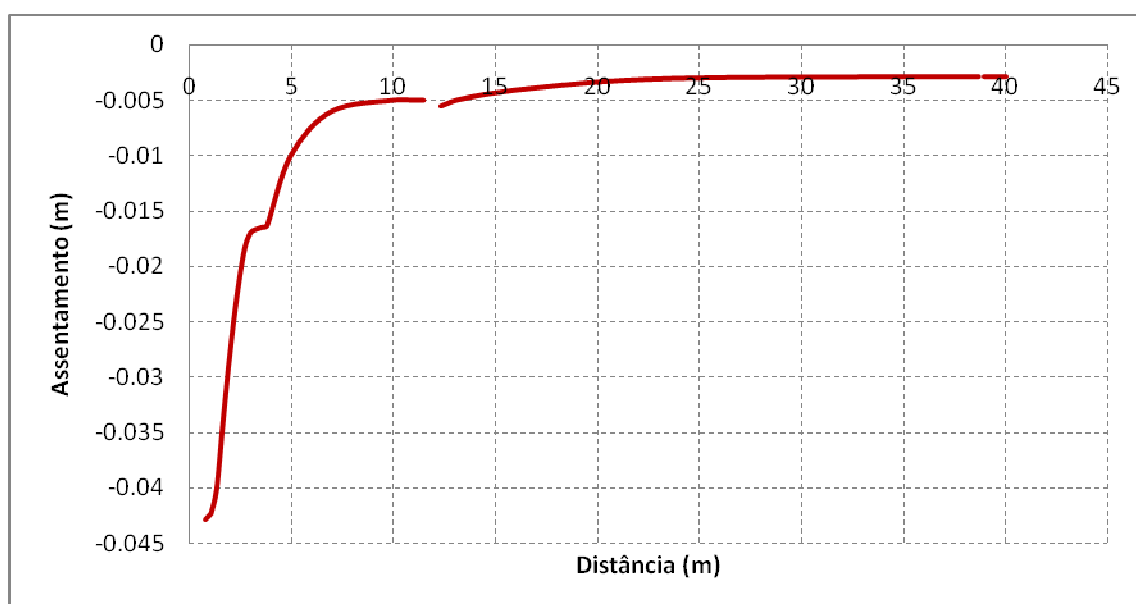


Fig.5.31 – Perfil de assentamento à superfície – Perfil 1

Perfil tipo 4

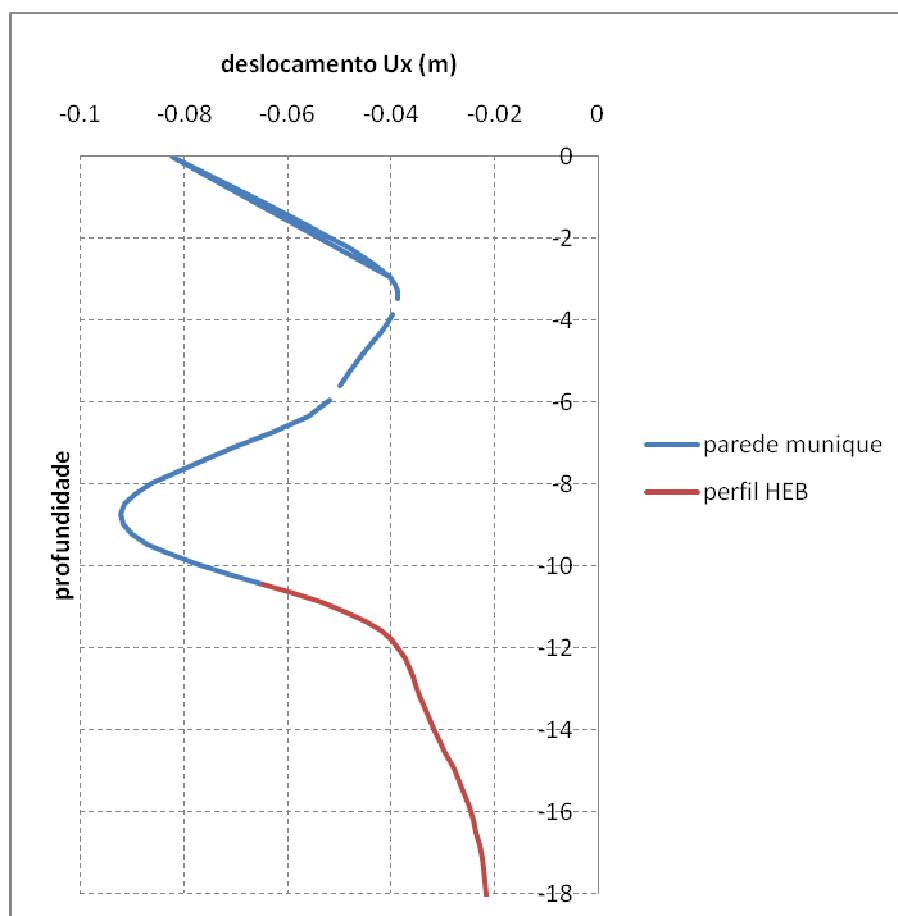


Fig.5.32 – Deslocamentos horizontais na cortina – perfil 4

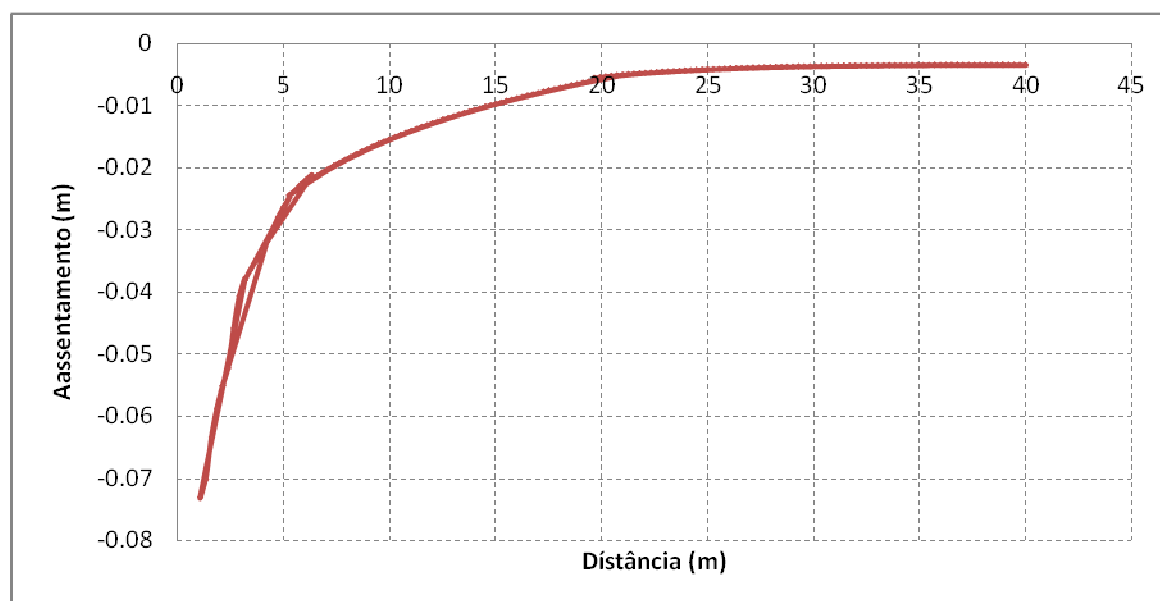


Fig.5.33 – Perfil de assentamento à superfície – Perfil 4

Analizando os perfis 1 e 4, que são aqueles onde existem edifícios, verifica-se que, usando as definições tradicionais de dano baseadas apenas na rotação relativa, não há fissuração. No entanto, se forem tidos em conta os critérios que consideram a deformação horizontal, obtém-se um dano que pode chegar a ser ligeiro.

Quadro 5.14: Valores limites de rotação relativa (distorção angular) θ para estruturas reticuladas

Caso de estudo	Rotação relativa	Deflexão relativa (%)	Deformação horizontal (%)	Categoria de danos
Perfil 1	1/1200	0,05	0,05	1
Perfil 4	1/1000	0,05	0,10	2

O procedimento seguido neste trabalho permite estimar a necessidade ou não de observação mais intensa, de acordo com o faseamento construtivo preconizado inicialmente, ou a adopção de medidas mitigadoras dos danos induzidos nos edifícios. Considera-se ser esta uma ferramenta útil e fundamental no apoio à decisão de quais serão as zonas que necessitaram de mais atenção. Tendo em conta os resultados obtidos, poder-se-á considerar importante dispor de instrumentação que permita o acompanhamento do evoluir da obra.

5.6. INSTRUMENTAÇÃO

5.6.1. ASPECTOS GERAIS

Os condicionamentos existentes determinam a definição e a implementação de um Plano de Instrumentação e Observação (P.I.O.) com o objectivo de permitir o controlo sistemático do comportamento da obra, através da comparação dos valores de grandezas aferidas por via experimental e analítica.

