



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Escavações em meio urbano utilizando a metodologia *top-down*. O caso da Torre Platinum em Maputo, Moçambique.

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Geotecnia

Autor

Izel Jacinto Issufo

Orientadores

António Manuel Gonçalves Pedro

Alexandre da Luz Pinto

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, julho, 2016

“Quem busca o conhecimento e o encontra, obterá dois prêmios: um por procurá-lo, e outro por encontrá-lo. Se não o encontrar, ainda restará o primeiro prêmio.”

Profeta Muhammad

AGRADECIMENTOS

A elaboração desta dissertação é o culminar de cinco anos de trabalho, que só foi possível graças à colaboração e orientação de vários professores, amigos, colegas e entidades, a quem desejo prestar agradecimento e gratidão.

Ao Professor Almeida e Sousa, pela motivação que fez despertar o gosto pela geotecnia, pelos ensinamentos, pela amizade, apoio e disponibilidade manifestada;

Ao Professor António Pedro pelas orientações e esclarecimentos prestados, em suma, pelo constante apoio na especialidade de geotecnia do mestrado integrado em engenharia civil;

À JetsJ – Geotecnia e ao Engenheiro Alexandre Pinto, pela oportunidade de realização deste tema de dissertação, pelas explicitações e orientações ministradas essenciais para o desenvolvimento deste estudo;

Ao Engenheiro Rui Tomásio pela cooperação e aclaração das dúvidas do projeto que viabilizaram as várias fases deste trabalho;

Aos Professores Victor Dias e João Negrão pelo incentivo, pela partilha de saber, pelas interrogações esclarecidas no âmbito das Estruturas, quer durante o meu percurso académico quer neste trabalho de dissertação;

Aos meus amigos e colegas pelo estímulo demonstrado;

Aos meus “senhorios”, pela sua presença nas fases mais difíceis, pelo apoio e disponibilidade que manifestaram durante a minha estadia em Portugal.

Finalmente, e não menos importante, agradeço aos meus pais que, embora se encontrem fisicamente longe, sempre estiveram presentes em todas as fases da minha vida, prestando-me um apoio incondicional nas minhas opções e decisões, motivando, confiando e incentivando. Sempre afirmaram que o saber é uma fonte de crescimento pessoal que, mais cedo ou mais tarde, seria uma mais valia no meu percurso profissional. Proporcionaram-me, por isso, todas as oportunidades para que conseguisse chegar a “Engenheiro”.

RESUMO

O dimensionamento e escavação de caves de edifícios em ambiente urbano reveste-se usualmente de complexidade acrescida, visto que para além das especificidades requeridas pelo próprio projeto é necessário ter em consideração todas as condicionantes locais existentes. Estas, particularmente quando existem na periferia outros edifícios ou infraestruturas, impõem restrições ao projeto e condicionam fortemente as soluções construtivas a adotar já que a utilização de métodos tradicionais de suporte de estruturas de contenção fica limitada, quer pelas dimensões do edifício no caso de escoras, quer, sobretudo, pela impossibilidade de utilizar ancoragens dado que estas podem interferir com as condicionantes existentes. Nestes casos, é necessário recorrer a soluções construtivas inovadoras sendo uma das mais frequentemente utilizadas o *top-down*, ou método de construção invertida, onde são as próprias lajes do edifício que servem de apoio e suporte às pressões de terra aplicadas na estrutura de contenção periférica. Assim, esta metodologia envolve as seguintes etapas: a) construção da cortina; b) construção da laje térrea; c) escavação do primeiro nível através de uma abertura deixada propositadamente na laje; d) construção da laje na primeira cave; e) nova escavação até ao próximo nível e assim seguidamente até se atingir o número de caves desejadas.

Neste trabalho procurar-se-á estudar a problemática da escavação de caves em ambiente urbano efetuando-se em primeiro lugar uma revisão bibliográfica onde as diversas metodologias construtivas são apresentadas e analisadas dando-se particular ênfase ao método *top-down*. Numa segunda fase apresenta-se o caso de estudo referente à construção da estrutura de contenção da torre Platinum em Maputo, Moçambique, onde foi utilizada a metodologia *top-down* para a construção das caves. Para além da descrição da obra, onde se inclui a apresentação dos resultados da monitorização existente, efetuar-se-á a modelação numérica e respetiva retroanálise da escavação através de modelos bidimensionais. Para além da modelação do faseamento construtivo adotado serão igualmente simuladas outras soluções possíveis tendo como objetivo avaliar comparativamente o mérito da solução encontrada. Os resultados alcançados demonstram que a utilização de uma solução ancorada poderia ser uma alternativa caso não existissem algumas restrições enquanto que a solução escorada não constitui uma boa opção face às dimensões da escavação.

ABSTRACT

The design and excavation of building basements in urban environment is commonly of increased complexity, mostly due to the fact that beyond the specifics required by the project itself, it becomes necessary to take into account all existing local constraints. These impose restrictions on the design and strongly constrain the constructive solutions already adopted particularly when located on the periphery of other buildings or infrastructures. The use of traditional methods of retaining support structures is limited both by the dimensions of the building in case of props, and, above all, the inability to use anchors as these may interfere with existing conditions. In these cases, it becomes necessary to adopt innovative construction solutions with *top-down* being one of the most frequently used methods, in which the slabs of the building itself support land pressures applied in the peripheral containment structure. Therefore, this method involves the following steps: a) Installation of the curtain wall; b) construction of the ground floor slab; c) excavation of the first level by means of an opening purposely left in the slab; d) construction of the slab on the first basement; e) new excavation to the next level until reaching the desired number of basements.

This work deals with the issue of digging basements in urban environment. This dissertation starts with a literature review in which the various construction methods are presented and analysed, giving particular emphasis to the top-down method. In a second phase the case study is presented. It consists of the construction of the Platinum Tower containment structure in Maputo, Mozambique, in which the top-down methodology was used. Apart from the description of the work, which includes the presentation of the results of existing monitoring practices, a numerical modelling and the corresponding retro-analysis of the excavation is performed, through two-dimensional finite element numerical techniques. In addition to the modelling of the construction phasing adopted, other possible solutions aiming to comparatively evaluate the benefit of the chosen solution will also be simulated. The obtained results show that a solution using an anchored wall would be effective if it could be applied without any constrains. The solution using props is not viable in this case due to the dimensions of the excavation.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE QUADROS	ix
SIMBOLOGIA	x
ABREVIATURAS	xi
1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.1 Enquadramento geral	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Estrutura da dissertação	2
2 ESCAVAÇÕES EM MEIO URBANO.....	4
2.1 Introdução	4
2.2 Estruturas de suporte flexíveis.....	5
2.2.1 Tipos de soluções	5
2.2.2 Tipos de cortinas.....	6
2.2.3 Elementos de apoio.....	10
2.2.4 Faseamento construtivo	13
2.3 Movimentos típicos associados a estruturas de suporte flexíveis.....	16
2.3.1 Características do solo	16
2.3.2 Dimensões da escavação	16
2.3.3 Cortina	17
2.3.4 Elementos de apoio.....	17
2.3.5 Métodos construtivos e recursos humanos	18
2.3.6 Outros fatores	19
2.3.7 Minimização e controlo dos movimentos.....	19
3 EDIFÍCIO PLATINUM EM MAPUTO.....	21
3.1 Introdução	21
3.2 Caracterização geotécnica.....	22
3.2.1 Ensaios <i>in-situ</i>	23
3.2.2 Ensaios laboratoriais.....	23

3.2.3	Zonamento Geotécnico.....	24
3.3	Condicionantes do projeto	25
3.4	Solução adotada e faseamento construtivo	26
3.5	Instrumentação e Observação	28
3.5.1	Localização da instrumentação.....	28
3.5.2	Plano de monitorização	29
3.5.3	Interpretação dos resultados da instrumentação	30
4	RETROANÁLISE.....	34
4.1	Introdução	34
4.2	Modelo de elementos finitos.....	34
4.2.1	Características gerais	35
4.2.2	Parâmetros do solo	35
4.2.3	Estado de tensão inicial	36
4.2.4	Interação solo-estrutura	36
4.2.5	Cortina de contenção	36
4.2.6	Banda de Laje	37
4.2.7	Faseamento construtivo	38
4.2.8	Influência da malha no deslocamento da cortina.....	38
4.3	Modelo de cálculo assumindo os parâmetros de projeto	39
4.4	Calibração do modelo	40
4.4.1	Fase 1	40
4.4.2	Fase 2.....	41
4.4.3	Fase 3.....	43
4.4.4	Fase 4.....	43
4.4.5	Fase 5.....	44
4.4.6	Solução final.....	46
4.5	Análise dos resultados da solução final	47
4.5.1	Deslocamentos.....	47
4.5.2	Pressões de terra	49
4.5.3	Esforços na cortina	50
5	OUTRAS SOLUÇÕES	51
5.1	Introdução	51
5.2	Modelos de elementos finitos	51
5.2.1	Modelo com ancoragens.....	52
5.2.2	Modelo com escoras	53
5.3	Comparação com os resultados da solução do projeto	54
5.3.1	Modelo com ancoragens.....	54
5.3.2	Modelo com escoras	57
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	60

6.1	Conclusões	60
6.2	Trabalhos futuros	63
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	64
	Anexo A.....	67
	Anexo B.....	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Tipos de estruturas de suporte flexíveis (Almeida e Sousa, 2007)	5
Figura 2.2: Casos de obras em muro de Berlim (Paulo & Correia, 2012)	6
Figura 2.3: a) Tipo de estacas-pranchas; b) Pormenor do encaixe (Almeida e Sousa, 2007) ...	7
Figura 2.4: Paredes moldadas (Pedro & Almeida e Sousa, 2015).....	8
Figura 2.5: a) Estacas afastadas; b) Estacas secantes (Almeida e Sousa, 2007)	9
Figura 2.6: Exemplo de colunas de <i>Jet Grouting</i> (Pinto, 2016).....	9
Figura 2.7: Exemplos de obras de cortinas escoradas (Pedro & Almeida e Sousa, 2015).....	10
Figura 2.8: Esquema de uma ancoragem pré-esforçada (adaptado de Almeida e Sousa (2007))	11
Figura 2.9: Exemplo de uma escavação contida em bandas de laje (Pinto & Tomásio, 2013)	12
Figura 2.10: Execução de <i>Jet Grouting</i> (Pedro & Almeida e Sousa, 2015).....	15
Figura 2.11: Exemplo de uma solução com método <i>top-down</i> (Pinto, 2016)	15
Figura 2.12: As 8 regras de ouro para um controlo eficaz dos movimentos introduzidos por uma escavação profunda em solos moles (adaptado de Matos Fernandes (2015))	20
Figura 3.1: Edifício Platinum em Maputo (Pinto et al., 2015)	21
Figura 3.2: a) Localização das sondagens geotécnicas e b) Folha 2532D3 da Direção Nacional de Geologia da região de Maputo (Azevedo & Rodrigues, 2013)	22
Figura 3.3: Amostra da sondagem S6 (Azevedo & Rodrigues, 2013)	23
Figura 3.4: Perfil geotécnico: a) corte B-B' e b) corte C-C' (Pinto & Tomásio, 2013).....	25
Figura 3.5: a) Imagem de satélite da obra; b) Ilustração da zona de escavação e da sua vizinhança (Tomásio et al., 2014).....	26
Figura 3.6: Solução final escavação em <i>top-down</i> (Pinto et al., 2008)	27
Figura 3.7: Planta de Instrumentação (adaptado de Silva (2014))	29
Figura 3.8: Rotação dos inclinómetros I1, I2, I3 e I4	30
Figura 3.9: Deslocamentos dos inclinómetros: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4	31
Figura 3.10: Deslocamentos dos alvos topográficos: a) viga de coroamento; b) banda de laje; c) edifícios	32
Figura 4.1: Modelo de elementos finitos em Plaxis 2D	35
Figura 4.2: Viga biencastada com carregamento uniformemente distribuído.	37

Figura 4.3: Variabilidade dos resultados com a variação da malha de elementos finitos.	38
Figura 4.4: Comparação entre os resultados do Plaxis 2D e os inclinómetros: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4	39
Figura 4.5: Comparação dos resultados da Fase 1 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4	41
Figura 4.6: Comparação dos resultados da Fase 2 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4	42
Figura 4.7: Comparação dos resultados da Fase 3 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4	43
Figura 4.8: Comparação dos resultados da Fase 4 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4	44
Figura 4.9: Comparação dos resultados da Fase 5 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4	45
Figura 4.10: Comparação dos resultados do modelo calibrado com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4.....	47
Figura 4.11: Deslocamentos verticais do modelo para as sobrecargas: a) 0 kPa; b) 30 kPa...	48
Figura 4.12: Evolução dos assentamentos à superfície ao longo da escavação para as sobrecargas: a) 0 kPa; b) 30 kPa.....	48
Figura 4.13: Deslocamentos horizontais do modelo para as sobrecargas: a) 0 kPa; b) 30 kPa	49
Figura 4.14: Comparação entre o valor de cálculo do diagrama de pressões de terra e o diagrama de impulso em repouso	50
Figura 4.15: Envolvente de esforços na cortina: a) esforço transversal; b) momento fletor....	50
Figura 5.1: Modelo de elementos finitos em Plaxis 2D, solução em ancoragens: a) um nível de ancoragem; b) três níveis de ancoragem.....	52
Figura 5.2: Modelo de elementos finitos em Plaxis 2D, solução em escoras: a) um nível de escora; b) três níveis de escora	53
Figura 5.3: Comparação dos deslocamentos da cortina entre as soluções: 1, 2 e 3	55
Figura 5.4: Comparação dos assentamentos à superfície entre as soluções: 1, 2 e 3	55
Figura 5.5: Comparação dos esforços na cortina entre as soluções 1, 2 e 3: a) Esforço transversal; b) Momento fletor	56
Figura 5.6: Comparação dos deslocamentos na cortina entre as soluções escoradas.....	58
Figura 5.7: Comparação dos esforços na cortina entre as soluções 1, 2 e 3: a) Esforço transversal; b) Momento fletor	59
Figura 5.8: Comparação dos esforços nas estacas do edifício entre as soluções 1, 2 e 3: a) Esforço transversal; b) Momento fletor.....	59

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1: Descrição das amostras recolhidas (adaptado de Azevedo & Rodrigues, 2013)	23
Quadro 3.2: Resumo dos ensaios laboratoriais aos quais as mesmas amostras foram submetidas (adaptado de Azevedo & Rodrigues, 2013).....	24
Quadro 3.3: Resumo dos parâmetros geotécnicos propostos	25
Quadro 3.4: Critérios de alerta e alarme, adaptado Páscoa, 2014	30
Quadro 4.1: Características dos solos de cada zona geotécnica.	36
Quadro 4.2: Variabilidade dos resultados com a variação da malha de elementos finitos.....	39
Quadro 4.3: Parâmetros utilizados para a primeira fase da retroanálise	41
Quadro 4.4: Parâmetros utilizados para a segunda fase da retroanálise	42
Quadro 4.5: Parâmetros utilizados para a terceira fase da retroanálise	43
Quadro 4.6: Parâmetros utilizados para a quarta fase da retroanálise	44
Quadro 4.7: Parâmetros utilizados para a quinta fase da retroanálise	45
Quadro 4.8: Parâmetros propostos para a calibração do modelo	46
Quadro 5.1: Propriedades da solução em ancoragens	53
Quadro 5.2: Propriedades da solução em escoras.....	54
Quadro 5.3: Esforços nas ancoragens por metro linear de desenvolvimento	57

SIMBOLOGIA

A – área

BL18 – alvo topográfico número 18 na banda de laje

BL19 – alvo topográfico número 19 na banda de laje

BL28 – alvo topográfico número 28 na banda de laje

c' - coesão efetiva do solo;

E – módulo de elasticidade

E_{50}^{ref} - módulo de deformabilidade secante em estado triaxial (correspondente a 50% da tensão de rotura) para uma tensão de referência, $pref$, considerada igual a 100 kPa;

E_{oed}^{ref} - módulo de deformabilidade edométrico tangente para tensão vertical igual à tensão de referência ($pref$);

E_{ur}^{ref} - módulo de deformabilidade na descarga/recarga, em estado triaxial, para uma tensão de referência $pref$;

I – momento de inércia

I1 – inclinómetro 1

I2 – inclinómetro 2

I3 – inclinómetro 3

I4 – inclinómetro 4

Jet Grouting – técnica de tratamento/reforço do solo

Top-down – metodologia de execução da estrutura de construção

K_0^{nc} - coeficiente de impulso em repouso correspondente ao solo normalmente consolidado

m - expoente da lei de potência que expressa a dependência da rigidez em relação ao nível de tensão (power)

Plaxis 2D – programa geotécnico de elementos finitos em duas dimensões

R_f - coeficiente de rotura, que relaciona a tensão deviatórica na rotura com a assíntota da hipérbole que traduz a relação tensão-deformação;

V12 – alvo topográfico número 12 na viga de coroamento

V13 – alvo topográfico número 13 na viga de coroamento

ϕ' - ângulo de resistência ao corte efetivo;

ψ - ângulo de dilatância;

ν_{ur} - coeficiente de Poisson na fase de descarga;

ABREVIATURAS

DEC – Departamento de Engenharia Civil

HS – Hardening Soil

MIEC – Mestrado Integrado em Engenharia Civil

PA – eixo paralelo à parede (deslocamento lateral)

PIM – Plano de Instrumentação e Monitorização

PP – eixo perpendicular à parede (sentido no interior da escavação)

SPT – Standard Penetration Test

ZG1 – zona geotécnica 1

ZG2 – zona geotécnica 2

ZG3 – zona geotécnica 3

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 Enquadramento geral

Esta dissertação enquadra-se no âmbito das obras subterrâneas de contenção periférica em meio urbano. Numa cidade como a capital moçambicana, Maputo, o espaço urbano edificado encontra-se bastante ocupado, quer por edifícios quer por redes de infraestruturas, o que condiciona fortemente a utilização do subsolo em novas construções. Quando as possíveis intervenções decorrem nas imediações de edificações mais antigas, usualmente mais sensíveis, é de extrema importância que todos os trabalhos decorram com um elevado cuidado, ainda maior do que o geralmente associado à construção de outras obras geotécnicas em meio urbano.