Seria necessário estudar os edifícios das proximidades e controlar efectivamente os danos nesses edifícios, pois pela análise numérica verifica-se que se pode ter alguns problemas.

O plano de observação deve procurar sobretudo o acompanhamento geral do comportamento da estrutura de contenção, do maciço envolvente e das estruturas vizinhas. A definição do plano deve ter subjacente:

- a necessidade de se estabelecerem procedimentos repetitivos, que permitam medições de rotina para uma mais fácil detecção de situações anómalas, acompanhadas de um tratamento e análise rápidos da informação recolhida;
- o carácter evolutivo do plano de observação, com ênfase na possibilidade de colocação de novos equipamentos para fazer face a situações particulares, e no ajuste do intervalo das medições;
- a possibilidade de instalar equipamento de aquisição automática de dados, que apresenta como principal vantagem o acompanhamento praticamente em continuo do evoluir da obra de escavação.

5.6.2. GRANDEZAS A MEDIR E APARELHOS A UTILIZAR

Os meios utilizados para a medição das diversas grandezas que interessam numa obra deste tipo são os seguintes:

- Marcas topográficas, para a medição de deslocamentos verticais de pontos à superfície, no maciço envolvente; o processo consiste na medição de cotas de pontos da superfície dos terrenos envolventes da escavação, em relação a um referencial materializado por marcas colocadas em pontos com cota cujo valor deve ser garantidamente imutável (pontos fixos de referência).
- Inclínómetros, para medição em profundidade dos deslocamentos horizontais do maciço adjacente à estrutura de contenção; estes devem ser instalados ao longo da periferia, no mínimo a meio de cada alinhamento recto de cada lado da obra, para controlo de eventuais deslocamentos do terreno; o princípio de funcionamento dos inclínómetros permite conhecer os deslocamentos horizontais em diversos pontos de uma dada vertical, através da medição das variações angulares entre pontos sucessivos, conhecendo-se a distancia entre aqueles pontos; os inclínómetros normalmente fornecem resultados que permitem uma adequada interpretação dos movimentos.
- Alvos topográficos, para a medição de deslocamentos horizontais e verticais de pontos localizados na estrutura de contenção e nos edifícios vizinhos; a colocação de alvos topográficos em pontos notáveis, de preferência nas fachadas dos edifícios, serve para controlar os seus deslocamentos.

Os alvos a instalar na contenção apresentam, relativamente aos inclínómetros, o interesse de permitir uma certa redundância de observações, para além de possibilitar verificar eventuais erros de leitura.

Trata-se de proceder a leituras de ângulos e distâncias para alvos instalados nos elementos cujos deslocamentos se pretendem determinar, usando um distanciómetro de elevada precisão.

- Células de carga eléctricas ou hidráulicas, para a medição do esforço nas ancoragens e sua variação.

Um dos aspectos mais importantes para um adequado comportamento das cortinas de contenção ancoradas é o nível de pré-esforço. Para o conhecimento preciso do pré-esforço pode proceder-se à instrumentação das ancoragens através de células de carga. Deverá haver duas fases de observação: (1) durante as operações de pré-esforço; (2) após o fim das operações de pré-esforço, em intervalos regulares.

Nas células de carga eléctricas existe uma placa que se deforma quando sujeita a forças de compressão (motivadas pela ancoragem). Essa deformação é obtida através de extensómetros eléctricos associados a um sistema de aquisição que realiza as leituras a intervalos regulares programáveis.

As células de carga do tipo hidráulico têm também uma precisão adequada, possuindo, por outro lado, a vantagem de serem mais robustas que as eléctricas. No entanto, em fases avançadas da obra torna-se problemática a sua utilização, devido ao facto de a leitura ter que ser realizada na própria célula.

- Extensómetros de vara simples, para medição do assentamento de perfis metálicos (e, portanto, da estrutura de contenção).

O seu objectivo é a medição dos deslocamentos verticais absolutos do topo (admitindo a imobilidade do extremo inferior). Os extensómetros estão ligados ao topo do perfil e ao seu extremo inferior, através de soldadura, permitindo a medição da deformação axial total do perfil metálico, ou seja, o deslocamento do topo do perfil em relação à extremidade inferior.

- Fissurómetros, para medição da variação da abertura de fendas detectadas em edifícios vizinhos.

- Piezómetros; a leitura de água dentro do piezómetro deve ser executada com recurso a uma sonda eléctrica, que consiste fundamentalmente numa fita métrica com um sensor na extremidade que será introduzido no furo.

Apesar de os resultados da prospecção geotécnica indicarem que o nível de água se encontra abaixo do nível de escavação, a manutenção dessa condição é fundamental para o bom funcionamento da obra, tendo em conta as características da contenção. Caso se verifique uma subida do nível de água deverão ser tomadas medidas de rebaixamento do nível freático.

A frequência de leitura deve ser ajustada às fases da obra. Numa primeira fase, e depois da leitura zero, deve-se, no mínimo, realizar leituras antes e depois de escavar cada nível e quando se pré-esforçam os diversos níveis de ancoragens; a análise dos dados da observação pode justificar maior frequência. Numa segunda fase, as leituras podem ser realizadas com periodicidade semanal, sendo intensificadas sempre que se justifique.

Dada a dimensão da obra, pode optar-se por concentrar as observações em apenas algumas zonas. Os perfis escolhidos poderiam ser os que foram estudados anteriormente. Assim, poder-se-ia comparar os valores obtidos na obra com os obtidos no cálculo, de forma a analisar a adequação do modelo e dos pressupostos admitidos. Por outro lado, procedendo deste modo, pode, se necessário, promover-se alterações ao processo construtivo, de forma a obter um desempenho da estrutura consentâneo com o que foi previsto e considerado adequado.

Na figura 5.34 apresenta-se uma proposta para a colocação do equipamento de observação.

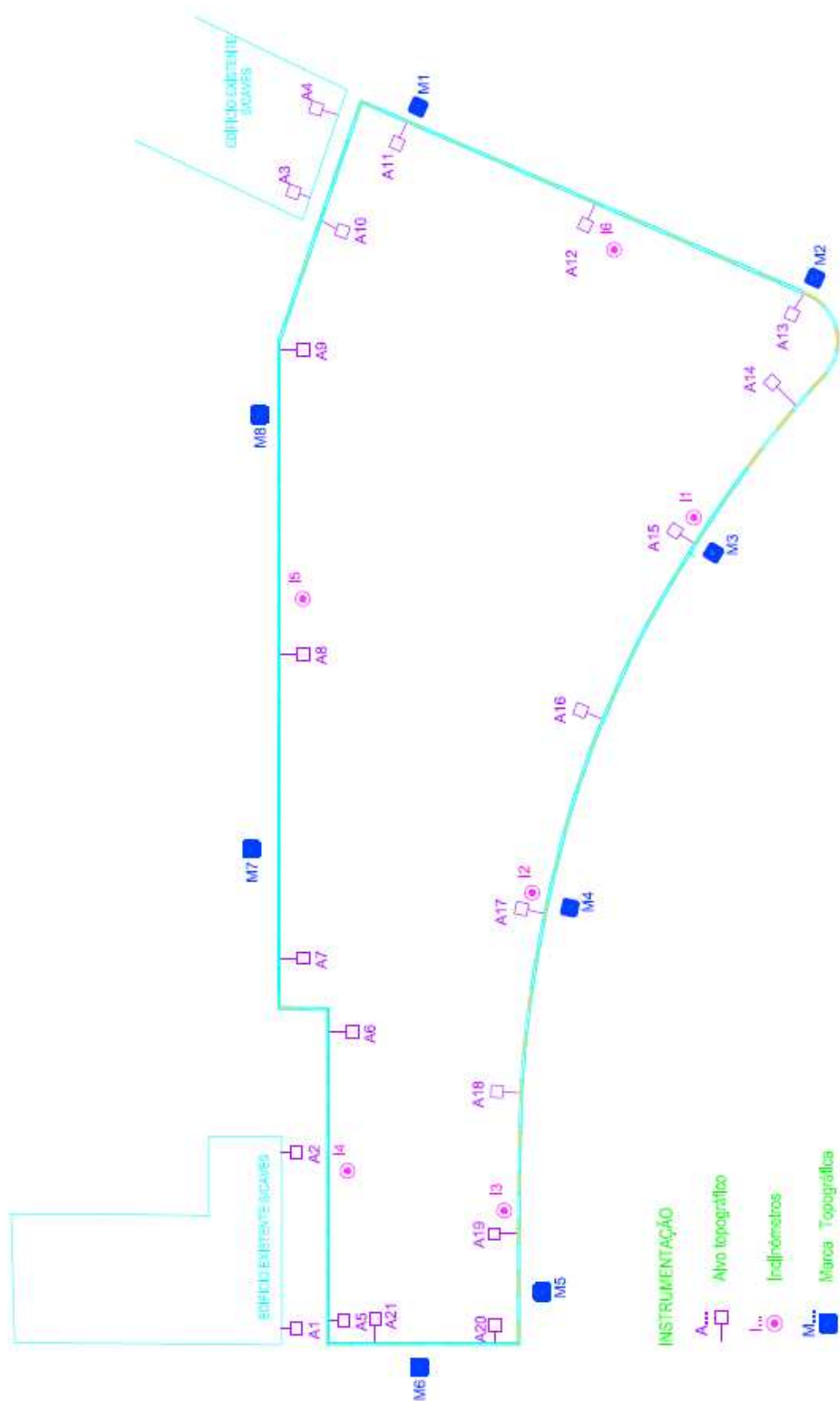


Fig.5.34 – Esquema da implementação do equipamento de instrumentação

5.6.3. CRITÉRIOS DE ALERTA E DE ALARME E MEDIDAS DE REFORÇO

Devem ser previstas medidas de reforço quando são ultrapassados os Critérios de Alerta relacionados com movimentos máximos tolerados.