Qualquer tipo de construção subterrânea em meio urbano, devido à limitação do espaço envolvente, requer usualmente a utilização de soluções de contenção que viabilizem a escavação vertical de modo a otimizar a área de construção. Estes constrangimentos levaram ao aparecimento de estruturas de suporte flexíveis que possibilitam efetuar, com segurança e eficácia, a execução dos trabalhos de escavação sem ser necessária uma grande ocupação de espaço (Matos Fernandes, 1983). Diversos tipos de estruturas de contenção flexíveis foram desenvolvidas e aperfeiçoadas com o passar dos anos sendo de salientar as cortinas de estacas moldadas, as cortinas de estacas-prancha, as paredes de Berlim provisórias ou definitivas e as paredes moldadas, como sendo as mais utilizadas atualmente. Evidentemente que a aplicabilidade destas soluções está intrinsecamente ligada à geologia local, à posição do nível freático, à capacidade técnica existente e, naturalmente, aos constrangimentos impostos pelas estruturas adjacentes (Burland et al., 1977). Para além da utilização de estruturas flexíveis convencionais hoje em dia já é possível recorrer a soluções mais avançadas que incluem o tratamento/reforço de solos, como é o caso do *Jet Grouting*. Esta solução apresenta algumas vantagens para o caso dos maciços que apresentam fracas condições geológicas e que necessitam de uma intervenção antes da execução da escavação, para além de permitir a utilização de soluções de contenção mais flexíveis e devidamente ajustadas a cada caso, embora ainda se revele algo dispendiosa para poder ser aplicada genericamente.

Esta dissertação tem como base o estudo da obra da escavação e contenção periférica das caves do Edifício Platinum, que se situa no centro de Maputo, numa zona densamente urbanizada (Pinto & Tomásio, 2013). A construção deste edifício, e particularmente dos seus pisos

enterrados, foi bastante condicionada pela presença de edifícios que se encontram na sua vizinhança e cuja segurança e integridade foi necessário assegurar. Com esse intuito a execução dos trabalhos de escavação e execução da estrutura de contenção foram acompanhados e monitorizados através de diversos instrumentos (Páscoa, 2014; Silva, 2014). O registo dessas leituras constitui a base da realização deste trabalho, uma vez que com a sua interpretação se procura retroanalisar a escavação efetuada, analisar qual o seu comportamento e avaliar se este poderia ter sido otimizado.

1.2 Objetivos da dissertação

O principal objetivo desta dissertação é contribuir para um melhor entendimento sobre a construção de contenções periféricas executadas adjacentes a edifícios sensíveis, utilizando a metodologia *top-down* tendo bandas de laje como elemento de apoio.

Para tal procede-se à modelação do problema recorrendo a programas de elementos finitos, uma vez que este tipo de software tem a particularidade de permitir modelar realisticamente os diversos aspetos envolvidos bem como o faseamento construtivo adotado. O estudo numérico inicia-se pela execução de um estudo de retroanálise da escavação de modo a procurar calibrar o modelo numérico, aproximando as deformações estimadas por este com os resultados fornecidos pela instrumentação. Durante o processo de calibração efetua-se paralelamente uma análise paramétrica que visa identificar quais os principais fatores que condicionam o comportamento global e local da escavação.

Por fim, apresentam-se soluções construtivas alternativas àquela que foi executada procurando avaliar através de cálculos numéricos bidimensionais se a escolha destas poderia ser mais adequada face às condicionantes locais existentes.

1.3 Estrutura da dissertação

Efetuada o enquadramento introdutório no primeiro capítulo, a dissertação encontra-se estruturada em seis capítulos adicionais, apresentando-se em seguida uma breve descrição dos mesmos.

No segundo capítulo encontram-se explanados, resumidamente, os principais fundamentos teóricos considerados basilares para o enquadramento e compreensão da fenomenologia associada à execução de escavações em meio urbano. Neste capítulo efetua-se ainda uma breve descrição dos diferentes tipos de soluções construtivas, dando-se especial enfoque à

metodologia *top-down*. De seguida apresentam-se os tipos de cortinas e elementos de apoio mais utilizados correntemente e discutem-se quais os movimentos típicos associados a este tipo de estruturas.

No terceiro capítulo apresentam-se detalhadamente os elementos base da obra, os aspetos que influenciaram o projeto e a solução adotada. Numa segunda parte apresenta-se o plano de instrumentação e observação da obra e analisam-se os valores registados procurando-se com base neste interpretar o comportamento da escavação.

No quarto capítulo, recorrendo à utilização do programa de cálculo numérico, Plaxis 2D, efetua-se a retroanálise e a calibração do modelo da estrutura de contenção. Com o estudo efetuado, procura-se igualmente identificar quais os principais fatores que afetam o comportamento global e local da escavação.

O quinto capítulo contempla a elaboração de uma solução alternativa à do projeto. Para avaliar a sua viabilidade efetua-se uma análise numérica bidimensional procurando-se avaliar o mérito da solução tendo como referência a solução adotada para a obra.

No sexto e último capítulo, serão apresentadas as conclusões da dissertação, identificando-se igualmente algumas propostas que futuramente poderão ser aplicadas e estendidas a outros casos similares ao analisado.

2 ESCAVAÇÕES EM MEIO URBANO

2.1 Introdução

A execução de escavações em meios urbanos requer geralmente a utilização de estruturas de suporte de modo a conter as terras adjacentes. No caso de ser necessário conter aterros ou quando existe espaço disponível é frequente recorrer-se a estruturas de suporte rígidas. Já para a contenção de escavações com taludes verticais é frequente a utilização de estruturas flexíveis.

As estruturas de suporte rígidas resistem às pressões de terra quase exclusivamente através do seu peso próprio, pelo que, dadas as suas características, exibem essencialmente movimentos de corpo rígido. Sendo assim, os impulsos de terra que atuam nessas estruturas podem ser calculados tendo como referência as teorias de impulsos clássicas, dado que o deslocamento do corpo rígido é uma condição fundamental para a aplicabilidade destas teorias (Almeida e Sousa, 2007).

Por sua vez, nas estruturas de suporte flexíveis o efeito devido ao peso próprio é geralmente desprezável, sendo que geralmente estas estruturas estão essencialmente sujeitas a deformações por flexão que condicionam a grandeza e a distribuição das pressões de terra atuantes (Terzaghi, 1943). Por este motivo, nem sempre as teorias de impulso clássicas são as que melhor avaliam os impulsos atuantes sobre este tipo de estruturas, pelo que se recorre frequentemente, e em particular quando existe mais de um nível de apoio, a cálculos numéricos, que possibilitam com maior precisão a quantificação dos impulsos.

Dependendo da sua tipologia, dos materiais constituintes e do processo construtivo adotado podem executar-se diversos tipos de estruturas flexíveis (Matos Fernandes, 1983). Em meio urbano, este tipo de estruturas de contenção quando bem executadas tem geralmente um desempenho adequado, conseguindo-se controlar o seu comportamento, mesmo em escavações profundas, e assim evitar causar danos nas edificações localizadas na sua vizinhança. Este tipo de soluções também se apresenta extremamente competitiva em termos económicos, pois possibilita que a cortina possa ser incorporada na estrutura definitiva e seja dispensada inclusivamente a necessidade de utilização de revestimento quer externo quer interno, para além de poder igualmente desempenhar funções de parede de impermeabilização (Matos Fernandes,

1983). No presente trabalho dá-se maior destaque a este tipo de estruturas uma vez que são as soluções mais utilizadas em ambiente urbano e uma vez que a estrutura de contenção adotada no caso de estudo deste trabalho se enquadra nesta categoria.

2.2 Estruturas de suporte flexíveis

2.2.1 Tipos de soluções

Como referido anteriormente existem vários tipos de estruturas de suporte flexíveis. Estas podem ser classificadas de acordo com o modo como é assegurada a estabilidade, sendo usual distinguir três tipos: a) autoportante; b) monoapoiada; c) d) multiapoiada (Almeida e Sousa, 2007). No caso das cortinas multiapoiadas é ainda frequente fazer uma distinção consoante o tipo de apoio é materializado por escoras, tendo-se cortinas c) multi-escorada, ou por ancoragens, d) multi-ancorada (Figura 2.1).

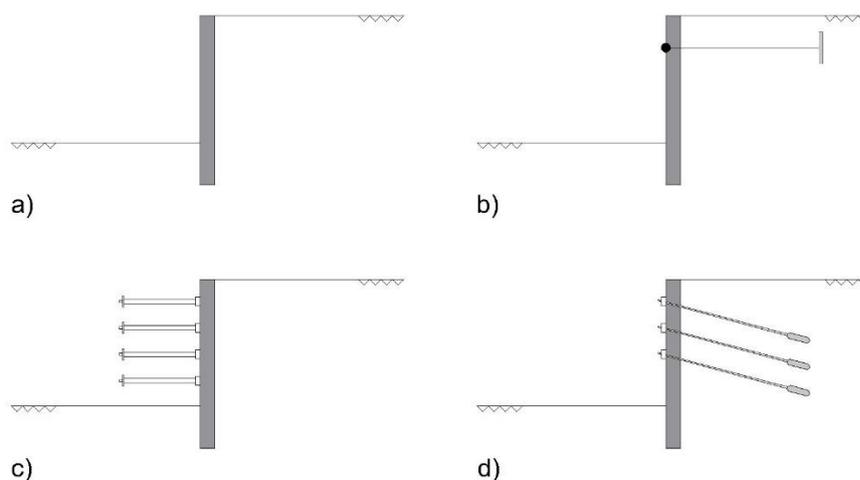


Figura 2.1: Tipos de estruturas de suporte flexíveis (Almeida e Sousa, 2007)

Estes tipos de cortinas distinguem-se essencialmente pelos seguintes aspetos:

- No caso da cortina autoportante, como o seu próprio nome indica, não existe nenhum ponto de apoio acima da base de escavação, sendo a estabilidade somente assegurada em virtude da altura enterrada da cortina abaixo no nível da escavação, que tem de ser suficiente para suportar os impulsos de terra causados pela escavação;
- Uma cortina monoapoiada distingue-se pelo facto de, para além de resistir devido à altura enterrada da cortina abaixo do nível da escavação, apresentar igualmente um elemento de apoio adicional (escora ou ancoragem) que deve, por forma a garantir um melhor comportamento e controlo da cortina, ser colocado o mais perto possível da superfície;

- c) Numa cortina multi-escorada o principal elemento que garante a estabilidade da cortina são as escoras colocadas a diferentes níveis. Geralmente as escoras não são pré-esforçadas podendo, contudo, em situações excepcionais pré-esforçar estes elementos de apoio conseguindo-se assim um melhor comportamento global da escavação;
- d) Por sua vez a cortina multi-ancorada difere essencialmente da multi-escorada pelo facto dos apoios da cortina serem materializados por ancoragens pré-esforçadas, em que o valor do pré-esforço aplicado é absolutamente essencial para garantir o controlo dos movimentos da cortina. Deve salientar-se que nestes dois últimos casos o equilíbrio estático da estrutura não obriga a que a cortina seja enterrada, embora seja usual fazê-lo para conseguir ter um maior controlo da estrutura e das potenciais deformações associadas à escavação.

2.2.2 Tipos de cortinas

Uma categoria que pode ser utilizada para distinguir os diversos tipos de cortinas está associada aos materiais que as constituem. As opções dos materiais a utilizar na construção destas estruturas são várias, passando pelo betão armado (são exemplo as paredes moldadas e cortinas de estacas), pelo aço (cortinas de estacas-pranchas), madeira (muros de Berlim provisórios) ou mesmo recorrendo somente à calda de cimento no caso da execução de colunas de *Jet Grouting*. Em seguida apresentam-se de forma sucinta as diversas opções mais correntemente utilizadas na construção de cortinas.

Muro de Berlim

As cortinas tipo muro de Berlim podem ser de dois tipos: provisórias (Figura 2.2a)) ou definitivas (Figura 2.2b)). Nas provisórias os elementos de suporte em contacto direto com o solo são constituídos por pranchas de madeira apoiadas entre os banzos de perfis metálicos cravados previamente no solo como se pode ver na (Figura 2.2a)) (Almeida e Sousa, 2007). No caso das definitivas é utilizado diretamente betão armado para preencher o espaço entre os banzos dos perfis metálicos conseguindo-se desta forma incorporar a parede formada já na estrutura definitiva de contenção e assim evitar custos com uma parede de forro.



Figura 2.2: Casos de obras em muro de Berlim (Paulo & Correia, 2012)

Este tipo de solução pode ser considerado de baixo custo já que dispensa a utilização de cofragens no tardo após a realização das paredes definitivas e permite a escavação e a execução da contenção em simultâneo através de diferentes frentes de obra. Para além disso a técnica construtiva não requer pessoal nem tecnologia muito especializada possibilitando uma escavação rápida, embora logicamente quando é suportada por ancoragens seja necessário recorrer a empresas especializadas. Apesar das vantagens mencionadas esta técnica também apresenta algumas desvantagens. Entre elas destacam-se um eventual mau desempenho devido à decompressão do solo, uma maior dificuldade no controlo das deformações pois a estrutura de contenção é somente construída após a escavação e o facto da cravação dos perfis metálicos poder introduzir vibrações na sua envolvente para as quais os edifícios adjacentes não estão preparados (Paulo & Correia, 2012). Naturalmente que a construção deste tipo de cortina só é viável em solos que apresentem boas características capazes de permitir escavação vertical sem suporte e quando não existe um nível freático elevado.

Cortinas de estacas-pranchas

As estacas-pranchas são perfis metálicos, de espessura reduzida e elevada esbelteza, com secção transversal geralmente em forma de u ou z (Figura 2.3a)). Possuem também, um sistema de encaixe tipo macho/fêmea (Figura 2.3b)), permitindo, quando colocados contiguamente, estabelecer uma cortina estanque que evita o fluxo de água e o arrastamento do material para dentro das escavações. Este tipo de cortina é geralmente utilizado na construção de obras marítimas, construção de muros cais ou ensecadeiras, e não em locais onde seja necessário ter um controlo muito apertado dos deslocamentos, dado que, devido à sua baixa rigidez, são expectáveis grandes deformações da cortina. Este tipo de solução está igualmente limitada a profundidades de escavação moderadas pelos motivos expostos. Outra limitação prende-se com o facto dos perfis serem esbeltos e possuírem uma resistência limitada o que torna inviável a sua cravação em solos duros (Almeida e Sousa, 2007).



Figura 2.3: a) Tipo de estacas-pranchas; b) Pormenor do encaixe (Almeida e Sousa, 2007)

Paredes moldadas

A partir da década de 60 do século passado começou-se a utilizar com mais frequência na realização de escavações profundas paredes de betão armado construídas *in situ*, genericamente designadas por paredes diafragma ou paredes moldadas (Figura 2.4). Esta solução oferece diversas vantagens conforme referem Matos Fernandes e Almeida e Sousa (2003). Uma das mais importantes prende-se com o facto deste tipo de solução ser instalada previamente à escavação, conseguindo-se assim uma minimização da descompressão do terreno associada à sua construção e ao mesmo tempo evitar grandes vibrações mesmo em estratos de areia muito compactas ou de argilas muito duras. Quando bem executadas podem servir de paredes impermeáveis evitando que haja fluxo de água para dentro da escavação. Este tipo de solução é bastante adaptável às condicionantes locais pois podem ser executadas com espessuras variáveis entre 30 cm e mais de 1 m, conseguindo-se dessa forma uma resistência e rigidez à flexão muito variável para além de que podem atravessar facilmente várias camadas de solos, podendo o seu pé ser selado em camadas rijas a grande profundidade. Contudo, este tipo de cortina também tem algumas desvantagens, nomeadamente é uma solução relativamente dispendiosa, principalmente devido ao uso de lamas bentoníticas. Em termos ambientais não é a melhor solução devido a algumas substâncias presentes na lama bentonítica. A execução desta solução requer igualmente um estaleiro de dimensões apreciáveis. Tem-se igualmente verificado que esta técnica poderá ainda ser desvantajosa caso existam rochas no terreno, dada a dificuldade acrescida de desagregação do solo por parte do equipamento, o que diminui em larga escala a sua eficácia nestes casos.

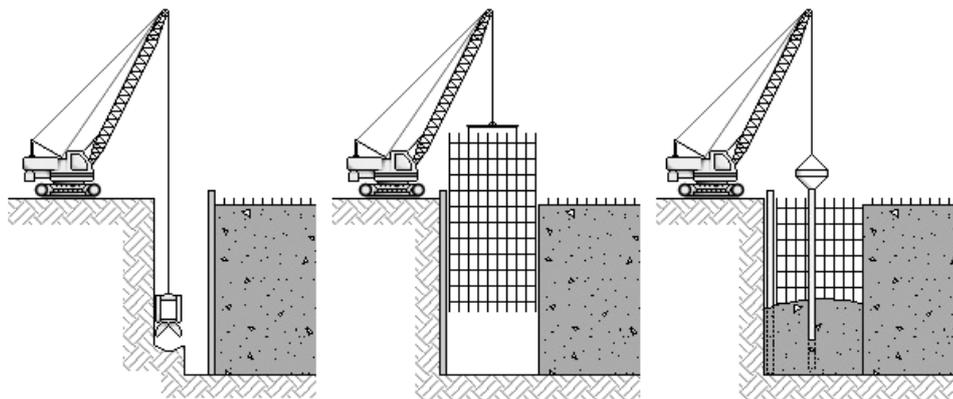


Figura 2.4: Paredes moldadas (Pedro & Almeida e Sousa, 2015)

Cortinas de estacas de betão armado

Devido à facilidade, rapidez de execução e à boa adaptabilidade a vários tipos de terreno, mesmo nos dotados de características condicionantes, como os blocos de rochas ou maciços mais resistentes, a execução de cortinas de estacas de betão armado é uma técnica que tem vindo a ser frequentemente utilizada como estrutura de contenção. A utilização deste tipo de solução pode ser bastante vantajosa quando se pretende construir uma estaca de cada vez já que nas imediações de estruturas já existentes pode-se reduzir, significativamente, a zona de

exposição ao risco em cada momento. Em algumas situações de contenção de solos com melhores características geotécnicas é possível construir as estacas com um certo afastamento (Figura 2.5a)) (Almeida e Sousa, 2007). Quando o solo a ser contido é composto por solos sem coesão a solução passa na maioria das vezes pela construção de estacas entubadas tangentes ou secantes (Figura 2.5b)). Esta solução apresenta algumas desvantagens em profundidades elevadas, devido à dificuldade acrescida em assegurar a verticalidade da armadura e a qualidade e uniformidade do betão durante a cura (Braja Das, 2011).

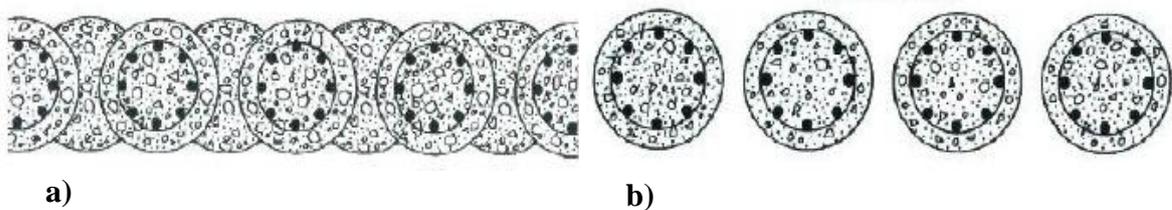


Figura 2.5: a) Estacas afastadas; b) Estacas secantes (Almeida e Sousa, 2007)

Jet Grouting

O *Jet Grouting* é uma técnica relativamente recente e muito versátil, que pode ser utilizada tanto para fazer cortinas como inclusivamente lajes subterrâneas (Figura 2.6). Embora esta apresente algumas vantagens face às soluções tradicionais, é preciso ter em conta os possíveis inconvenientes. Quanto às vantagens, é de salientar a versatilidade da técnica, uma vez que é possível aplicá-la a diferentes tipos de solos. O rendimento desta solução é também geralmente superior quando comparada a soluções tradicionais. Relativamente às desvantagens, são de destacar a reduzida capacidade de resistência à tração, o risco de levantamento do terreno e a agressividade química do terreno que deverão ser evitados recorrendo a um controlo de qualidade rigoroso (Pinto, 2009). Esta técnica é ainda algo dispendiosa não só pelos equipamentos que utiliza, mas também devido a um controlo de qualidade para cuja execução é necessária a recorrência a empresas e pessoal altamente qualificado.



Figura 2.6: Exemplo de colunas de *Jet Grouting* (Pinto, 2016)

2.2.3 Elementos de apoio

As estruturas de suporte flexíveis são frequentemente compostas por elementos de apoio adicionais para além da cortina, que podem trabalhar quer à compressão, no caso de escoras ou bandas de laje, quer à tração, no caso de ancoragens. Os primeiros são dispostos no interior da escavação, dificultando os trabalhos da escavação, enquanto que os últimos são colocados no interior do maciço, gerando interferências com construções vizinhas pelo que nenhuma das soluções se pode ser considerada ideal. Seguidamente apresentam-se de uma forma sumária as características, vantagens e desvantagens, associadas ao uso de cada um destes tipos de elementos de apoio.

Escoras

O uso de escoras como elemento de apoio apresenta algumas vantagens, nomeadamente, a não utilização dos terrenos vizinhos à escavação, a possibilidade de visualização direta dos elementos e a possibilidade de reaproveitamento para outras obras. Para além disso, estas funcionam como uma mais valia em situações em que os paramentos estão próximos pois podem ser apoiadas nas duas faces opostas da escavação. Em geral utilizam-se secções metálicas tubulares ou HEB, visto que estas secções resistem melhor aos esforços de encurvadura a que estes elementos estão sujeitos, embora também existam casos em que vigas de madeira são utilizadas.

No caso de escavações de grande dimensão, ou seja, de maior largura, as escoras são geralmente contraventadas em apoios intermédios para evitar problemas como os já referidos problemas de instabilidade por encurvadura (Figura 2.7). Contudo, a implementação desta solução condiciona substancialmente a mobilidade na obra, dificultando ainda mais os trabalhos de construção, o que requer mais tempo e conseqüentemente encarece o custo da obra. Esta solução também apresenta desvantagens devido às folgas que normalmente existem entre as escoras e a parede, o que favorece o aparecimento de deslocamentos laterais da cortina e conseqüentemente assentamentos à superfície. Geralmente este tipo de apoios é passivo, isto é, não é aplicado pré-esforço nas escoras. Contudo, em situações complexas pode-se pré-esforçar os elementos sendo que tal encarece ainda mais a obra (Almeida e Sousa, 2007).

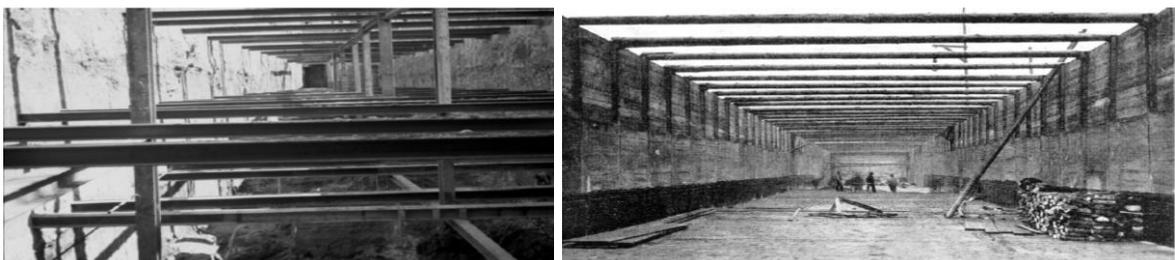


Figura 2.7: Exemplos de obras de cortinas escoradas (Pedro & Almeida e Sousa, 2015)

Ancoragens

As ancoragens são compostas por três componentes essenciais: a cabeça, o comprimento livre e o bolbo de selagem. A ligação destas componentes é efetuada pela armadura, que permite transmitir os esforços aplicados na cabeça ao bolbo de selagem e daí ao maciço. Na Figura 2.8 inclui-se o esquema típico de uma ancoragem pré-esforçada onde se podem observar as três componentes. Em virtude das novas tecnologias de execução disponíveis as ancoragens podem ser executadas em quase todos os tipos de maciços, embora a sua selagem tenha de ser efetuada em camadas competentes. Estas, em maciços mais fracos, encontram-se localizadas a grande profundidade, obrigando a que se tenham grandes comprimentos livres e/ou inclinações importantes em relação à horizontal o que prejudica e diminui a eficiência destes elementos (Almeida e Sousa, 2007).

Em meio urbano, as ancoragens têm geralmente um carácter temporário sendo frequentemente desativadas aquando da construção da estrutura final. Contudo, em circunstâncias especiais estas podem ser definitivas, sendo neste caso necessários cuidados adicionais na sua execução e proteções especiais contra a corrosão.

As ancoragens têm como uma das principais vantagens sobre as outras soluções o facto de permitirem um espaço livre no interior da escavação que possibilita que todas as fases da construção decorram com maior rapidez e facilidade. Outra vantagem prende-se com o facto das ancoragens serem geralmente elementos pré-esforçados que permitem, desde que devidamente executadas, um bom controlo sobre os deslocamentos da cortina. Porém esta solução também apresenta desvantagens no que respeita à ocupação de solo vizinho, e requer equipamentos e operadores especializados para sua execução o que torna esta técnica algo dispendiosa em comparação com outras opções (Brajá Das, 2011).

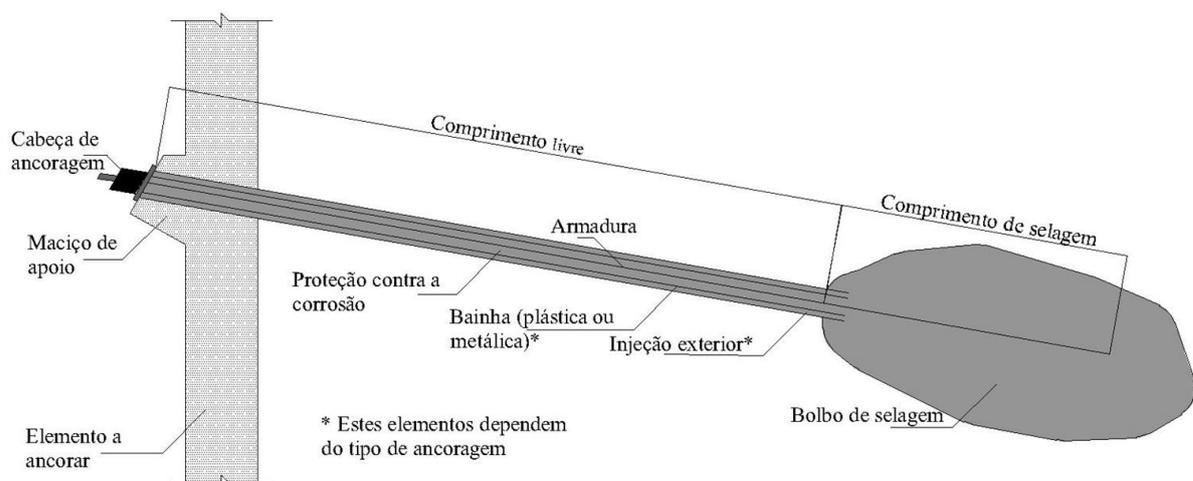


Figura 2.8: Esquema de uma ancoragem pré-esforçada (adaptado de Almeida e Sousa (2007))

Bandas de laje

A atual tendência de construção subterrânea em espaços urbanos muito densos exige cada vez mais a adoção de novas soluções de contenção periféricas. A metodologia de travamento rígido das escavações utilizando elementos estruturais, bandas de lajes, é uma nova técnica que vem substituindo as soluções tradicionais, com a vantagem extra de poder ser incorporada na solução final da obra (Pinto et al., 2008). Aliás, sempre que seja possível a compatibilização dos projetos de Arquitetura, Contenção e Estrutural esta afigura-se como provavelmente a melhor opção, visto que, desde que as bandas de laje estejam à mesma cota dos pisos enterrados definitivos, é mais conveniente e económico utilizar esta solução de execução das bandas de laje betonadas contra o terreno. Esta técnica permite que o maciço sofra uma menor descompressão durante o processo de escavação comparativamente à solução de escoras ou ancoragens, dado ser necessário escavar uma menor porção do terreno para a instalação do elemento de apoio. As dimensões deste elemento dependem das características geotécnicas do maciço a conter e da profundidade da escavação a executar (Carvalho, 2013).

A utilização de bandas de laje é uma solução que, comparativamente com as soluções escoradas, permite um maior ganho de espaço no interior do recinto, visto que as bandas de laje não são contínuas em toda a escavação, ou seja, apenas têm a largura mínima suficiente para resistir aos impulsos exercidos pelo terreno embora logicamente não sejam tão eficientes como o uso de ancoragens já que tem de se proceder à escavação debaixo das lajes (Figura 2.9). Na impossibilidade de execução da banda de laje de travamento em todos os alçados da contenção por questões arquitetónicas, é usual recorrer-se à sua substituição nesses troços por treliças metálicas. Assim, a continuidade do sistema e a transmissão das reações laterais continuam a ser garantidas, possibilitando o funcionamento de todos os elementos de travamento em conjunto como se pode ver na Figura 2.9 (Tomásio et al., 2014). É usual a utilização deste tipo de solução mista nos edifícios com caves/estacionamentos subterrâneos, porque as suas rampas inclinadas de acesso encontram-se muitas vezes junto aos limites do lote, impedindo a existência de troços de laje definitiva nestas zonas. Esta solução pode também ser executada só num dos alçados ou cantos da escavação onde não haja condições para a utilização de sistemas convencionais de travamento, desde que estejam garantidas as condições para a transmissão das reações laterais às paredes dos alçados adjacentes.



Figura 2.9: Exemplo de uma escavação contida em bandas de laje (Pinto & Tomásio, 2013)

O facto desta solução não ser intrusiva é igualmente uma mais valia em obras urbanas porque não há necessidade de utilizar o subsolo adjacente e, como tal, há uma diminuição do risco de dano nas estruturas vizinhas. Porém esta solução apresenta a inconveniência do factor temporal, visto que a execução desta técnica é um pouco mais morosa, condicionando igualmente os trabalhos de escavação em obra.

Esta solução pode ainda ser compatibilizada com diversos tipos de cortina, nomeadamente: paredes moldadas, cortinas de estacas ou muros de Berlim definitivos. Dado que não é necessário efetuar a furação da cortina (como no caso das ancoragens), não se verifica a diminuição das características de resistência da mesma, reduzindo, assim, também os riscos associados quando a escavação decorre em solos permeáveis e saturados. Esta solução oferece igualmente uma maior rigidez à estrutura de contenção, eliminando folgas entre a cortina e o elemento de apoio, típicas aquando da utilização de escoras.