Na prática é usual limitar as deformações horizontais a que a parede de contenção poderá estar sujeita, na ordem de $h/500$; no que se refere às deformações verticais esse limite é de $h/1000$; as perdas de pré-esforço não devem ultrapassar os 10%.

Propõe-se que o sistema de alerta seja baseado não só no valor do deslocamento máximo observado, mas também na convergência dos valores medidos em cada leitura entre os processos de escavação de tensionamento das ancoragens, assim pode-se aferir da velocidade de deformação através dos seguintes critérios.

- Estabilização: 0,5mm/leitura
- Média: 0,5-1,0mm/leitura
- Alta: $> 2,0$ mm/leitura

Caso se venha a considerar que as deformações aferidas através do plano de instrumentação ultrapassem valores limite, não compatíveis com a segurança da obra e das estruturas adjacentes, poderá propor-se, entre outras, a adopção das seguintes medidas de reforço.

- re-tensionamento das ancoragens;
- execução de novas ancoragens;
- alteração do processo construtivo.

6

Dimensionamento da estrutura de suporte

6.1. PERFIS METÁLICOS VERTICAIS

6.1.1. ASPECTOS GERAIS

O problema da estabilidade vertical de estruturas de contenção flexíveis ancoradas tem grande relevância no caso de estruturas de contenção “tipo Munique”. Essa instabilidade pode ocorrer por encurvadura dos perfis verticais ou por insuficiente capacidade resistente da sua fundação.

Nas paredes “tipo Munique” a altura enterrada da parede é nula, sendo a resistência lateral baixa, o mesmo acontecendo com a resistência de ponta, pois a sua secção é em regra reduzida (perfis verticais). Na figura 6.1 representam-se as principais forças intervenientes no equilíbrio vertical da cortina.

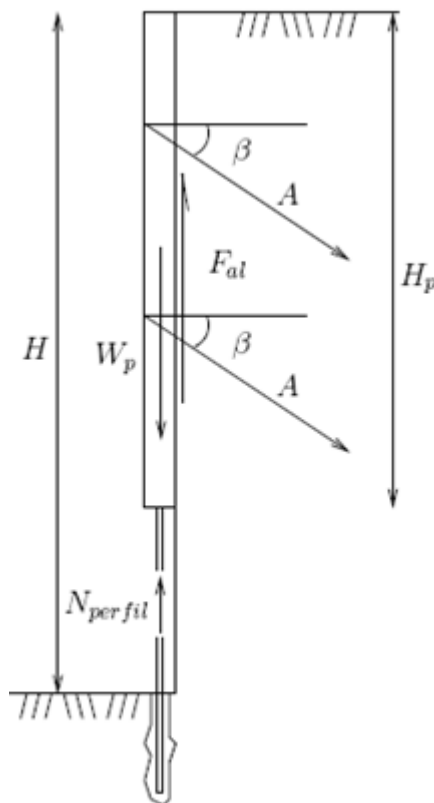


Fig.6.1 - Forças intervenientes no equilíbrio vertical de paredes “Tipo Munique” (Guerra,1999)

As análises do mecanismo de colapso de estruturas de suporte em relação à perda de equilíbrio vertical baseadas em resultados de modelos físicos reduzidos (Hanna e Matallana, 1970; Plant, 1972) e de análises numéricas por elementos finitos (Matos Fernandes, 1985; Trigo, 1990; Matos Fernandes et al., 1993, 1994) permitem descrever o fenómeno que apresenta as seguintes características:

- A parede sofre assentamentos elevados;
- Ocorrem importantes deslocamentos horizontais e verticais da superfície do terreno suportado;
- Os deslocamentos verticais e horizontais atingem o seu máximo próximo da escavação;
- As ancoragens experimentam importantes perdas de carga;
- As forças tangenciais do lado passivo da interface da parede são dirigidas para cima, mobilizando-se uma elevada percentagem da resistência, mesmo para assentamentos da parede muito pequenos.

Sendo assim é muito importante que a cortina seja fundada num sistema de perfis de aço verticais levados até a camada mais firme.

6.1.2. CAPACIDADE DE CARGA DOS PERFIS

A avaliação da capacidade resistente da fundação dos perfis em relação às acções verticais foi efectuada com base no método de Bustamante e Gianeselli (1983) que utiliza os resultados do CPT, nomeadamente a resistência de ponta (qc).

É de notar, ainda, que o EC7 admite o recurso a métodos como o referido. De igual modo, os coeficientes de segurança parciais propostos no citado método estão em concordância com os níveis de segurança exigidos nos Eurocódigos Estruturais, nomeadamente o EC7, a este respeito.

Através deste método calcula-se o comprimento que deverão ter os perfis para o solo mobilizar a resistência necessária para equilibrar as cargas verticais que actuam nos perfis, nomeadamente as cargas verticais provenientes das ancoragens e do peso próprio dos painéis.

Segundo este método, o valor de cálculo da resistência ao carregamento de uma estaca, R_{cd} , é obtido através da equação:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \quad (6.1)$$

Os valores de cálculo das resistências, quer o valor de cálculo da resistência de ponta (R_{bd}), quer o valor de cálculo da resistência lateral (R_{sd}) são, por sua vez, obtidos através de:

$$R_{bd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} \quad (6.2)$$

$$R_{sd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} \quad (6.3)$$

Onde, R_{bk} e R_{sk} são os valores característicos das resistências de ponta e lateral e γ_b e γ_s são coeficientes de segurança parciais para as estacas sujeitas a cargas verticais, cujos valores se encontram indicados no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Valor dos coeficientes de segurança

Coeficientes	ELU
γ_b	2
γ_s	1,3

Por sua vez, R_{bk} e R_{sik} , são obtidas através das seguintes expressões:

$$R_{bk} = q_{bk} \times A_b \quad (6.4)$$

$$R_{sik} = q_{sik} \times A_{si} \quad (6.5)$$

Em que, q_{bk} é o valor característico da resistência de ponta por unidade de área, A_b é a área nominal da base da estaca, q_{sik} é o valor característico da resistência lateral por unidade de área na camada i e A_{si} é a área lateral nominal da estaca na camada de solo i .

Para o caso de uma selagem com secção circular de diâmetro d , obtêm-se as seguintes expressões:

$$R_{bk} = \frac{\pi d^2}{4} \times q_{bk} \quad (6.6)$$

$$R_{sik} = \pi d \sum q_{sik} \times l_i \quad (6.7)$$

São estas últimas grandezas, q_{bk} e q_{sik} , que podem ser calculadas a partir dos resultados do CPT no método de Bustamante e Gianeselli. Para tal recorre-se às expressões:

$$q_{bk} = q_c \times k_c \quad (6.8)$$

$$q_{sik} = \frac{q_{ci}}{\alpha} \quad (6.9)$$

em que q_c é o valor característico da resistência de ponta do CPT junto da ponta da estaca, k_c é um factor adimensional dependente do tipo de estaca e do tipo de terreno, q_{ci} é o valor característico da resistência de ponta do CPT na camada i e α é um factor adimensional dependente do tipo de estaca e do tipo de maciço. Valores de k_c , α e ainda valores máximos a considerar para q_{ci} são fornecidos na norma DTU13.2 (1992).

A resistência de ponta do CPT, q_{ci} , para o maciço G1 onde deverão ser fundadas todas as selagens foi determinada assumindo a correlação entre esta resistência e N_{60} proposta por Burland e Burbidge (1985) que tem em conta o diâmetro médio das partículas (D_{50}). Considerou-se a relação $q_c / N_{60} = 0,6$ com q_c expresso em MPa.

O estrato G1 servirá de zona de fundação dos perfis, logo a zona lateral destes encontrar-se-á no estrato G2 ($30 < N_{60} < 50$).

Quadro 6.2 – Valor do q_{bk}

N_{60}	k_c	q_c (kPa)	q_{bk} (kPa)
>60	0,3	36000	10800

Quadro 6.3 – Valor do q_{sk}

N_{60}	α	q_c (kPa)	q_{sk} (kPa)
30 a 50	150	24000	160

Foi considerado que os perfis estavam selados com 40 cm de diâmetro de selagem e foi avaliado o comprimento de selagem para os perfis do tipo 1, 4 e 6 considerados representativos das zonas mais condicionantes.

Por sua vez, os valores de cálculo do esforço axial actuante em cada um dos troços do perfil foram obtidos através dos resultados do cálculo feito pelo programa Plaxis. Sabendo que cada perfil terá uma área de influência de 3 metros (afastamento entre perfis, s_{hp}), no máximo, e como a análise no Plaxis é por metro, obteve-se o valor de cálculo com um coeficiente de majoração dos esforços de 1,35 (justificado com base no carácter provisório dos mesmos), por intermédio da seguinte expressão:

$$N_{sd} = 1.35 \times N \times S_{hp} \quad (6.10)$$

Apesar da acção vertical do conjunto ser maior na fase da conclusão da cortina e de todos os níveis de ancoragens, esta fase não é a crítica no que respeita à capacidade de carga, pois nessa fase prevê-se a construção na base da cortina de uma sapata longitudinal, aumentando dessa forma a área de distribuição da carga vertical.

Assim, tal como na verificação a encurvadura, a situação critica ocorre quando se escava o último nível de terreno e ainda não se procedeu a betonagem desse painel e consequentemente da sapata longitudinal.

Quadro 6.4 – Valor do comprimento de selagem

Tipo	d (cm)	N	N_{sd}	R_{sk} (kN)	R_{bk} (kN)	R_{sd} (kN)	R_{bd} (kN)	R_{cd} (kN)	L (m)
1	40	271,88	1101,11	603,19	1357,20	463,99	678,58	1142,57	3
4	40	347,57	1407,66	1357,17	1357,17	773,32	678,58	1451,90	5
6	40	357,31	1447,11	1357,17	1357,17	773,32	678,58	1451,90	5

O valor de comprimento de selagem (L) deve atingir os 5 metros nas zonas tipo 4 e 6 pois aí os valores do N_{sd} são maiores. Este valor de 5 metros deverá ser o máximo necessário em toda a cortina.

6.1.3 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA RELATIVOS A ESFORÇOS NORMAIS E DE FLEXÃO.

6.1.3.1. Estado limite último de resistência à compressão

Neste ponto procede-se à verificação da segurança dos perfis metálicos em relação aos Estados Limites Últimos (ELU) de resistência relativos a esforços normais e de flexão.

A verificação de segurança baseou-se na satisfação da seguinte condição:

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd} = 275 \text{ MPa} \quad (6.11)$$

com

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_x} \quad (6.12)$$

em que A é a área da secção do perfil, W_x é o módulo resistente do perfil, N_{sd} e M_{sd} são os esforços axiais e os momentos de cálculo, respectivamente.

Os valores de cálculo do momento flector actuante (M_{sd}) foram obtidos por intermédio da expressão:

$$M_{sd} = 1,35 \times M \times S_{hp} \quad (6.13)$$

em que 1,35 é um coeficiente de segurança, M são os valores do momento flector que resultaram das análises efectuadas através do método dos elementos finitos e s_{hp} é o afastamento entre perfis.

Quadro 6.5 – Tipo do perfil de vertical

Zona	Perfil	M_{sd} (kN)	N_{sd} (kN)	A (cm ²)	W_x (cm ³)	σ_{sd} (MPa)	σ_{rd} (MPa)
1	HEB180	50,8	1273,6	65,30	426	314	275
1	HEB200	50,8	1273,6	78,10	570	252	275

Zona	Perfil	M_{sd} (kN)	N_{sd} (kN)	A (cm ²)	W_x (cm ³)	σ_{sd} (MPa)	σ_{rd} (MPa)
4	HEB180	58,9	1728,5	65,3	426	403	275
4	HEB200	58,9	1728,5	78,1	570	325	275
4	HEB220	58,9	1728,5	91,0	736	270	275

Quadro 6.5 – Tipo do perfil de vertical (continuação)

Zona	Perfil	Msd (kN)	Nsd (kN)	A (cm ²)	W (cm ³)	σ_{sd} (MPa)	σ_{rd} (MPa)
6	HEB180	45,4	1621,3	65,3	426	355	275
6	HEB200	45,4	1621,3	78,1	570	287	275
6	HEB220	45,4	1621,3	91	736	240	275

Os perfis que se sugere que se use são HEB 220 para as zonas tipo 4 e 6 e perfis HEB 200 para zona tipo 1.

6.1.3.2. Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento

A situação crítica de encurvadura ocorre quando se constrói o 2º nível de ancoragens, e se começa a 3ª fase de escavação, pois corresponde à fase em que as acções verticais do conjunto são maiores.

$$\sigma_d = \frac{N_{sd}}{A \times \varphi} \quad (6.14)$$

em que φ é o coeficiente de encurvadura definido no artigo nº 42.2 do REAE (Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios), calculado em função do parâmetro λ (coeficiente de esbelteza), dado por

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (6.15)$$

em que l_e é o comprimento de encurvadura considerado igual ao comprimento do perfil sem apoio do terreno antes da colocação do último painel de betão e i (m) é o raio de giração.

Quadro 6.6 – Coeficiente de encurvadura em função do coeficiente de esbelteza para o tipo de aço S275

Tipo de aço	Coeficiente de esbelteza (λ)	Coeficiente de encurvadura (φ)
S 275	$\lambda \leq 20$	$\varphi = 1$
	$20 \leq \lambda \leq 96$	$\varphi = 1.1460 - 0.00730\lambda$
	$\lambda > 96$	$\varphi = \frac{4103}{\lambda^2}$

Em função dos parâmetros atrás definidos é possível calcular o perfil indicado para resistir à encurvadura.

Quadro 6.7 – Tipo de perfil para resistir à encurvadura por varejamento

Zona	Perfil	N _{sd}	A (cm ²)	Le(m)	i (cm)	λ	φ	σ_{sd} (MPa)	σ_{rd} (MPa)
1	HEB180	1101,1	65,3	3,7	0,0457	80,962	0,554972	303,842	275
1	HEB200	1101,1	78,1	3,7	0,0507	72,978	0,613258	229,899	275

Zona	Perfil	N _{sd}	A (cm ²)	Le(m)	i (cm)	λ	φ	σ_{sd} (MPa)	σ_{rd} (MPa)
4	HEB180	1407,7	65,3	3,7	0,0457	80,963	0,554972	388,431	275
4	HEB200	1407,7	78,1	3,7	0,0507	72,978	0,613258	293,902	275
4	HEB220	1407,7	91	3,7	0,0559	66,189	0,662816	233,380	275

Zona	Perfil	N _{sd}	A (cm ²)	Le(m)	i (cm)	λ	φ	σ_{sd} (MPa)	σ_{rd} (MPa)
6	HEB180	1447,11	65,3	3,7	0,0457	80,963	0,554972	399,316	275
6	HEB200	1447,11	78,1	3,7	0,0507	72,978	0,613258	302,138	275
6	HEB220	1447,11	91	3,7	0,0559	66,190	0,662816	239,920	275

Os perfis obtidos da verificação do Estado limite último de resistência à compressão são os mesmos que os necessários para resistir à encurvadura, estando assim o seu dimensionamento efectuado.

6.2. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DA CORTINA DE BETÃO ARMADO

6.2.1. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A adopção de dada metodologia de cálculo é, em grande parte, condicionada por factores que vão desde as especificidades da estrutura em estudo, até ao tipo de meios de cálculo disponíveis.

Assim sendo, de uma forma genérica, podemos dividir os modelos de cálculo de estruturas de contenção flexíveis em dois tipos fundamentais: modelos unidimensionais e modelos bidimensionais.

O primeiro deles, e talvez o mais comumente utilizado, consiste na análise de uma fatia da parede, cuja largura seja representativa da zona em estudo, através da sua divisão em barras cujas propriedades mecânicas sejam as equivalentes às que se obteriam reduzindo a referida fatia ao seu centro de gravidade. A principal desvantagem desta estratégia reside no facto de só se obter o comportamento da estrutura ao longo da sua direcção longitudinal (vertical).

A segunda via de análise, aparentemente mais complexa, consiste numa análise bidimensional da estrutura. Neste modelo é possível obter as deformações e os esforços tanto na direcção longitudinal (vertical) como na direcção transversal (horizontal).