2.2.4 Faseamento construtivo

Diversos fatores afetam a seleção do método construtivo a adotar na execução de estruturas de suporte flexíveis. Aspetos como o tipo de maciço, a posição do nível de água, a capacidade técnica instalada e as condicionantes locais existentes têm de ser devidamente equacionados para que a escolha seja a mais adequada possível ao caso em análise. Contudo, apesar de existirem diversas soluções é possível agrupar as diferentes hipóteses em 3 grupos, que diferem essencialmente na ordem pela qual o suporte e a escavação são efetuados.

Um primeiro grupo, provavelmente o mais frequente, consiste na execução da cortina (podendo ser constituído por elementos que vão desde estacas de betão armado a paredes moldadas) como primeira etapa construtiva. Após a sua execução, procede-se à escavação (2ª etapa) e à execução dos elementos de apoio (3ª etapa) em profundidade de acordo com os níveis previamente definidos. Estes apoios podem ser uma conjugação de elementos tradicionais (escoras ou ancoragens) ou bandas de laje (Figura 2.9) (Pinto et al., 2015).

No caso do segundo grupo as etapas construtivas são invertidas, iniciando-se os trabalhos pela escavação (geralmente faseada e por zonas para evitar colapso local e global), seguindo a construção da cortina e posteriormente dos elementos de apoio. Este tipo de sequência é muito semelhante à adotada nos muros de Berlim. Nestas, geralmente, efetuam-se as seguintes etapas (Mascaranhas, 2003):

1. Cravação de perfis metálicos devidamente espaçados, normalmente da série “H” ou “I”;
2. Execução da viga de coroamento com o objetivo de solidarizar todos os perfis;

3. Escavação dos painéis (zona entre dois perfis metálicos consecutivos) até se atingir a cota do primeiro nível de escavação. Deve salientar-se que a escavação destes painéis não é efetuada de uma só vez. Por uma questão de segurança são escavados intervaladamente em primeiro lugar painéis ditos primários (não consecutivos) e somente depois de suportadas as terras dá-se lugar à escavação dos painéis intermédios (ditos secundários);
4. Colocação do elemento da cortina. Se esta é provisória utilizam-se geralmente pranchas de madeira enquanto que se for definitiva utiliza-se betão armado para preencher o espaço escavado entre os perfis metálicos;
5. Colocação do elemento de apoio que pode ser materializado quer por escoras quer por ancoragens;
6. Escavação dos painéis secundários e conclusão da escavação de um dado nível;
7. As etapas 3 a 6 repetem-se sucessivamente para os diversos níveis da escavação;

Como as cortinas deste tipo são construídas à medida que decorre a escavação, esta solução só poderá ser aplicada em obras de contenção executadas acima da cota do nível freático e em terrenos que permaneçam estáveis durante a escavação. Outra consequência desta metodologia é a sua utilização em meio urbano, o que por vezes se torna difícil à execução em solos com condições geotécnicas fracas (Jorge, 2013).

A terceira metodologia construtiva pode considerar-se como sendo a mais segura, ainda que seja comparativamente a mais onerosa. Ela consiste no suporte prévio de toda a zona a escavar através da execução quer da cortina quer dos elementos de apoio. A utilização da técnica de *Jet-Grouting* permite que tal seja possível uma vez que com a execução de pequenos furos é impossível injetar calda de cimento a altas pressões no solo e assim formar autenticamente estacas de cimento que podem inclusivamente ser armadas (Figura 2.10). Como é possível controlar o local e a intensidade da injeção é igualmente possível executar lajes ou escoras que servem de travamento à cortina. Assim, neste caso, somente após a execução da contenção e dos elementos de apoio, é que se sucede a escavação final pretendida. Este método tem sido bastante utilizado, principalmente nas escavações em meio urbano que necessitam de grande controlo das deformações devido à presença de estruturas adjacentes, assim como em solos com piores características geotécnicas (Pedro & Almeida e Sousa, 2015).



Figura 2.10: Execução de *Jet Grouting* (Pedro & Almeida e Sousa, 2015)

Por último refere-se a metodologia *top-down*, também conhecida por método de construção invertida, que é um tipo misto entre a primeira e a terceira tipologia apresentada, pois tem a particularidade de se construir em primeiro lugar a cortina, seguida do apoio ao nível térreo (geralmente bandas de laje) e somente depois se inicia a escavação. Esta decorre até ao nível da primeira cave onde se coloca novo apoio prosseguindo a escavação até se atingir o segundo nível e assim sucessivamente. Com esta metodologia consegue-se geralmente um bom controlo dos deslocamentos da cortina e do terreno envolvente e como tal, é especialmente utilizada em meio urbano quando a escavação se encontra condicionada pelas edificações adjacentes. Contudo, tal como referido anteriormente, tem a desvantagem de necessitar da ocupação, pelo menos em parte, do espaço interior da escavação pelo que, naturalmente, condiciona um pouco os trabalhos (Whittle et al., 1993). Acresce, também, que a utilização desta metodologia requer frequentemente que elementos adicionais, geralmente microestacas ou perfis metálicos, sejam colocados como travamento vertical das bandas de laje como se pode ver na Figura 2.11.



Figura 2.11: Exemplo de uma solução com método *top-down* (Pinto, 2016)

2.3 Movimentos típicos associados a estruturas de suporte flexíveis

A execução de qualquer obra geotécnica origina deformações no maciço que, dependendo da sua magnitude, podem causar danos quer na própria estrutura quer em outras adjacentes. Esta situação é particularmente relevante do caso de se executarem estruturas de suporte flexíveis, uma vez que estas para se comportarem adequadamente necessitam de se deformar, redistribuindo as pressões de terra e originando, naturalmente, deslocamentos. Os movimentos associados à sua construção dependem de vários fatores que se abordam em seguida.

2.3.1 Características do solo

No comportamento de uma escavação, as características mecânicas do solo, resistentes e de deformabilidade, bem como o estado de tensão em repouso têm uma importância fundamental (Moreira et al., 2016). A execução de uma escavação altera necessariamente o estado de tensão inicial do maciço com a libertação das tensões instaladas. Do exposto depreende-se que a definição do estado de tensão inicial, usualmente em maciços terrosos admitindo como função do peso volúmico do solo e do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , é um dos fatores mais relevantes já que define a ação sobre a estrutura e conseqüentemente o nível de deformação associado à escavação (Potts & Fourie, 1984). De igual relevância são os parâmetros de resistência ao corte e de deformabilidade do maciço por razões óbvias. Naturalmente, quanto menor a resistência ou maior a deformabilidade maiores serão os deslocamentos e o potencial mau comportamento da escavação.

Também se deve referir que a presença de diferentes estratos pode ter uma importância fulcral sendo especialmente importante o tipo de solo presente na base da cortina uma vez que a falta de apoio no pé da cortina condiciona fortemente as deformações originando um acréscimo significativo ao nível dos movimentos laterais (Moreira, 2014).

2.3.2 Dimensões da escavação

A profundidade da escavação é um fator preeminente na magnitude e padrão de movimentos. Na análise de 10 casos práticos na zona de Taiwan, Ou et al. (1993) verificou que os assentamentos junto à cortina aumentam diretamente com o aumento da profundidade de escavação. A largura da escavação também poderá afetar o seu comportamento já que a configuração da cunha de rotura do solo suportado está dependente da distância entre as paredes da escavação (Puller, 2003).

2.3.3 Cortina

Na tentativa de minimizar os movimentos causados pela escavação procura-se instalar a cortina de suporte numa fase precedente à escavação. Por este motivo a utilização de cortinas de paredes moldadas, de estacas de betão armado e de colunas de *Jet-Grouting* apresentam geralmente um melhor comportamento que se traduz em menores deformações.

A localização do pé da cortina é um aspeto fundamental no controlo das deformações. No caso de este ser colocado em solos com pior comportamento mecânico verifica-se um acréscimo considerável de movimentos laterais e consequentes assentamentos à superfície (Moreira, 2014). Por este motivo é absolutamente indispensável posicionar o pé da cortina numa camada com boas características mecânicas, ou, quando tal não é possível, aumentar a altura enterrada da cortina.

O comportamento da cortina de suporte também é dependente da geometria e do seu material constituinte verificando-se que os movimentos são tanto maiores quando menor for a sua rigidez à flexão. Por esse motivo, as estacas-pranchas e as cortinas berlinenses provisórias podem exibir elevados movimentos horizontais que têm de se prever e avaliar se comprometem a funcionalidade da cortina ou dos eventuais edifícios adjacentes. Naturalmente que nas zonas de vão livre entre os apoios verificam-se os maiores movimentos sendo necessário monitorizar o fenómeno de “embarrigamento” (Moreira, 2014).

2.3.4 Elementos de apoio

Por elementos de apoio compreendem-se escoras, ancoragens e bandas de laje. Estes elementos, para além da sua função estrutural no suporte das pressões de terra, desempenham uma função importante ao nível da restrição dos movimentos horizontais da cortina. A sua execução em obra deve ser efetuada rapidamente e recorrendo apenas à mínima sobreescavação possível para a sua colocação, evitando desta forma a descompressão do maciço e consequentes deformações associadas.

Um aspeto fundamental prende-se com a restrição dos deslocamentos o mais perto possível da superfície, uma vez que as deformações que ocorrem acima do primeiro nível de apoio são difíceis de recuperar posteriormente. Devido à inexistência de apoio as cortinas acima do primeiro nível de apoio trabalham em consola, como sendo autoportantes, pelo que é de esperar que existam grandes deformações no solo (Long, 2001).

Com a redução do espaçamento entre os elementos de apoio consegue-se igualmente minimizar os movimentos. Contudo, caso se opte por uma solução escorada com espaçamento reduzido,

esta implicará uma sobreocupação de espaço interior que condicionará todas as operações inerentes à escavação. No caso de uma solução ancorada a interferência entre os bolbos de selagem pode verificar-se resultando num mau comportamento da cortina. Desta forma, o espaçamento entre apoios deve estar compreendido entre valores aceitáveis para que haja minimização de movimentos, sem comprometer a estabilidade e trabalhabilidade da obra e também sem tornar a solução demasiado onerosa.

A rigidez dos apoios e o nível de pré-esforço que lhe é aplicado é outra componente que condiciona os deslocamentos horizontais que se verificam acima do nível de escavação. À semelhança da cortina de suporte, também tanto quanto maior for a sua rigidez menores serão os deslocamentos provocados pela escavação. Pelo contrário, quanto maior for a flexibilidade destes elementos maior será o volume de solo deslocado face à posição inicial da cortina, e consequentemente o deslocamento (Puller, 2003).

A utilização de pré-esforço, através da introdução de uma tensão inicial e um conseqüente deslocamento contrário ao movimento natural da cortina, permite reduzir os deslocamentos em cada nível de escavação levando inclusivamente a que o deslocamento recuperado possa suprimir o acumulado nos níveis de escavação anteriores. O nível de pré-esforço a aplicar nos elementos de apoio, sejam eles escoras ou ancoragens, deve ser definido com base na expectável distribuição de pressões horizontais do solo atuantes na cortina. Uma definição adequada dessa distribuição possibilita a maximização do efeito positivo da aplicação do pré-esforço (Puller, 2003) e garante uma melhor resposta da estrutura de contenção.

2.3.5 Métodos construtivos e recursos humanos

A escolha da metodologia de construção pode influenciar os deslocamentos resultantes da escavação. Nesse aspeto a utilização da metodologia do *top-down* é vantajosa, pois permite diminuir os movimentos horizontais ao evitar a substituição dos elementos provisórios pelos definitivos (Long, 2001). Contudo, uma vez que o posicionamento dos apoios (lajes) é imposto, pode verificar-se que a sua localização não é a mais adequada possível para minimizar as deformações.

Por sua vez quando são efetuados Muros de Berlim pode verificar-se perda de solo, principalmente quando se trata de solo granular sem coesão. Para minimizar este problema é imprescindível o bom contacto entre a parede de contenção e o solo a ser suportado de modo a que não exista nenhuma folga e assim se evite um acréscimo de deslocamentos. A aplicabilidade deste tipo de soluções exige um cuidado acrescido para evitar este tipo de problemas sendo que não é aconselhável a sua utilização em obras onde o controle dos deslocamentos seja imperativo.

Sob este ponto de vista o ideal será sempre utilizar metodologias em que a cortina, e preferencialmente os elementos de apoio, estejam já construídos antes do início da escavação. Tal consegue ser parcialmente alcançado com a utilização de estacas, paredes moldadas ou *Jet-Grouting* embora não se deva pensar que estas técnicas são imunes a deformações, visto que só a construção desses elementos de apoio provoca em si deformações que podem ser inclusivamente superiores às provocadas pela escavação no caso de não serem bem executadas.

Finalmente todo o processo construtivo e, por conseguinte, a exequibilidade do projeto está dependente dos recursos humanos envolvidos, quer dos operadores, quer dos encarregados de obra que devem ser extremamente qualificados para saber interpretar situações e corrigi-las em tempo próprio. Outra condicionante importante são os materiais e equipamentos utilizados em obra, que devem cumprir o especificado no projeto.

2.3.6 Outros fatores

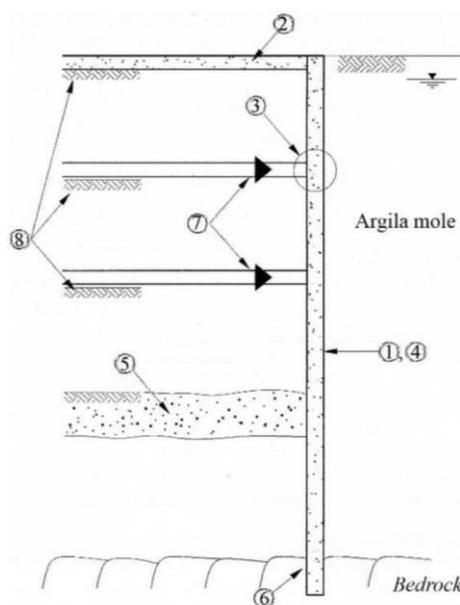
Para além dos fatores supramencionados, existem ainda outros aspetos que podem ocasionar deslocamentos consideráveis, e até de maior magnitude que os induzidos pela escavação. São exemplo fatores como a instalação da cortina, a demolição e retirada de antigas fundações no maciço a escavar ou a variação do nível freático no maciço envolvente associado à bombagem do interior da escavação. Este último aspeto tem-se revelado nos últimos tempos de grande importância já que com a construção maciça de caves no subsolo verifica-se que o curso natural da água tem sido alterado, concentrando as zonas de percolação e causando problemas de difícil resolução.

2.3.7 Minimização e controlo dos movimentos

Matos Fernandes (2015), com base em vários estudos recentes presentes na literatura e na sua experiência, definiu “8 regras de ouro” para o controlo efetivo dos movimentos que se encontram apresentadas na Figura 2.12. Para o autor a performance da estrutura de contenção, com aplicação destas regras base, passa a estar mais dependente das características estruturais e da execução e menos da sofisticação do tipo de análise adotado.

A primeira regra (1) tal como sugerido por Puller (2003) passa pela rigidez da cortina, que deve ser o mais rígida possível de forma a impedir grandes deformações associadas à sua flexão. Em segundo lugar, (2) o primeiro nível de travamento deve ser colocado o mais próximo possível da superfície do terreno. Isto é fundamental, dado que as cortinas acima do nível de apoio funcionam essencialmente como consolas, apresentando geralmente grandes deformações. De facto, e de acordo com Long (2001), as soluções do tipo consola devem ser evitadas, uma vez que são a principal causa da magnitude de movimentos. A ligação entre a cortina e os elementos de suporte é também um procedimento alvo de uma outra recomendação (3). No caso particular

do uso de cortinas escoradas, este aspeto deve ser levado em conta de modo a evitar eventuais folgas entre estas e a parede, que originam imediatamente deformações aquando da escavação. Já no caso de estruturas ancoradas ou suportadas com recurso a bandas de laje esta problemática geralmente não é condicionante dado o pré-esforço aplicado às primeiras e a betonagem *in-situ* das segundas. É igualmente recomendável a utilização de uma cortina impermeável (4) de modo a evitar um rebaixamento súbito do nível de água no tardo da cortina, com eventual arrastamento de partículas e deformações. A utilização de técnicas de melhoramento do solo prévias à escavação (5) é uma tecnologia que tem ganho popularidade ao longo dos últimos anos, e passa pelo uso de práticas de densificação, de injeção e de mistura. Idealmente todos os sistemas de suporte, cortinas e elementos de apoio, devem ser aplicados numa fase anterior à escavação, de forma a minimizar possíveis movimentos. Um outro aspeto fundamental está relacionado com a cortina que se deve encontrar tanto quanto o mais possível encastrada no bedrock (6), com o objetivo de mobilizar maior resistência e assim minimizar deslocamentos. Uma outra forma de minimizar os movimentos em cada nível de escavação é através da aplicação de pré-esforço nos elementos de suporte. Desta forma, consegue-se recuperar na totalidade ou em parte o deslocamento acumulado dos níveis de escavação anteriores (7) e ainda permitir que o maciço apresente melhor comportamento para a fase de escavação seguinte (Puller, 2003). Por último, é ainda recomendável limitar ao máximo possível a sobreescavação a executar em cada fase (8), de forma a evitar uma maior zona de solo não suportada (Moreira et al., 2016).



1. Paredes rígidas de betão armado
2. Antecipação da instalação do primeiro nível de suporte
3. Ligação cuidada entre a parede e os elementos de travamento
4. Parede impermeável
5. Tratamento prévio do solo
6. Encastramento da parede em solo competente
7. Introdução de pré-esforço nos elementos de travamento
8. Limitação da sobreescavação em cada fase

Figura 2.12: As 8 regras de ouro para um controlo eficaz dos movimentos introduzidos por uma escavação profunda em solos moles (adaptado de Matos Fernandes (2015))

3 EDIFÍCIO PLATINUM EM MAPUTO

3.1 Introdução

O Edifício Platinum é um empreendimento situado em Maputo, Moçambique, que foi selecionado como objeto de estudo desta dissertação pelas características peculiares da sua estrutura de contenção. Este edifício localiza-se na zona metropolitana, no quarteirão entre a Avenida Julius Nyerere e a Rua de Kassuende, no bairro Polana, famoso pelas suas edificações modernas e também da época colonial. Trata-se de um edifício de ocupação mista, destinado a uma utilização de escritórios, habitação e comércio, com um total de 33 pisos (dos quais 3 em cave) e com uma altura de cerca de 98 m acima do solo (Figura 3.1). Em planta é aproximadamente um retângulo com dimensões de 50 por 36 m. Estas dimensões fazem com que este seja um dos maiores edifícios de Maputo, tendo uma área útil total de 41 000 m². O início da sua construção ocorreu no segundo semestre de 2013 tendo ficado concluído no primeiro semestre de 2016. O edifício corresponde a um investimento de 40 milhões de euros cujo dono de obra é Provomalor Investimentos, projetado pelo arquiteto Frederico Valsassina e construído pela Mota-Engil, sendo o projeto de execução de escavação e contenção periférica elaborado pela empresa “JET_{SJ} - Geotecnia”.



Figura 3.1: Edifício Platinum em Maputo (Pinto et al., 2015)

3.2 Caracterização geotécnica

Com o intuito de caracterizar a geologia e as características dos materiais necessários para a escavação do Edifício Platinum em Maputo, foram efetuadas 7 sondagens pela empresa Tecnasol – Moçambique durante o mês de março do ano 2013 tendo sido atingida uma profundidade média de 31 m. Para além de se terem recolhido amostras para a caracterização física a cada 1,5 m de profundidade foram efetuados ensaios SPT com o intuito de se avaliar as propriedades e estratificação do maciço. A sua localização em planta relativamente à área do edifício pode ser visualizada na Figura 3.2a) (Azevedo & Rodrigues, 2013).

De acordo com a folha 2532D3 da Direção Nacional de Geologia da região de Maputo, Figura 3.2b), o edifício Platinum encontra-se localizado numa zona composta por solos pertencentes à Formação “Ponta Vermelha - TeVs”, datada do Terciário. Esta formação é essencialmente constituída por areias de grão fino a médio, siltosas, de tons avermelhados, alaranjados e amarelados, medianamente compacta.

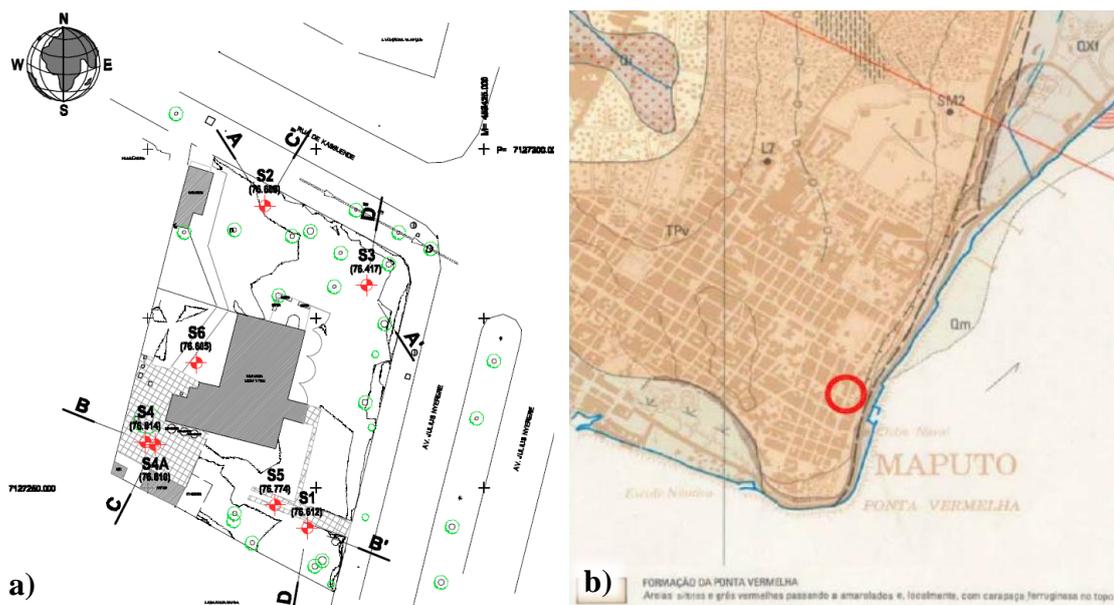


Figura 3.2: a) Localização das sondagens geotécnicas e b) Folha 2532D3 da Direção Nacional de Geologia da região de Maputo (Azevedo & Rodrigues, 2013)

Na Figura 3.3 apresenta-se uma amostra do solo recolhido na sondagem S6. É possível observar a existência de solos da formação “Ponta Vermelha – TeVs” caracterizados pelos seus tons avermelhados. Durante a prospeção, não se efetuou amostragem integral pelo que na caixa de sondagem apenas é visível o material correspondente ao tubo amostrador do SPT. Também podem ser observados tubos onde foram recolhidas amostras para ensaios de caracterização.

Quadro 3.2: Resumo dos ensaios laboratoriais aos quais as mesmas amostras foram submetidas (adaptado de Azevedo & Rodrigues, 2013)

Sondagem	Profundidade [m]	Análise granulométrica por peneiração				Limites de atterberg		Classificação	
		0,074 [mm]	0,425 [mm]	2,0 [mm]	4,75 [mm]	LL	LP	ASTM	AASHTO
S1	24,0 – 24,60	5,0	41	100	100	NP		SM	A-2-4(0)
S2	21,0 – 21,60	20,3	94,9	100	100	NP		SM	A-2-4(0)
S3	15,0 – 15,60	19,1	93,2	100	100	NP		SM	A-2-4(0)
S4	6,0 – 6,60	14,4	81,2	97,8	98,8	NP		SM	A-2-4(0)

3.2.3 Zonamento Geotécnico

Com base na análise e interpretação dos resultados obtidos na campanha de prospeção geológica e geotécnica, foi proposta a divisão do maciço em três zonas geotécnicas, ZG1 a ZG3, cujas principais características se apresentam seguidamente.

Zona Geotécnica 3 (ZG3)

Esta zona caracteriza-se por apresentar as piores características geotécnicas. Foi definida em todas as sondagens, desde a superfície até à profundidade máxima de 4,5 m (sondagens S1 e S2), estabelecida em função de se verificar um número de pancadas do N_{SPT} inferiores a 17, sendo o intervalo de 5 a 9 o mais frequente. Esta zona é caracterizada por apresentar areias de grão fino, soltas, de tom avermelhado.

Zona Geotécnica 2 (ZG2)

Esta zona geotécnica, subjacente à ZG3, foi definida em todas as sondagens e apresenta uma espessura variável entre 16,5 m (sondagem S1) e 12,5 m (sondagem S2). Esta zona é constituída por areias de grão fino, siltosas, com valores de N_{SPT} compreendidos entre 15 e 55 pancadas, sendo o intervalo de valores mais frequentes entre 15 e 27 pancadas.

Zona Geotécnica 1 (ZG1)

Esta é a zona geotécnica de melhores características que se desenvolve até às profundidades máximas prospetadas. Os materiais que a compõe são essencialmente areias de grão fino, siltosas, de tons alaranjados e amarelados, muito compactas. A esta zona correspondem valores de N_{SPT} superiores 60 pancadas.

No Quadro 3.3 apresentam-se os parâmetros geotécnicos de cada zona geotécnica propostos por Azevedo e Rodrigues (2013) tendo por base os resultados das sondagens e ensaios efetuados. Deve-se notar que os parâmetros foram deduzidos tendo essencialmente por base correlações empíricas estabelecidas com o SPT e por isso logicamente têm uma validade

relativa. Na Figura 3.4 é possível observar os cortes B-B' e C-C' do perfil geotécnico referentes à planta da Figura 3.2a), onde surgem identificadas as três camadas constituintes distintas. É de salientar que o nível freático não foi detetado nas sondagens (Pinto & Tomásio, 2013). É ainda de referir que tendo em conta que a estrutura de contenção da escavação se insere nas camadas ZG3 e ZG2 apenas estas serão alvo de um estudo aprofundado ao longo desta dissertação.

Quadro 3.3: Resumo dos parâmetros geotécnicos propostos

Zona Geotécnica	Descrição	NSPT	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]
ZG3	Areias de grão fino, soltas, de tom avermelhado	< 17 (5-9) ¹	16-18	28-32	0	4-8
ZG2	Areias de grão fino, siltosas, de tom avermelhado medianamente compacta	15-55 (15-27) ¹	20-21	32-38	0	12-32
ZG1	Areias de grão fino, siltosas, de tom amarelado medianamente compacta	≥ 60	21-22	38-42	0	40-80

1 - Valores mais frequentes

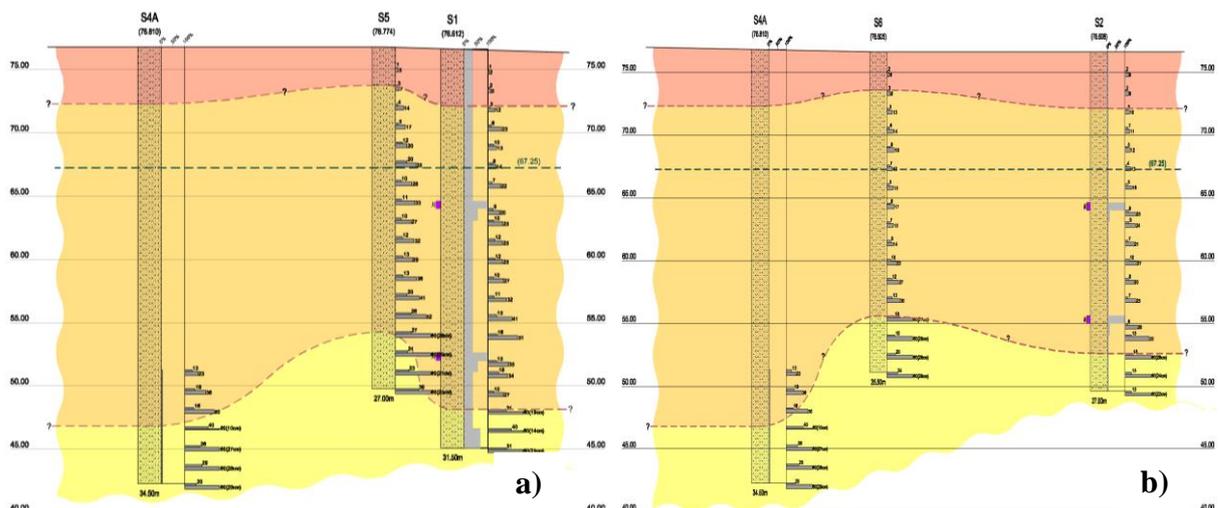


Figura 3.4: Perfil geotécnico: a) corte B-B' e b) corte C-C' (Pinto & Tomásio, 2013)

3.3 Condicionantes do projeto

Conforme referido anteriormente, a área de intervenção insere-se numa zona densamente urbanizada de Maputo, composta por edificações da época colonial e infraestruturas sensíveis nas áreas circundantes (Figura 3.5a). A zona a intervir encontra-se delimitada por arruamentos e diversas construções vizinhas a preservar. A oeste, praticamente juntos, edifícios com 3 e 7 pisos elevados que condicionam fortemente os trabalhos e obrigam a que se tenha que ter cuidados adicionais para a escavação não os danificar. A Sul a escavação é limitada pela Embaixada da África do Sul, que também impõe algumas condicionantes ao projeto. Dos restantes lados o Edifício Platinum é limitado por arruamentos importantes de tráfego intenso.

Por estes motivos, a solução construtiva foi altamente condicionada pelo facto de não se poder recorrer à utilização de ancoragens na zona dos edifícios e da embaixada, dadas as dimensões da escavação, a utilização de escoras também se revelou complexa.

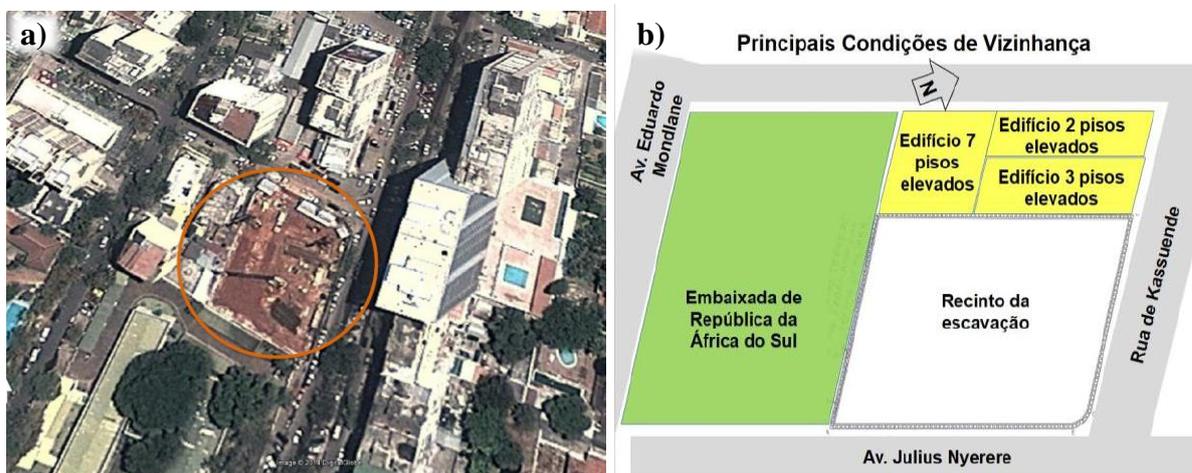


Figura 3.5: a) Imagem de satélite da obra; b) Ilustração da zona de escavação e da sua vizinhança (Tomásio et al., 2014)

3.4 Solução adotada e faseamento construtivo

Tendo por base os condicionalismos existentes a empresa JET_{SJ}, responsável pelo projeto de escavação e contenção, optou por realizar uma escavação com 10 m de profundidade suportada em todo o perímetro por uma cortina de estacas moldadas de betão armado com 16 m de comprimento, existindo desta forma uma ficha mínima de 6 m. As estacas consideradas têm um diâmetro de 0,60 m e são espaçadas entre eixos de 0,4 m. Dadas as dimensões da escavação foi necessário prever elementos de apoio adicionais por forma a controlar as deformações. Assim, na impossibilidade de utilizar ancoragens e devido à dificuldade em recorrer a escoras, a JET_{SJ} optou por conceber uma solução integrada em que a própria laje do piso -1, situada a 3,5 m de profundidade, serviria de apoio. Logicamente que esta laje não foi construída totalmente pois tal impediria o continuar da escavação, tendo-se optado por betonar bandas de laje em todo o perímetro da escavação com a largura de 6,8 m. Para evitar que esta laje pudesse apresentar problemas de estabilidade, esta foi suportada a partir das estacas que serviram para fundação dos pilares do edifício conforme se pode ver na Figura 3.6. Deve igualmente salientar-se que em virtude da localização da rampa de acesso ao parque de estacionamento na zona anexa aos edifícios, foi necessário deixar uma parte da banda de laje por betonar. Para garantir a continuidade do elemento de suporte foi então instalada nessa zona uma treliça metálica conforme se pode observar na Figura 3.6.