Este tipo de modelação usa inicialmente o mesmo processo do modelo de barras, em que se extrai de uma determinada estrutura de contenção, com desenvolvimento longitudinal considerável, uma pequena zona representativa do seu comportamento (modelo estrutural). Também aqui a dimensão da base, b , é normalmente igual à distância entre ancoragens, e a altura, h , igual à espessura dessa estrutura (Fig.6.2).

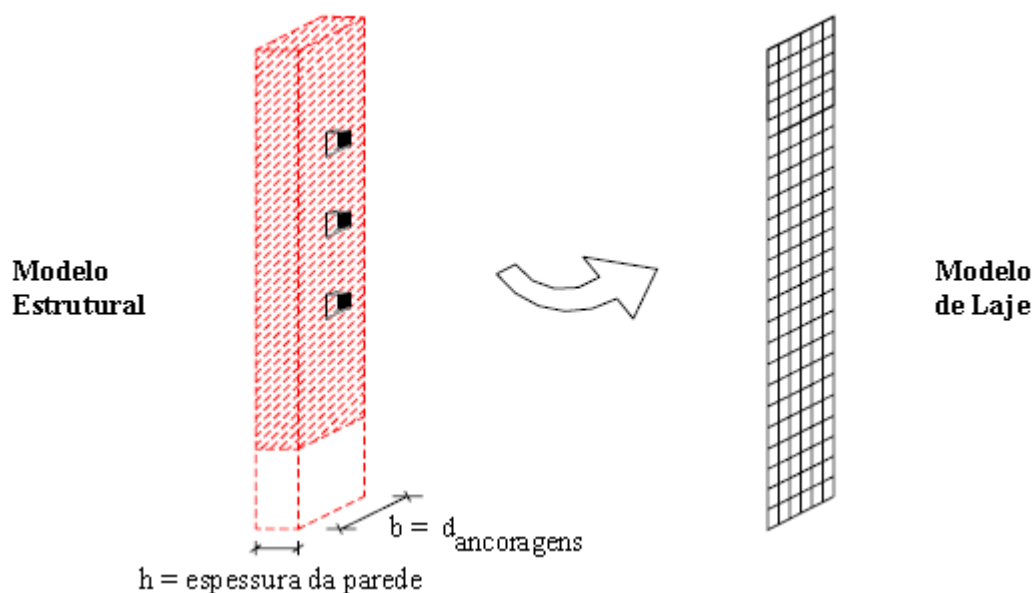


Fig.6.2 – Modelo bidimensional de uma parede “tipo Munique”

Neste tipo de modelo, a geometria pode ser modelada com recurso a uma malha de elementos finitos de laje, ou seja, dividindo o módulo de cortina em estudo em sub-regiões, para uma análise mais detalhada. Nessa análise usam-se determinadas propriedades, como é o caso do módulo de elasticidade do betão, E_b , do coeficiente de Poisson, ν , e da espessura, h , do elemento (0,30 m).

No que se refere ao Módulo de Elasticidade, E_b , e ao coeficiente Poisson, ν , dependem do betão escolhido para a execução da estrutura. No caso em análise, para o betão da classe C25/30, tem-se: $E_b = 31 \text{ GPa}$; $\nu = 0,20$.

Para a realização dos cálculos, cujos resultados se apresentam seguidamente, foi utilizada a plataforma de elementos finitos do programa ROBOT.

Para a determinação dos momentos flectores na laje importa saber qual a pressão exercida pelos terrenos. A obtenção do diagrama real de pressões pode ser feito através do Plaxis. Em geral, opta-se pela adopção de envolventes de pressão médias, para simplificar a introdução dos dados no programa de cálculo. Na Figura 6.3 apresenta-se o diagrama das pressões efectivas sobre a cortina.

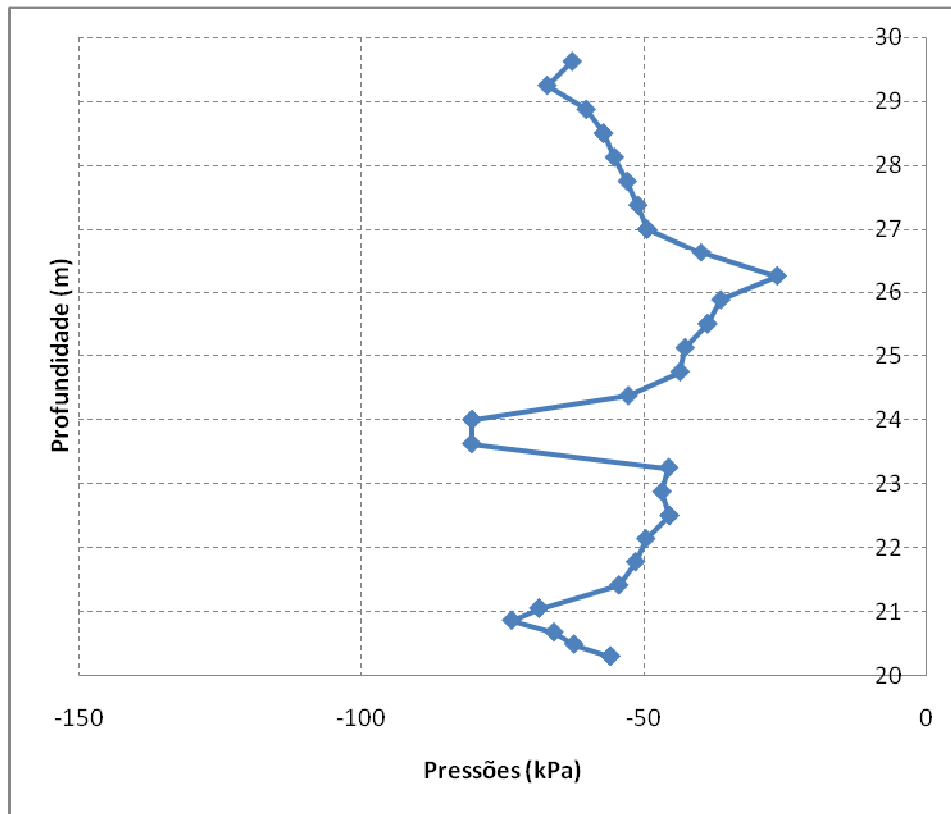


Fig.6.3 – Pressões na parede de contenção no fim da escavação na zona P1

As pressões médias obtidas para a zona cujo dimensionamento vai ser feito, zona P1, são de $54,63 \text{ kN/m}^2$

Considerando a simetria resultante da simplificação atrás referida, definida pela linha média entre dois alinhamentos verticais de ancoragens, os apoios na zona lateral impedem a rotação do modelo em torno do eixo vertical, quer ao longo do seu bordo esquerdo quer ao longo do bordo direito, e os apoios na base são duplos.

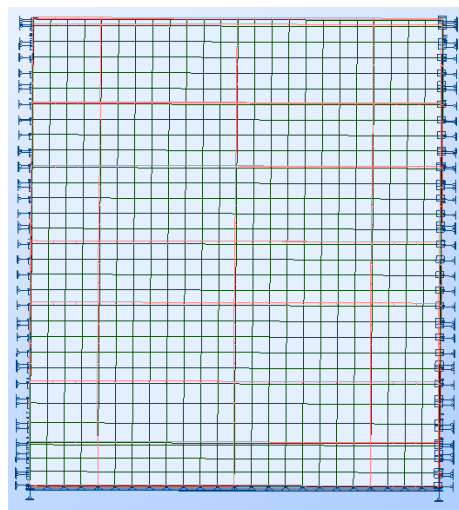


Fig.6.4 – Apoios necessários para o modelo de laje

À pressão distribuída sobre a cortina devem ser acrescentadas as forças concentradas equivalentes à acção do pré-esforço de cada ancoragem, isto é, 600 kN.

Os valores que servem de base ao dimensionamento da armadura, são os registados nos pontos de momento flector máximo, quer negativo, quer positivo. Ao ser considerada a armadura para toda a estrutura em função desses valores, significa que se está a sobredimensionar.

Os momentos de dimensionamento serão obtidos de quatro zonas diferentes. Primeiro divide-se entre a faixa central e a faixa lateral, incluindo a faixa central a zona das ancoragens. Esta repartição tem em consideração a distribuição real dos esforços que se concentram na maior parte na zona central, onde os momentos são maiores e se deve concentrar a armadura.