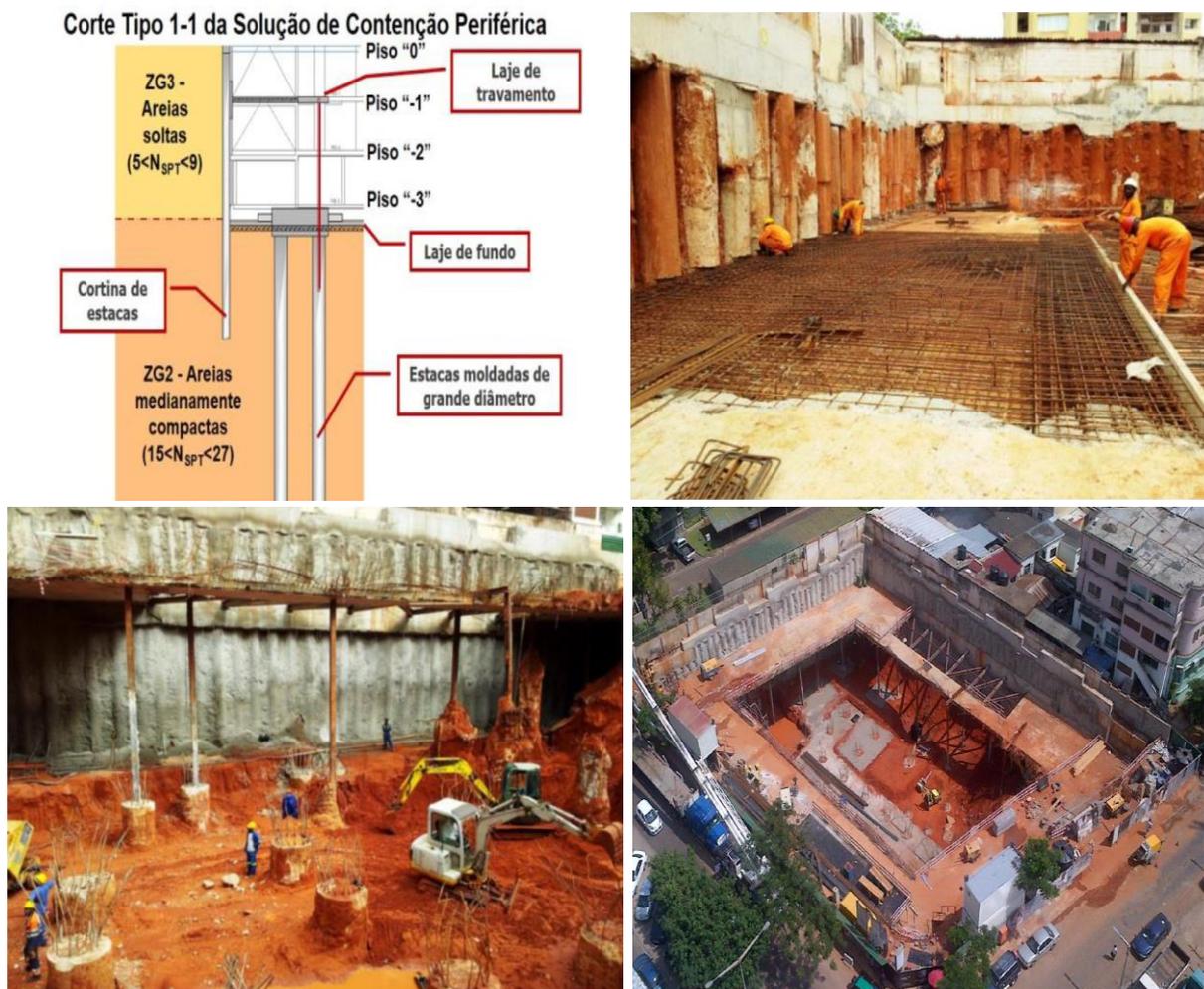


Figura 3.6: Solução final escavação em *top-down* (Pinto et al., 2008)

O faseamento construtivo preconizado foi efetuado com recurso à metodologia *top-down*. Este método foi considerado o mais apropriado ao caso em estudo, dadas as condicionantes referidas. Resumidamente o faseamento construtivo adotado teve a seguinte sequência:

- Execução das estacas moldadas da cortina e da fundação para os pilares do edifício;
- Execução da viga de coroamento no contorno da escavação;
- Escavação até à profundidade da banda de laje (3,5 m) e demolição das escacas acima dessa cota;
- Execução da banda laje (betão armado e metálica);
- Escavação até à cota de -10 m e demolição das estacas acima dessa profundidade;
- Execução das fundações dos pilares e da laje de fundo do edifício;

3.5 Instrumentação e Observação

O Plano de Instrumentação e Monitorização, PIM, é uma ferramenta de importância crucial na execução de estruturas geotécnicas. Uma vez que as estruturas de suporte flexíveis funcionam em função dos deslocamentos provocados pela retirada do solo torna-se fundamental conhecer e controlar os seus movimentos, de modo a avaliar-se o seu comportamento, garantir a segurança em obra e efetuar uma gestão do risco apropriada à solução construtiva.

O planeamento da instrumentação a instalar é igualmente indispensável, dado que mais importante do que ter muitos equipamentos é necessário dispô-los nos locais adequados e garantir que os mesmos se encontram em pleno funcionamento. Naturalmente que não é suficiente ter os dispositivos instalados, sendo necessária uma monitorização contínua das grandezas medidas. A análise desses registos permite corroborar as hipóteses consideradas no dimensionamento, na fase de projeto, otimizá-lo caso seja possível e aplicar medidas corretivas caso ocorram imprevistos. Complementarmente podem ser estabelecidos critérios de alerta e alarme, cuja finalidade é garantir que caso ocorram deslocamentos excessivos estes são detetados a tempo de se proceder à sua correção. O PIM deve ser considerado como um plano de investimento e segurança ao invés de mais um custo associado à obra.

3.5.1 Localização da instrumentação

Devido à sua importância foi delineado um PIM para a escavação das caves do Edifício Platinum em que o objetivo era conseguir acompanhar o comportamento da obra e avaliar em que medida os edifícios adjacentes estariam a ser afetados pela escavação. Para tal foram instalados 4 inclinómetros junto à escavação e um total de 28 alvos topográficos. Na Figura 3.7 mostra-se a disposição em planta de todos os instrumentos instalados, sendo que para além do perímetro da escavação foram monitorizados edifícios na periferia. Os alvos topográficos nos edifícios foram colocados numa fase prévia à escavação e tinham como principal objetivo medir os possíveis deslocamentos nas várias direções. Após a construção das estacas, foram instaladas quatro calhas inclinométricas para permitir monitorizar os movimentos horizontais da cortina. A sua localização procurou coincidir com zonas potencialmente mais críticas, tendo-se colocado dois inclinómetros na cortina anexa aos edifícios, um precisamente na zona onde foi inserida a treliça metálica, um terceiro foi colocada na cortina que suporta os terrenos da Embaixada da África do Sul e o último a meio da parede voltada para a avenida principal. Para além dos inclinómetros foram ainda colocados 9 alvos topográficos na viga de coroamento distribuídos uniformemente nesta. Já com a escavação a decorrer e após a construção da banda de laje, instalaram-se mais 9 alvos na extremidade desta com uma localização similar aos da viga de coroamento para facilitar a interpretação. A localização de alguns alvos é algo redundante com os inclinómetros, contudo, tal é necessário uma vez que permite complementar

a informação e verificar se os instrumentos se encontram a funcionar adequadamente. Todos estes instrumentos têm como objetivo principal a medição dos deslocamentos horizontais e verticais para o interior da escavação.

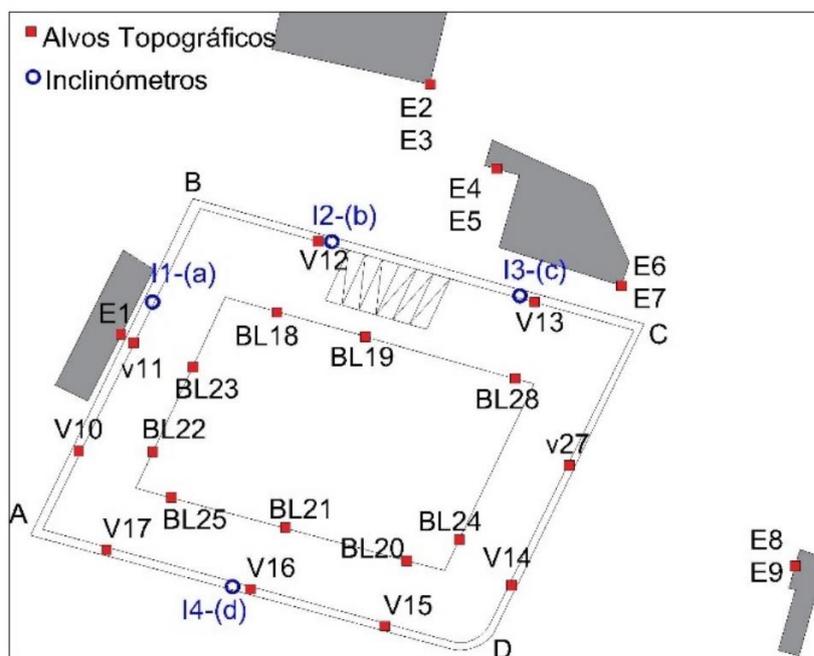


Figura 3.7: Planta de Instrumentação (adaptado de Silva (2014))

3.5.2 Plano de monitorização

3.5.2.1 Frequência de leituras

Atendendo às características da obra, preconizou-se que o conjunto de dispositivos instalados fossem lidos durante a execução dos trabalhos de escavação e até à construção dos pisos enterrados com uma frequência não superior a uma vez por semana. Os resultados foram apresentados sob forma gráfica e eram atempadamente interpretados e analisados pelos técnicos projetistas, em colaboração com os técnicos da obra e com a Fiscalização.

3.5.2.2 Critérios de alerta e de alarme

Os critérios de alerta e de alarme foram estabelecidos tendo por base o tipo de estrutura, a geologia do local bem como os resultados dos modelos de cálculo efetuados. Estes não previram grandes deformações ao nível das edificações situadas na vizinhança dos trabalhos pelo que qualquer deformação registada (com valores que excedam os limites de tolerância dos aparelhos) deve imediatamente despoletar o 1º nível de alerta cujos valores se encontram no Quadro 3.4. Caso tal acontecesse, as leituras deveriam passar a realizar-se com intervalo de dois dias, até se verificar a estabilização das deformações. Caso estas prosseguissem e atingissem o

nível de alarme seria necessário adotar medidas mais drásticas que passavam pelo reforço do suporte e pelo eventual aterro de zonas escavadas.

Quadro 3.4: Critérios de alerta e alarme, adaptado Páscoa, 2014

	Critério alerta	Critério alarme
Desloc. Vertical [mm]	15	25
Desloc. Horizontal [mm]	25	40

3.5.3 Interpretação dos resultados da instrumentação

3.5.3.1 Inclinómetros

Os inclinómetros são instrumentos que permitem quantificar os movimentos horizontais ao longo de um plano vertical. Neste caso os inclinómetros foram inseridos no interior das estacas medindo a cada 0,5 m de profundidade os deslocamentos horizontais em duas direções. Para que o seu funcionamento seja o mais adequado essas direções devem coincidir com o eixo perpendicular à parede, de forma a avaliar a máxima deformação horizontal, e no plano paralelo para permitir averiguar existência de rotações. Contudo, nem sempre em obra as calhas inclinométricas são colocadas nestas direções dificultando um pouco a interpretação das leituras. Este foi o caso do edifício Platinum onde os registos tiveram de ser rodados de acordo com a Figura 3.8 para que pudessem ser analisados mais corretamente os resultados. Na figura a direção PP e PA refletem os eixos perpendicular e normal à parede, respetivamente. Os resultados registados para os 4 inclinómetros apresentam-se na Figura 3.9 para duas fases da obra, construção da banda de laje – linha vermelha (PP-1 e PA-1), e também para a fase final da escavação pretendida em projeto – linha roxa (PP e PA). Da análise da figura verifica-se que os deslocamentos paralelos à parede são diminutos (máximo de 7 mm e média inferior a 3 mm) e não apresentam uma tendência única o que indicia que a parede tem essencialmente um movimento na direção da escavação. Apenas no inclinómetro I2 se verifica alguma deformação para a última fase da escavação. Tal resultado é muito provavelmente causado pela presença da treliça metálica que se encontra precisamente no sentido do movimento do inclinómetro e que confere uma menor rigidez naquela zona à estrutura.

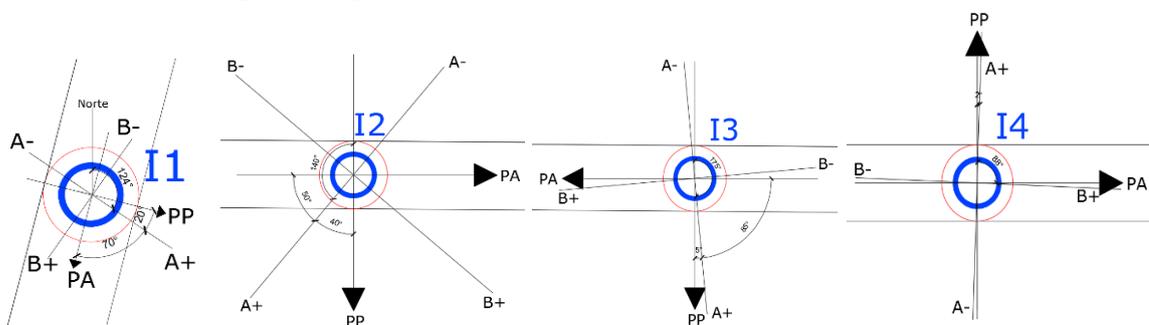


Figura 3.8: Rotação dos inclinómetros I1, I2, I3 e I4

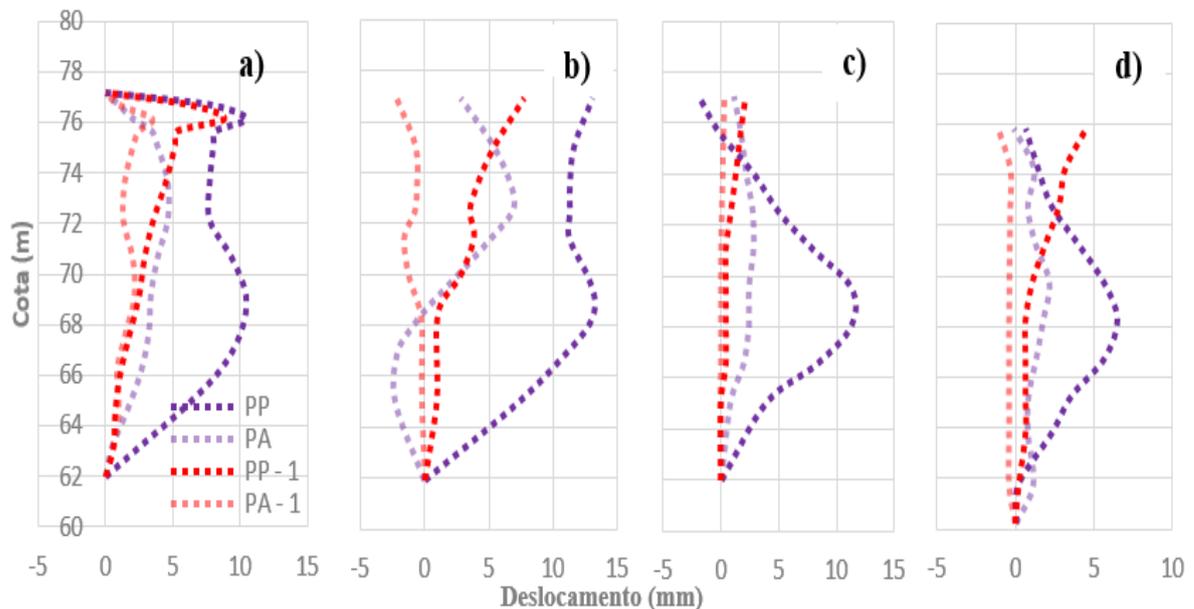


Figura 3.9: Deslocamentos dos inclinómetros: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4

Relativamente aos movimentos para o interior da escavação constata-se que o deslocamento máximo é de apenas cerca de 15 mm, o que indicia um bom comportamento global da estrutura de contenção. Na primeira fase de escavação verifica-se, como seria de esperar um movimento de consola da cortina que é particularmente evidente nos inclinómetros I2 e I4. Tal deve-se provavelmente, à localização destes inclinómetros, situados praticamente a meio das paredes com maior vão, sendo que no caso do I2 existe a agravante do edifício adjacente provocar uma maior pressão no solo. Com a construção da banda de laje e posterior escavação o comportamento da cortina altera-se, passando a existir um ponto de apoio que impede a existência de deformações a este nível (profundidade de 3,5 m). Verifica-se inclusivamente que esse ponto de apoio serve como eixo de rotação dos inclinómetros I3 e I4, tendo-se neste último inclusivamente deslocamentos para o exterior da escavação à superfície. Nos inclinómetros I1 e I2, embora seja visível a restrição de deslocamentos imposta pela banda de laje, verifica-se que a mesma não impede que se verifique um aumento de deformações nessa zona. É igualmente possível observar que os inclinómetros I2 e I3 apresentam maiores deslocamentos, sendo que tal é muito provavelmente justificado pela presença da treliça metálica naquela parede. Isso é mais notório no inclinómetro 2 onde, para além da presença próxima da treliça sofre a influência do edifício de 7 pisos adjacente. Um outro fenómeno interessante associado verifica-se em praticamente todos os inclinómetros, mas particularmente no I1 e I2, e prende-se com o facto destes apresentarem uma aparente falta de apoio da cortina na base com deslocamentos elevados logo a partir do seu pé. Admitindo que os resultados dos inclinómetros são fidedignos, este fenómeno pode ser o resultado de uma eventual sobreescavação ou mesmo de alguma anomalia na execução das estacas.

3.5.3.2 Alvos Topográficos

Como foi mencionado anteriormente foram instalados 28 alvos topográficos na zona da escavação. Destes a maioria apresentou deslocamentos ligeiros até à execução da banda de laje e aumento considerável quando se procede à escavação final, ainda que não excedendo os limites de alerta. Na Figura 3.10a) apresentam-se os registos de dois alvos situados na viga de coroamento V12 e V13 que se situam aproximadamente no mesmo local dos inclinómetros I2 e I3, respetivamente. No gráfico identificam-se as principais fases construtivas para facilitar a sua compreensão. Da análise da figura constata-se que durante a escavação até à banda de laje se observa um deslocamento de cerca de 5 mm. Durante a execução da banda de laje praticamente não existe qualquer deslocamento o que era expectável já que não foi realizada nenhuma escavação. Durante a escavação final o deslocamento horizontal cresce rapidamente e estabiliza aquando da paragem dos trabalhos de escavação. Verifica-se igualmente que, tal como observado nos inclinómetros o alvo mais próximo da treliça metálica e anexo ao maior edifício, V12, é o que apresenta maiores deformações embora estas não excedam os 25 mm correspondentes ao limite de alerta.

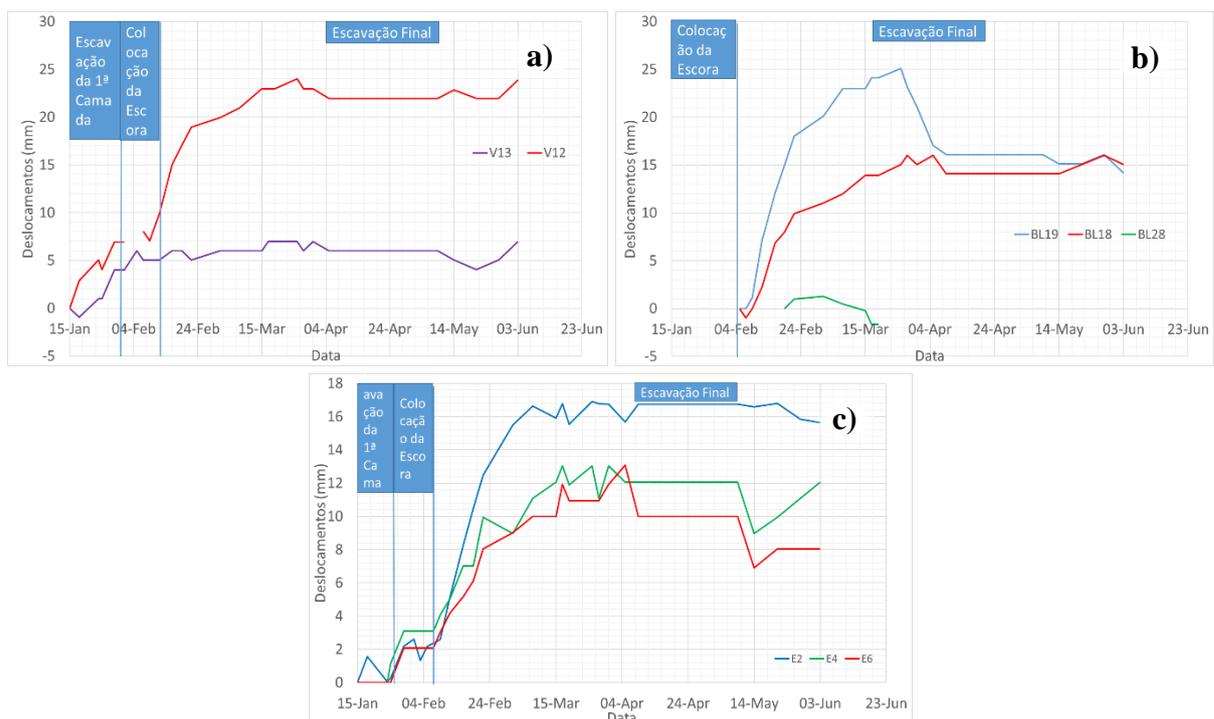


Figura 3.10: Deslocamentos dos alvos topográficos: a) viga de coroamento; b) banda de laje; c) edifícios

Por sua vez na Figura 3.10b), é possível observar os registos de 3 alvos topográficos colocados na banda de laje precisamente ao longo da mesma parede de contenção mais crítica (treliça metálica e maior edifício). Os resultados obtidos são bastante ilustrativos das condições de

apoio nessa parede, visto que o alvo colocado a meio vão próximo à treliça metálica (BL18) apresenta as maiores deformações, chegando a atingir valores de 25 mm, embora com o final da escavação se observe um decréscimo do valor e uma estabilização para cerca de 15 mm. Por sua vez o alvo colocado no alinhamento do inclinómetro I2 e do alvo V12 (BL19), apresenta uma deformação crescente até atingir aproximadamente 15 mm no final da escavação e estabilizando após o fim desta. Naturalmente como seria expectável, o valor máximo obtido neste alvo é inferior ao registado na viga de coroamento dado que é instalado somente após a escavação dos primeiros 3,5 m. Por último tem-se o alvo BL28 que praticamente não apresenta quaisquer deformações. Embora este alvo tenha sido colocado em funcionamento numa fase posterior e como tal não tenha capturado alguns deslocamentos crê-se que dada a sua localização, junto do canto da banda de laje, é o principal factor para os diminutos deslocamentos registados já que se trata de uma zona de elevada rigidez da cortina.

Por fim, apresentam-se os alvos topográficos E2, E4 e E6 na Figura 3.10c), localizados nos edifícios adjacentes à parede dos inclinómetros I2 e I3. Os alvos E4 e E6 localizados junto ao edifício de 3 pisos, exibem um comportamento muito semelhante, com um deslocamento máximo de 12 mm. No entanto, o alvo E2, posicionado no edifício de 7 pisos apresenta um comportamento similar apenas até à colocação da banda de laje. Posteriormente, quando se procede à escavação final, este deslocamento apresenta um maior aumento em relação aos restantes dois alvos, diferença essa que pode ser justificável pelo facto deste alvo se encontrar mais próximo da treliça metálica. Porém, o deslocamento máximo obtido é da ordem dos 18 mm, valor inferior ao nível de alerta estipulado.

4 RETROANÁLISE

4.1 Introdução

O presente capítulo tem como principal objetivo efetuar a retroanálise numérica da escavação das caves do edifício Platinum. Para tal, apresenta-se em primeiro lugar o modelo numérico considerado para o efeito, efetuando um breve estudo sobre a influência da malha de elementos finitos utilizada. Seguidamente, efetua-se a retroanálise da escavação tendo por base os resultados registados pela instrumentação instalada no local. Dar-se-á particular ênfase à comparação dos resultados medidos pelos inclinómetros já que estes traduzem o comportamento da escavação em diversos locais críticos da obra e em toda a profundidade da escavação. A retroanálise inicia-se pela comparação dos resultados com os admitidos em fase de projeto, sendo que numa fase posterior se procura efetuar o ajuste dos diversos parâmetros realizando diversos cálculos seguindo uma estratégia faseada. Por último, e para os parâmetros que reproduzem o melhor ajuste, apresentam-se os resultados globais do modelo dando ênfase aos deslocamentos e esforços determinados.

4.2 Modelo de elementos finitos

O cálculo com recurso a elementos finitos é hoje em dia uma técnica numérica bastante usual no âmbito da engenharia civil e particularmente em geotecnia, já que através da utilização do método é possível simular com algum realismo o comportamento de praticamente todas as obras geotécnicas. Um dos softwares correntemente mais utilizados para esse efeito é o Plaxis 2D. Por esta razão, no presente trabalho optou-se por utilizar este programa, tendo o mesmo sido a opção para a equipa projetista da escavação das caves do edifício, JET_{SJ}.

Apesar desta escavação ser um problema tridimensional optou-se por considerar um modelo numérico bidimensional, admitindo um estado plano de deformação, para a sua simulação, tal como no projeto inicial. Esta hipótese embora não traduza a realidade pode ser considerada adequada dadas as dimensões da escavação e o facto de ser algo conservador uma vez que não tem em linha de conta as restrições às deformações impostas pelos travamentos na direção transversal.

4.2.1 Características gerais

O modelo de cálculo tem uma largura de 50 m e uma altura de 26 m, dimensões estas consideradas adequadas de forma a não restringirem as deformações causadas pela escavação. Na Figura 4.1 apresenta-se a geometria considerada podendo observar que à superfície se aplicou uma carga para simular o peso dos edifícios. A cortina de estaca foi simulada por um elemento viga e a banda de laje representada por um elemento barra. Considerou-se igualmente a existência de elementos de interface entre o solo e a cortina, podendo desta forma ocorrer deslocamentos relativos entre estes elementos. Por uma questão de simplificação admitiu-se uma estratificação horizontal tal como adotado no projeto inicial. Relativamente às condições de fronteira do modelo considerou-se que a fronteira b) representa o eixo de simetria da secção de escavação, onde apenas ocorrem deslocamentos verticais. Por sua vez na fronteira a) admitiu-se a ausência de quaisquer deformações na direção horizontal, pelo que mais uma vez apenas são permitidos deslocamentos verticais. Por último, a fronteira c) pretende simular a presença de um estrato rígido, pelo que se impediram quaisquer possíveis deformações neste nível.

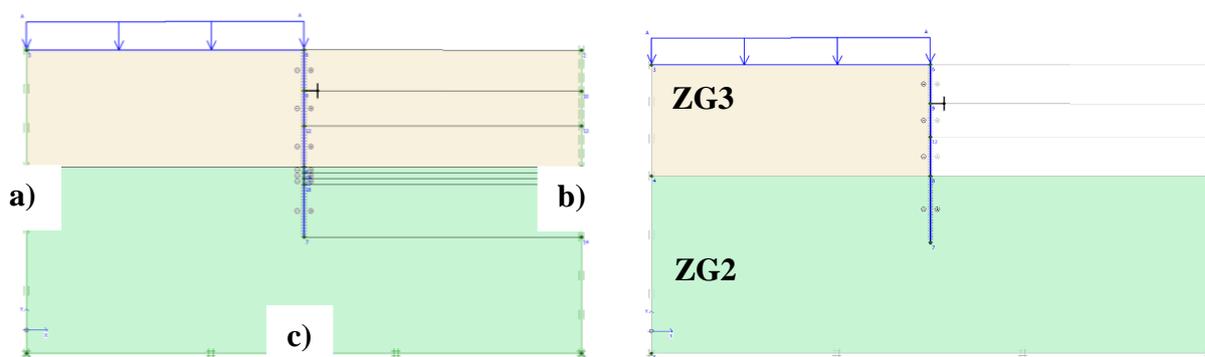


Figura 4.1: Modelo de elementos finitos em Plaxis 2D

4.2.2 Parâmetros do solo

De modo a definir as características do solo, o Plaxis permite escolher uma ampla gama de modelos constitutivos que simulam o comportamento dos materiais. O modelo escolhido pela JET_{SJ} foi o Hardening Soil (HS). Este modelo recria o comportamento dos diferentes tipos de materiais admitindo uma relação tensão-deformação não linear. O HS tem por base o modelo hiperbólico, utilizando, contudo, o tradicional critério de rotura de Mohr-Coulomb, permitindo igualmente incluir o efeito da dilatância do solo. O modelo apresenta duas superfícies de cedência, uma no plano desviatório e outra no plano de compressão. Além disso, este modelo permite igualmente definir um módulo de deformabilidade de descarga do solo diferente do

módulo de carga tornando-o mais realista e mais apropriado para modelar escavações onde se esperam trajetórias de descarga de tensões (Schanz et al., 2000).

A utilização deste modelo requer um total de 9 parâmetros que numa primeira fase foram admitidos como sendo iguais aos definidos em projeto e que foram estimados tendo por base o relatório geológico-geotécnico (Azevedo & Rodrigues, 2013). Os parâmetros de referência para os dois estratos geológicos interessados na simulação encontram-se no Quadro 4.1.

Quadro 4.1: Características dos solos de cada zona geotécnica.

Parâmetros	Zonas geotécnicas	
	ZG3	ZG2
γ_{unsat} [kN/m ³]	17	20
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	8000	30000
E_{oed}^{ref} [kN/m ²]	8000	30000
E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	24000	90000
c_{ref} [kN/m ²]	-	-
ϕ' [°]	30	35
ψ [°]	0	0
ν_{ur}	0.2	0.2
K_0^{nc}	0.50	0.43

4.2.3 Estado de tensão inicial

O estado de tensão inicial estimado para o maciço foi simplesmente considerado como sendo função da tensão vertical de repouso, determinada a partir do peso volúmico do solo, e da tensão horizontal efetiva que foi determinada a partir da estimativa do coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Neste caso o seu valor foi estimado recorrendo à tradicional expressão (4.1):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (4.1)$$

4.2.4 Interação solo-estrutura

Como referido a interação solo-estrutura no Plaxis 2D foi simulada através da consideração de elementos de interface no contacto cortina solo. Na definição do critério de rotura destes elementos admitiu-se uma aderência máxima, dado que as estacas de betão armado apresentam uma rugosidade elevada pois foram moldadas contra o terreno.

4.2.5 Cortina de contenção

Um elemento viga é o ideal para simular no Plaxis uma estrutura de contenção já que permite considerar quer a rigidez axial quer a flexão deste tipo de elementos. Admitiu-se que a cortina era simplesmente elástica-linear pelo que apenas foi necessário estabelecer os parâmetros

elásticos, EA e EI. Para o cálculo destes parâmetros adotou-se um módulo de elasticidade, E, de 32 GPa, valor obtido segundo o Eurocódigo (EN, 1992) para as propriedades do betão armado utilizado em projeto, e um coeficiente de Poisson de 0,2. Como referido a espessura das estacas de betão armado é de 0,6 m e estas encontram-se espaçadas de 0,4 m, pelo que a sua rigidez por metro linear de desenvolvimento de cortina vem igual a:

$$EA = 9047789 \text{ kN/ml} \quad EI = 203575 \text{ kNm}^2/\text{ml}$$

4.2.6 Banda de Laje

A banda de laje no modelo é modelada recorrendo a um elemento barra. Este elemento apenas necessita que a sua rigidez axial, EA, seja definida. Contudo, no caso de uma banda de laje a rigidez é variável ao longo do vão da escavação. De modo a determinar a mesma admitiu-se o modelo de uma viga bi-encastada com carregamento uniformemente distribuído como se pode visualizar na Figura 4.2. Nestas condições, que se podem considerar próximas das reais, tem-se que o valor de EA é dado pela equação 4.2.