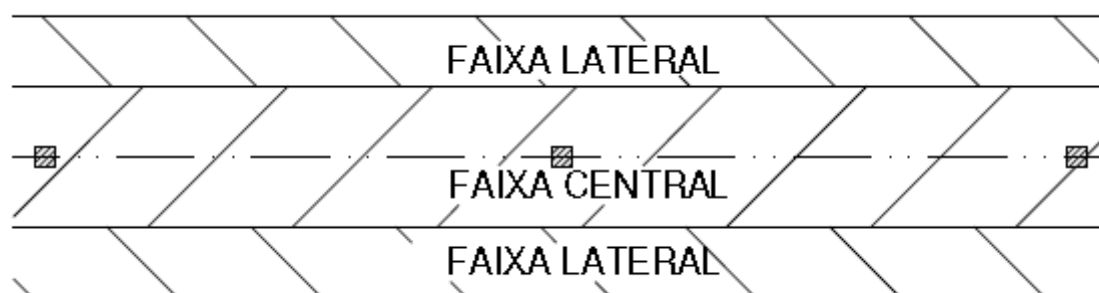


Figura.6.5 – Divisão entre faixa central e faixa lateral

A segunda divisão para efeitos de cálculo de momentos será entre a zona de ancoragem onde o momento negativo é máximo e a zona situada entre ancoragens onde o momento positivo é perto do máximo, quer para a faixa central quer para a faixa lateral.

Ao não considerar o esforço axial está-se a proceder de forma conservativa pois ele tem um efeito positivo na diminuição dos esforços de tracção e logo da armadura necessária. No entanto, tendo em conta que durante a construção a activação da ancoragem não é instantânea e o painel está apenas sujeito a acção do peso das terras e sobrecargas, durante algum tempo, não é desejável considerar o esforço axial.

Os materiais considerados foram o betão C25/30 e o aço A500 NR.

Para cada zona da cortina foi determinado o momento reduzido. Para secções rectangulares duplamente armadas submetidas a flexão simples, o momento reduzido é dado por:

$$u = \frac{Mrd}{b \times d^2 \times fcd} \quad (6.16)$$

A partir dos momentos reduzidos determinados, foi calculado o teor de armadura. O teor de armadura é dado, de forma aproximada, por:

$$w = u \times (1 + u) \quad (6.17)$$

A partir dos teores de armadura obtidos, foi determinada a área de armadura necessária, através da expressão 6.18:

$$A_s = w \times (b \times d) \times \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (6.18)$$

De acordo com o ponto 9.2 do Eurocódigo 2, relativo às disposições construtivas de vigas e lajes, a área de armadura longitudinal de tracção mínima é dada por:

$$A_{s \min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d \quad (6.19)$$

Quadro 6.8 – Armadura vertical e horizontal da parede de contenção

Armadura Vertical – Faixa central									
	M_{sd}	b (m)	d (m)	h (m)	u	W	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Armadura
$M_{\max}$ negativo	128,73	1	0,26	0,3	0,11	0,13	12,69	3,52	$\Phi 12//0,15+$ $\Phi 10//0,10$
$M_{\max}$ positivo	33,19	1	0,26	0,3	0,03	0,03	3,02	3,52	$\Phi 10//0,15$
Armadura Vertical – Faixa lateral									
	M_{sd}	b (m)	d (m)	h (m)	u	W	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Armadura
$M_{\max}$ negativo	103,98	1	0,26	0,3	0,09	0,10	10,05	3,52	$\Phi 12//0,15+$ $\Phi 10//0,10$
$M_{\max}$ positivo	26,81	1	0,26	0,3	0,02	0,02	2,43	3,52	$\Phi 10//0,15$
Armadura Horizontal – Faixa central									
	M_{sd}	b (m)	d (m)	h (m)	u	W	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Armadura
$M_{\max}$ negativo	128,73	1	0,26	0,3	0,11	0,13	12,69	3,52	$\Phi 12//0,15+$ $\Phi 10//0,10$
$M_{\max}$ positivo	33,19	1	0,26	0,3	0,03	0,03	3,02	3,52	$\Phi 10//0,15$

Quadro 6.8 – Armadura vertical e horizontal da parede de contenção (continuação)

Armadura Horizontal – Faixa lateral									
	M_{sd}	b (m)	d (m)	h (m)	U	w	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Armadura
$M_{m\acute{a}x}$ negativo	69,32	1	0,26	0,3	0,06	0,07	6,51	3,52	Φ12//0,15
$M_{m\acute{a}x}$ positivo	30,04	1	0,26	0,3	0,03	0,03	2,73	3,52	Φ10//0,15

6.2.2. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

O esforço transverso máximo de cálculo obtido foi de 119,09 kN. De acordo com o capítulo 6.2 do Eurocódigo 2, o valor de cálculo do esforço transverso resistente ($V_{Rd,C}$) é dado por:

$$V_{Rd,C} = \left[C_{rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (6.20)$$

Os parâmetros considerados nesta equação assumem os seguintes valores:

$$C_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.877$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = 0.004$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_w = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.26 \text{ m}$$

$$V_{Rd,C} = 134.82 \text{ kN}$$

Como não há pré-esforço a actuar na cortina de betão armado, isto é a cortina não é pré-esforçada a componente relativa a pré-esforço $K_1 \times \sigma_{cp} = 0$.

Como o esforço transverso resistente é superior ao esforço transverso de cálculo máximo, não vai ser necessário colocar armadura de esforço transverso.

6.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO

A mobilização do estado limite ultimo de punçoamento encontra-se associada à interacção de efeitos de corte e flexão na zona próxima da ancoragem. Trata-se de um mecanismo de colapso local, associado a uma rotura frágil, sem aviso de rotura, devido a forças distribuídas em pequenas áreas.

Associado a um sistema de ancoragem, existe uma cabeça de ancoragem com uma superfície de contacto com o betão $0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$ (área da chapa da cabeça da ancoragem) através da qual são transmitidas as tensões ao betão.

A acção da ancoragem na parede traduz-se numa carga concentrada actuando numa superfície de:

$$V_{sd} = 1.5 \times 600 \times \cos(20) = 846 \text{ kN} \quad (6.21)$$

Este esforço será o condicionante já que apresenta a componente horizontal maior, pois o ângulo com a parede é menor.

De acordo com o EC2, a resistência ao punçoamento deve ser verificada ao longo de um determinado perímetro crítico. No caso de uma área carregada de uma forma rectangular afastada de bordos livres, de lados a e b , o contorno crítico é definido como o contorno envolvente da área carregada e afastado de uma distância igual a $2d$, em que d será a altura útil da secção transversal; considerando um recobrimento de 2 cm em cada face $d=0,26$ m.

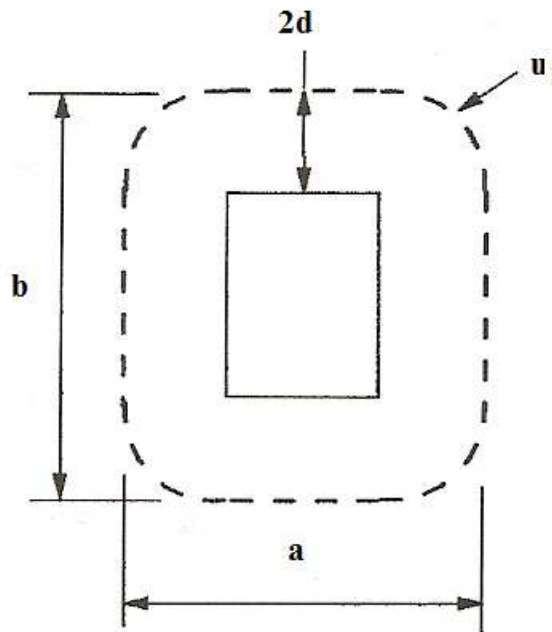


Fig.6.6 – Perímetro de controlo em torno de uma área rectangular de carregamento

O contorno crítico de punçoamento é dado por:

$$u = 2 \times a + 2 \times b + 2\pi \times 2 \times d \quad (6.22)$$

$$u = 2 \times 0.3 + 2 \times 0.3 + 2\pi \times 2 \times 0.22 = 3.965 \text{ m}$$

O esforço resistente de punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento é dado por:

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} = 511.77 \text{ kN} \quad (6.23)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \times \rho_{ly}} = 0.004$$

$$C_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.877$$

Deste modo é necessária armadura de punçoamento pois:

$$V_{sd} > V_{rd,c}$$

Para o seu cálculo usa-se a seguinte expressão:

$$V_{rd,cs} = 0.75 \times V_{rd,c} + 1.5 \frac{d}{s_r} \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times \left(\frac{1}{u_1 \times d} \right) \times \sin(\alpha) \quad (6.24)$$

Em que: $1.5 \frac{d}{s_r}$ representa o número de perímetros a utilizar (igual a 3), α representa o ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje (que será de 90°) e $f_{ywd,ef}$ é o valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento dado por:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd} = 305 \quad \text{kPa} \quad (6.25)$$

Assim, a armadura de punçoamento será determinada a partir de:

$$846 = 0.75 \times 444 + 3 \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times \left(\frac{1}{u_1 \times 0.22} \right) \times \sin(90)$$

obtendo-se o valor

$$A_{sw} = 4.41 \text{ cm}^2$$

Deste modo serão necessários 9 ramos de $\Phi 8$ com $4,5 \text{ cm}^2$ com a seguinte disposição:

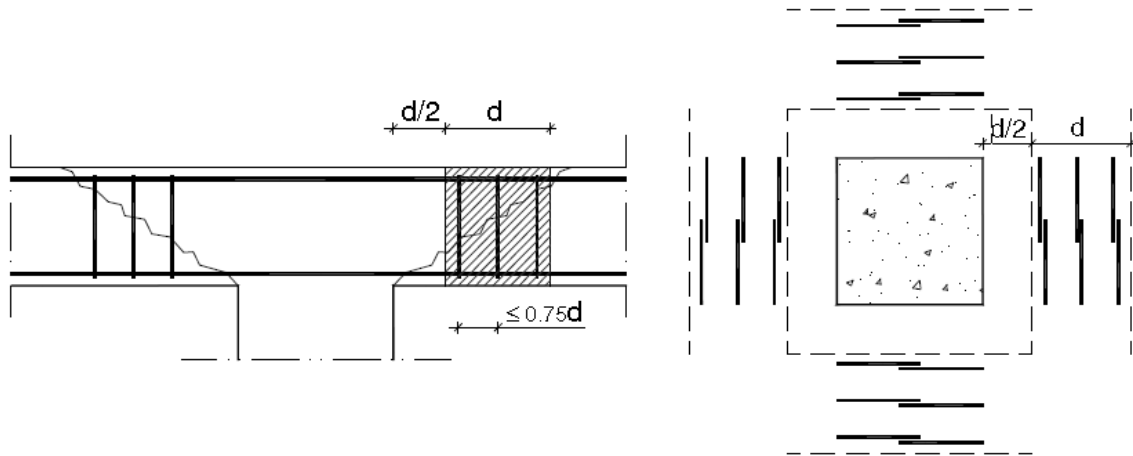


Fig.6.7 – Disposição da armadura de punçoamento

7

CONCLUSÕES

Ao longo deste trabalho pretendeu-se abordar o processo envolvido na execução de um projecto de uma escavação e respectiva contenção, em meio urbano, e estudar os principais aspectos relacionados com o mesmo.

Começou por se fazer uma análise dos elementos disponíveis relacionados com as características geotécnicas dos terrenos envolvidos, de forma a obter parâmetros adequados ao dimensionamento das estruturas.

Concluiu-se que é importante recorrer a campanhas de caracterização e ensaios dos terrenos que conduzam à obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade com elevado rigor.

Apresentaram-se e caracterizaram-se alguns tipos de estruturas de contenção ou suporte lateral normalmente utilizadas. Justificou-se a escolha da parede “tipo Munique”, tendo em conta a presença de solos competentes como os residuais em causa.

A escolha de uma estrutura de contenção deve ser a mais cuidadosa possível, baseando-se não só na função principal da estrutura, mas também nos impactos que esta pode trazer para as estruturas adjacentes, tendo em conta o tipo de terreno, a geometria do local, a eventual presença de água e os elementos confinantes.

Procedeu-se ao pré-dimensionamento dos elementos da estrutura de suporte e discutiu-se os valores admissíveis de deslocamentos em estruturas localizadas na vizinhança das escavações.

Recorreu-se ao método de elementos finitos para analisar algumas questões relevantes para o comportamento deste tipo de estruturas, nomeadamente o efeito da variação do valor dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do maciço, da espessura da parede, do tipo de perfis verticais e do valor do pré-esforço nas ancoragens.

Finalmente procedeu-se ao dimensionamento dos principais elementos da estrutura de suporte.

Conclui-se que o valor dos parâmetros de resistência e de deformabilidade dos terrenos influenciam substancialmente a resposta da estrutura.

As exigências de rigor na concepção e dimensionamento de projectos de escavações em áreas urbanas sugerem claramente o uso de modelos analíticos poderosos como o método dos elementos finitos.

A utilização de ferramentas deste tipo permite não só dimensionar a estrutura contemplando com relativo rigor os modelos constitutivos dos materiais, a geometria da estrutura e as condições fronteira do problema, mas também aferir de forma relativamente rápida e simples se os resultados que vão sendo obtidos durante a construção, para as variáveis que caracterizam a resposta da estrutura, estão

dentro dos valores expectáveis. Assim, é possível proceder à interpretação do comportamento observado e tomar medidas que alterem esse comportamento, se se revelar necessário.

Contudo, atendendo à dificuldade em modelar todos os fenómenos que contribuem para a resposta destas estruturas, em particular os associados ao processo construtivo, é importante ter presente os resultados obtidos a partir de análises empíricas do comportamento de estruturas similares em condições semelhantes.

Devem ser instalados os dispositivos necessários à observação da estrutura de contenção e das estruturas situadas em zonas circundantes. Este procedimento é importante para garantir a segurança da obra e das estruturas vizinhas, mas também para permitir tirar adequado partido dos métodos de dimensionamento mais potentes, no sentido de analisar a concordância entre a resposta prevista e a verificada.

Apesar de os perfis metálicos verticais não terem uma contribuição significativa para a rigidez à flexão da cortina e não assegurarem o suporte do solo antes da execução dos painéis de betão armado, a sua contribuição é importante, sobretudo para transmitir cargas verticais à sua fundação, nomeadamente através de uma adequada selagem.

De modo a ter em conta o dimensionamento da cortina na direcção horizontal deve ser usado um método de cálculo de estruturas de contenção flexíveis que permita a obtenção de momentos na vertical mas também na horizontal.

Acerca do prosseguimento de estudos no âmbito deste tema, entende-se que poderão ser dirigidos sobre as seguintes questões fundamentais:

- a realização de maior variedade de estudos numéricos, orientados com o objectivo de esclarecer a influência das propriedades mecânicas do maciço na resposta da estrutura, nomeadamente considerando parâmetros representativos de solos residuais.
- o desenvolvimento do modelo de cálculo com o intuito de possibilitar a consideração de modelos constitutivos mais completos.
- a realização de análises numéricas tridimensionais de forma a melhor aproximar a modelação numérica às condições reais das obras e poder avaliar factores que não são possíveis analisar em modelações bidimensionais.

BIBLIOGRAFIA

- Blight, G.E. (1997). *The Mechanics of Residual Soils*. Balkema, Rotterdam.
- Bolton, M. D. (1986). *The Strength and Dilatancy of Sands*. Geotechnique 36, Nº1 páginas 64-78, Thomas Telford Ltd, London.
- Boscardin, M. D., Cording, E. J. (1989). *Building response to excavation induced settlement*. Journal of Geotechnical Engineering Vol.115, Nº 1 páginas 1-21, ASCE, New York.
- Branco, P., Negro, A., Coutinho, P. T. (1990). *Recalques de superfície, qualidade construtiva de túneis e danos em edificações*. Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO'90, Abril de 1990, Rio de Janeiro, ABMS e Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Rio de Janeiro.
- Brito, J. (1999). *A Perspectiva de um Engenheiro de Estruturas sobre as Construções Enterradas*. Conceção, projecto, construção e monitorização de cortinas de contenção. Acção de formação contínua, Dezembro de 1999, Lisboa, FUNDEC, Lisboa
- Brito, J., França, P. (1999). *Paredes Tipo Munique e Berlim*. Licenciatura em Engenharia Civil Cadeira de Processos de Construção IST, Lisboa.
- Burland, J. B., Bross, B. B., de Mello, V. F. (1977). *Behaviour of foundations and structures. State of the art report*. Proceedings 9 Th ICSMFE (International Conference on Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering), Tokyo, páginas 495-546, Balkema, Rotterdam.
- Burland, J.B., Burbidge, M.C. (1985). *Settlements of foundations on sand and gravel*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Dezembro 1985, United Kingdom, páginas 1325-1381, Institution of Civil Engineers, London.
- Bustamante, M., Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bulletin des Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées nº 140, Novembro/Dezembro de 1985, LCPC, Paris.
- Cardoso, A. S. (1987). *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicada em Escavações. Métodos de Análise e Dimensionamento*. Dissertação apresentada Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP.
- Clough, G. W., Mana, A. I. (1976). *Lessons learned in finite element analysis of temporary excavations*. Proceeding 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol I páginas 496-510, ASCE, New York.
- Clough, G., O'Rourke, T. (1990). *Construction Induced Movements of In situ Walls*. Design and Performance of Earth Retaining Structures editado por Philip C. Lambe e Lawrence A. Hansen, 18-21/Junho/1990, Cornell University Ithaca, páginas 439-470, ASCE Geotechnical Special Publications Nº 25, New York.
- Coelho, S. (1996). *Tecnologia das Fundações*. Edições E. P. G. E, Lisboa.
- Das, B.M. (1998). *Principles of Geotechnical Engineering*, PWS Engineering, Boston.
- Dawkins, W.P. (2001). *Investigation of Wall Friction, Surcharge Loads, and Moment Reduction Curves for Anchored Sheet-Pile Walls*. U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- Décourt, L. (1989). *The Standard Penetration Test – State of Art Report*. Proceedings 12º ICSMFE (International Conference on Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering), Rio de Janeiro, Vol. 4 páginas 2405-2416, Balkema, Rotterdam.

- Décourt, L. (1992). *SPT in non classical material, Applicability of classical soil mechanics principles in structured soils*. Proceedings of US/Brazil Geotechnical Workshop, Novembro 1992, Belo Horizonte, páginas 67- 100, Edição Lima, Nieto, Viotti, Buena, M. Grosso
- De Mello, V. F. B. (1971). *Standard Penetration Test*. IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Porto Rico, Vol. 1 páginas 1-86, Balkema, Rotterdam.
- DTU13.2 (1992). *Travaux de bâtiment - Travaux de fondations profondes pour le bâtiment*.
- Empreiteiros Casais (2001). *Empreendimento Casa da Música Porto Escavação e CONTENÇÃO Periférica Tipo "Munique" Projecto de Execução*.
- ENV 1997-1 (1999), *Eurocode 7 : Geotechnical design - Part 1: General rules*. CEN, Brussels.
- ENV 1997-2 (1999), *Eurocode 7 : Geotechnical design - Part 2: Design assisted by laboratory testing*. CEN, Brussels.
- ENV 1997-3 (1999), *Eurocode 7 : Geotechnical design - Part 3: Design assisted by fieldtesting*. CEN, Brussels.
- Félix, C. M. S. (1991). *Comportamento dos Muros de Terra Armada*. Dissertação apresentada Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP.
- Fenoux, G. Y. (1974). *La Paroi Préfabriquée, Ses Applications (The Precast Wall, Its Application)*, Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics N° 313, Janeiro de 1974, páginas 198-219, Bureau Securitas, Paris.
- Finno, R. J., Calvello, M. (2005). *Supported Excavations: the Observational Method and Inverse Modeling*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 131, July 2005, N° 7 páginas 826-836, ASCE, New York.
- Gil, S. A., Lukas, R. G. (1990). *Ground movement adjacent to braced cuts. . Design and Performance of Earth Retaining Structures* editado por Philip C. Lambe e Lawrence A. Hansen, 18-21/Junho/1990, Cornell University Ithaca, páginas 471-488, ASCE Geotechnical Special Publications N° 25, New York.
- Goldberg, D. T., Jaworsky, W. E., Gordon, M. D. (1976). *Lateral support systems and underpinning*. Federal highway administration, Washington D.C.
- Gue, S. S., Tan, Y. C. (1998). *Design and Construction Considerations for Deep Excavation*. special Lecture on Design and Construction Consideration for Deep Basement, Malaysia, ILOG S, Malaysia.
- Guerra, N. M. C. (1999). *Mecanismo de Colapso de Cortinas de CONTENÇÃO Tipo Berlim por Perda de Equilíbrio Vertical*. Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, IST.
- Guilloux, A., Schlosser, F. (1982). *Soil Nailing: Practical applications*. Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, páginas 399-41, Bangkok.
- Hsieh, P. G., Ou, Chang-Yu (1998). *Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation*, Canadian Geotechnical Journal 35, December 1998, páginas 1004-1017, National Research Council Canada, Ottawa.
- Illingworth, J.R. (1987). *Temporary works, their role in construction*. Thomas Telford Limited, London.

- Juran, I., Elias, V. (1991). *Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures. Foundation Engineering Handbook*. United States Federal Highway Administration Publication, Washington D.C.
- Lança, P. (2007). *Processos de construção*. Escola superior de tecnologia e Gestão de Beja, Beja.
- Littlejohn, G. S. (1972). *Design of Cement-Based Grout*. Proceedings of Conference Grouting in Geotechnical Engineering, New Orleans, páginas 35-48, ASCE, New York.
- LNEC (1979). *Ancoragens seminário 217*. LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Mateus de Brito, J. et al (1999). *Ciclo de acções sobre “Projectos de Escavação e Contenção Periférica” Análise e principais conclusões*. Concepção, projecto, construção e monitorização de cortinas de contenção. Acção de formação contínua, Dezembro de 1999, Lisboa, FUNDEC, Lisboa
- Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP.
- Matos Fernandes, M. (1984). *Observação e análise por elementos finitos de uma escavação suportada por uma parede moldada ancorada*. Geotecnia Nº 42, 1984, páginas 3-19, Sociedade portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (1985). *Escavações suportadas por cortinas ancoradas: Capacidade de carga do maciço de fundação à solicitação vertical transmitida pela estrutura de suporte*. Geotecnia Nº 43, 1984, páginas 43-64, Sociedade portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. FEUP, Porto
- Melo, G. (1978). *Paredes Moldadas*. LNEC, Lisboa.
- Meyerhof, G.G. (1956). *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 82 Paper 866 páginas 1-19, ASCE, New York.
- Mitchell, J., Gardner, W. (1975). *In Situ Measurement of Volume Change Characteristics*. Proceedings In Situ Measurement of Soil Properties, 1-4 Junho, North Carolina State University, Volume II páginas 279-345, ASCE, New York.
- Mitchell, J.K. (1978). *In-situ Techniques for Site Characterization*. Site Characterization ASCE Specialty Workshop, Northwestern University, páginas 107-129, ASCE, New York.
- NP ENV 1992-1-1 (1998). *Norma Portuguesa - Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão*, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- NP-ENV 1997-1 (1999). *Norma Portuguesa - Eurocódigo 7: Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- Peck, R.B. (1969). *Deep excavations and Tunneling in soft Ground*. Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering State of the Art report, Mexico City. páginas 225-281, Balkema, Rotterdam
- Peck, R.B. (1972). *Soil-structure interaction*. Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue University Lafayette, Vol.2 páginas 145-154 e vol.3 páginas 249-250, ASCE, Indiana.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., Thornburn, T. H. (1974). *Foundation engineering*, John Wiley & Sons, New York.

- Plaxis, (2002). *User's Manual Version 8*. Deft University of Technology & PLAXIS, The Netherlands.
- Plaxis, (2002). *Tutorial Manual Version 8*. Deft University of Technology & PLAXIS, The Netherlands.
- Pinelo, A. M. S. (1980). *Dimensionamento de Ancoragens e Cortinas Ancoradas*. LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Potts, D. M., Fourie, A.B. (1984). *The behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical experiment*. Geotechnique, Vol. 34 N° 3 páginas 383-404, Thomas Telford Ltd, London.
- Puller, M. (1996). *Deep excavations*. Thomas Telford Ltd, London.
- Robertson, P., Campanella, R. (1983). *Interpretation of Cone Penetration Tests.*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20 N° 4 páginas 718-733, National Research Council Canada, Ottawa.
- Sabatin, J. I., Pass, D.G., Bachus, R.C. (1999). *Ground Anchors and anchors Systems*, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- Sandroni, S.S. (1991). *Young metamorphic residual soil*. Special Report IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Chile, páginas 1771-1788, Balkema, Rotterdam.
- Schroeder, W.L. (1984). *Soils in construction*. John Wiley & Sons, New York
- SEG - Serviços de engenharia e geotecnia, sa. (2004). *Reconhecimento geológico-geotecnico*.
- Skempton, A. W., Macdonald, D.H. (1956). *The allowable settlement of buildings*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Agosto 1956, London, Part 3 páginas 727-768, Institution of Civil Engineers, London.
- Skempton, A. W. (1986). *Standard Penetration Test procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidatio*”. Géotechnique, Vol. 36 N° 3 páginas 425-447, Thomas Telford Ltd, London.
- Tamaro, G. (1974). *Slurry Walls*, Open Cut Construction Seminar, Metropolitan Section ASCE, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, New York.
- Trigo, J.F.C. (1990). *A Estabilidade de Cortinas Ancoradas em Relação às acções Verticais. Análise por elementos Finitos*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Geotecnia, EESC.
- Tschebotarioff, G.P. (1973). *Foundations, Retaining and Earth Structures*. MacGraw-Hill Book Company, New York.
- Viana da Fonseca et al. (1994). *Portuguese experience on geotechnical characterization of residual soils from granite*. XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4-10 de Janeiro, Nova Deli, India, Vol. 1 páginas 377-380, Balkema, Rotterdam.
- Viana da Fonseca (1996). *Caracterização geotécnica de um solo residual do granito da região do Porto*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP.
- Vieira, C.F.S. (1997). *Dimensionamento de Estruturas de Suporte Flexíveis segundo o Eurocódigo 7*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP.

Xanthakos, P. P. (1979). *Slurry Walls*. McGraw-Hill Book Company, New York.

Xanthakos, P. P. (1991). *Ground anchors and anchored structure*. John Wiley and Sons, New York.