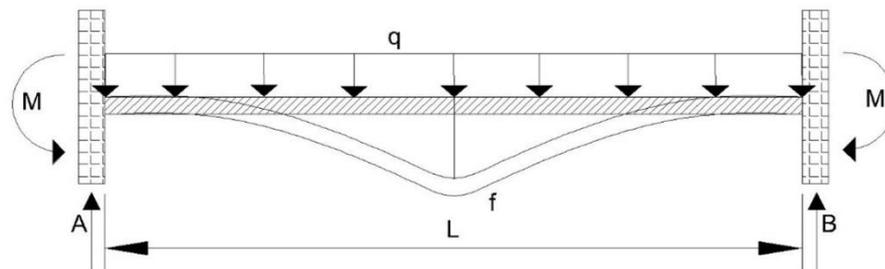


Figura 4.2: Viga biencastrada com carregamento uniformemente distribuído.

$$EA = \frac{1}{f} = \frac{384 \cdot EI}{L^4} \quad (4.2)$$

Em que:

- E é o módulo de elasticidade, para o qual se utilizou o valor de 34 GPa;
- I é o momento de inércia, calculado considerando uma banda de laje de 6,8 m de largura e 0,35 m de altura;
- L é o comprimento da banda de laje. A distância a meio vão entre duas bandas de laje é de 41,5 m;

Apesar do valor da rigidez ser variável considerou-se na análise o valor mínimo da rigidez do vão maior, tal como assumido no projeto inicial. Assim, utilizando a expressão 4.2 tem-se que a rigidez por metro linear de desenvolvimento da banda de laje é de:

$$EA = 40000 \text{ KN/ml}$$

4.2.7 Faseamento construtivo

Uma das grandes vantagens da utilização deste tipo de software é que este permite simular as várias fases da obra, permitindo obter uma noção mais realista do seu comportamento. Após a definição do estado de tensão inicial consideraram-se as seguintes fases de cálculo:

- 1- Aplicação da carga relativa ao peso dos edifícios (10 kPa e 30 kPa);
- 2- Construção da cortina;
- 3- Escavação até à profundidade da banda de laje (-3,5 m);
- 4- Execução da banda de laje
- 5- Escavação final até se atingir a profundidade de -10,0 m

4.2.8 Influência da malha no deslocamento da cortina

Sabendo que a malha de elementos finitos utilizada tem um grau de influência nos deslocamentos do modelo, procurou-se avaliar a importância deste factor efetuando-se uma análise preliminar com recurso a quatro tipos de malhas distintas (Figura 4.3). Utilizou-se uma malha mais espaçada, "grosseira", como referência para os resultados avaliados, esforços e deslocamentos. Como se pode observar no Quadro 4.2 verifica-se que não existem diferenças muito significativas, inferiores a 3%, para todas as malhas e resultados analisados. Também se verificou que o tempo de cálculo foi substancialmente diferente, entre a malha "refinada" e "muito fina". Atendendo a estes resultados adotou-se para os cálculos a malha "muito fina" já que permite obter uma boa resolução com um tempo inferior de cálculo. Esta malha é constituída por elementos triangulares de 15 nós, contabilizando um total de 1360 elementos a que correspondem 11217 nós.

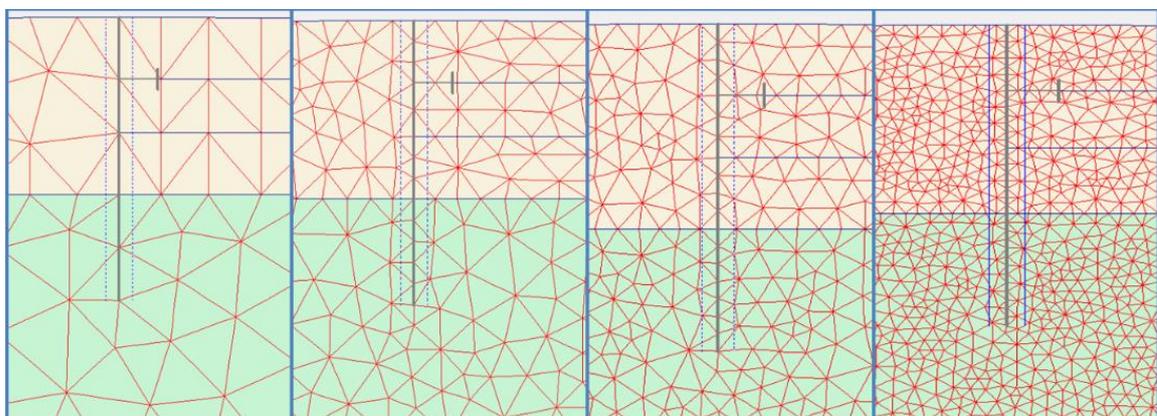


Figura 4.3: Variabilidade dos resultados com a variação da malha de elementos finitos.

Quadro 4.2: Variabilidade dos resultados com a variação da malha de elementos finitos

Malha	Nº Nós	Nº elementos	Deslocamentos máx		Esforços		Diferenças [%]			
			1 [mm]	2 [mm]	Cortina [kN.m]	Escora [kN]	1	2	Cortina	Escora
refinada	43059	5299	20.29	17.89	212.64	224.80	2.73	2.19	0.25	0.04
muito fina	11217	1360	20.86	18.29	213.18	224.70	1.46	0.81	0.30	0.40
fina	5255	627	21.17	18.44	212.55	223.80	2.89	2.18	0.17	0.45
grosseira	1431	165	21.80	18.85	212.18	222.80	-	-	-	-

1 – Deslocamento horizontal da cortina até à execução da banda de laje

2 – Deslocamento horizontal da cortina até ao final da escavação

4.3 Modelo de cálculo assumindo os parâmetros de projeto

Por forma a ter um cálculo de referência efetuou-se uma análise em que se simulou a escavação utilizando os mesmos parâmetros que foram utilizados no projeto inicial. Os resultados desta análise (Proj) são comparados com os valores registados pelos diversos inclinómetros (I) na Figura 4.4 para duas fases da construção: a escavação até à banda de laje, fase em consola (FI) e a escavação final (FF). Naturalmente os resultados da análise são os mesmos nos 4 inclinómetros representados já que no modelo numérico não está prevista nenhuma diferença entre as localizações dos inclinómetros. O resultado numérico revela um comportamento expectável, observando-se uma deformação do tipo consola para a primeira fase e a presença de “embarrigamento” na última fase provocado pelo apoio que é conferido pela banda de laje.

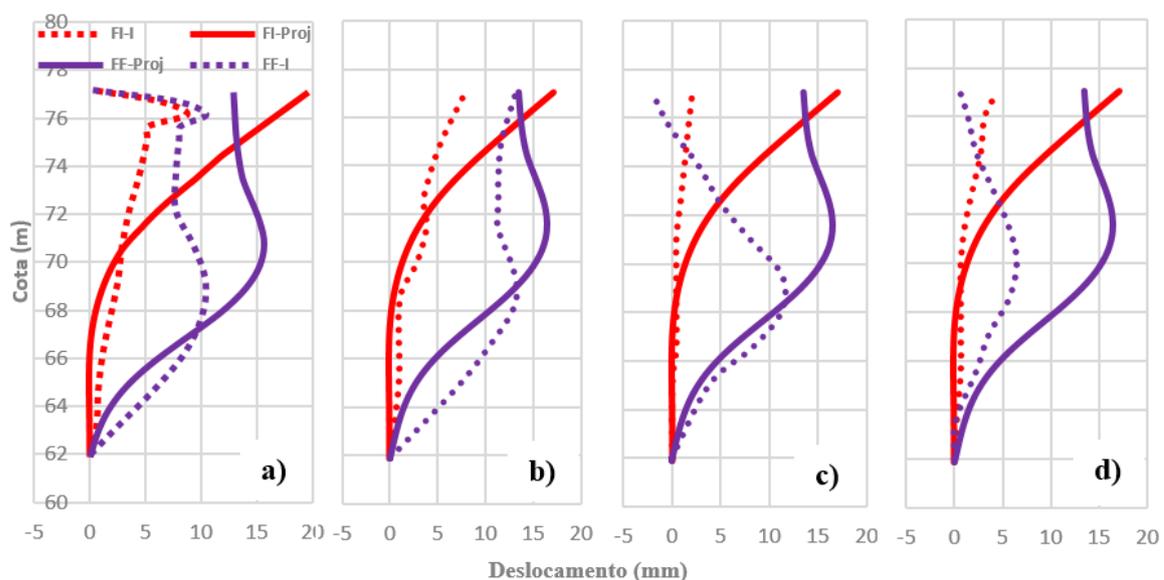


Figura 4.4: Comparação entre os resultados do Plaxis 2D e os inclinómetros: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4

Da comparação entre resultados reais e os estimados numericamente conclui-se que os últimos, independentemente do inclinómetro considerado, são significativamente superiores na fase de consola, sendo que as discrepâncias são mais evidentes à superfície. Para a última fase verifica-se uma maior concordância em profundidade embora à superfície também existam diferenças assinaláveis. É igualmente de salientar que o modelo utilizado não consegue reproduzir os diferentes comportamentos observados nos inclinómetros já que nenhum parâmetro diferenciador foi considerado nesta fase. Assumindo que os deslocamentos dos inclinómetros são confiáveis, conclui-se que a estrutura de contenção foi sobredimensionada tal como seria expectável e exigido numa obra desta natureza. Nos próximos pontos é efetuada uma calibração do modelo, através da modificação faseada de diversos parâmetros, com o intuito de aproximar os resultados da análise numérica dos obtidos pela instrumentação.

4.4 Calibração do modelo

No ponto anterior observou-se que existiam algumas, naturais, discrepâncias entre os valores determinados pelo modelo numérico tendo por base os parâmetros de projeto e os registos dos inclinómetros. Neste ponto procura-se calibrar o modelo ajustando os parâmetros mais influentes por forma a obter uma melhor concordância entre os resultados e as leituras. Para isso, definiram-se cinco fases de cálculo: a primeira com o intuito de avaliar o efeito da sobrecarga, já que esta é diferente ao longo da cortina de contenção; a segunda para avaliar o módulo de elasticidade da banda de laje; a terceira para avaliar a influência do módulo de elasticidade das estacas; a quarta para verificar o comportamento da cortina no caso de ter existido uma sobreescavação e; por fim procurou avaliar-se a influência do módulo de deformabilidade das duas camadas, ZG3 e ZG2.

4.4.1 Fase 1

Como se pode ver no ponto anterior, a análise de referência com base nos dados do projeto não permite distinguir a situação observada em cada local onde um inclinómetro se encontrava instalado. Uma das diferenças existentes prende-se com a sobrecarga instalada no tardoz da cortina. Assim, por forma a tornar a análise mais real, considerou-se na análise 3 situações distintas para a sobrecarga. Na zona onde não existiam edifícios, correspondente aos inclinómetros I1 e I4 considerou-se uma sobrecarga de 0 kPa. Para a zona do inclinómetro I2 e I3 consideraram-se sobrecargas de 30 kPa e 10 kPa respetivamente, dada a proximidade dos edifícios de 7 e 3 andares. No Quadro 4.3 apresenta-se um resumo dos parâmetros considerados nesta fase de retroanálise.

Na Figura 4.5 apresentam-se os resultados das análises considerando as diferentes sobrecargas podendo-se observar que as curvas dos inclinómetros I1 e I4, onde não se considerou sobrecarga, se ajustam melhor aos resultados dos inclinómetros embora ainda sobrestimem os deslocamentos para as duas fases consideradas. Relativamente ao inclinómetro I3, não se observa nenhuma alteração, dado que o valor da sobrecarga permaneceu inalterado. Por fim, e como seria de esperar, aumentando a sobrecarga atuante no modelo onde se simula o inclinómetro I2 verificam-se maiores deslocamentos, especialmente na zona da primeira escavação, sendo que os valores obtidos não são os melhores piorando o ajuste relativamente ao modelo onde se considerou os dados do projeto. Contudo, deve referir-se que este caso traduz mais adequadamente a situação observada na realidade pelo que se considerou em todas as análises futuras a sobrecarga ajustada ao local em análise.

Quadro 4.3: Parâmetros utilizados para a primeira fase da retroanálise

Designação	E solo [MPa]		EA banda laje [kN]				Sobrecarga [kPa]				E Cortina	Sobreescavação
	ZG3	ZG2	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	[GPa]	[m]
Proj	8	30	40000	40000	40000	40000	10	10	10	10	32	0
Sob	8	30	40000	40000	40000	40000	0	30	10	0	32	0

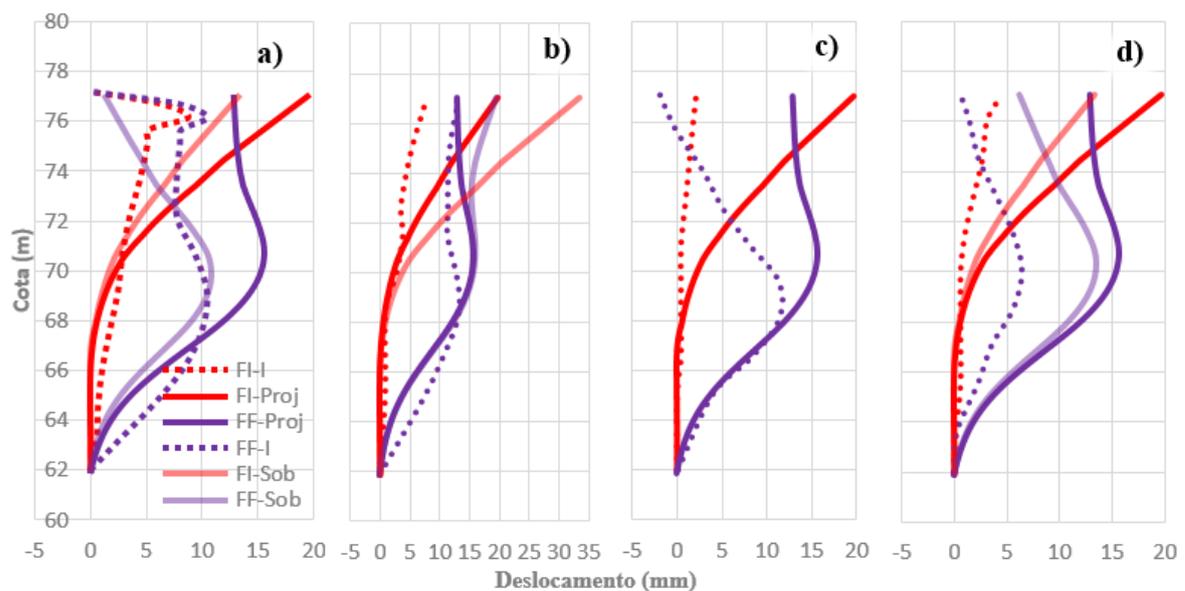


Figura 4.5: Comparação dos resultados da Fase 1 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4

4.4.2 Fase 2

Nesta segunda fase da retroanálise é avaliada a influência da rigidez da banda de laje. Esta é feita fazendo variar este parâmetro desde o seu valor teórico calculado para a exata localização do inclinómetro até ao mínimo valor possível, localizado a meio vão. Para tal efetuaram-se dois cálculos adicionais, EBL1 onde se considerou um valor intermédio de rigidez e o cálculo EBL2 onde se utilizaram os valores teóricos obtidos a partir da formulação apresentada no ponto 4.2.6.

Deve salientar-se que uma vez que o inclinómetro I4 se situava a meio vão optou-se por não alterar o seu valor considerando sempre a rigidez mínima de 40000 kN/ml. Para facilitar a compreensão os restantes parâmetros permaneceram inalterados como se pode observar no Quadro 4.4.

A análise da Figura 4.6 onde se apresentam os resultados dos cálculos permite constatar que este parâmetro tem uma influência relevante nos deslocamentos, embora tal só seja perceptível, como seria de esperar, na segunda fase da escavação, isto é, após a colocação da banda de laje. No caso do inclinómetro I1 verifica-se uma redução substancial dos deslocamentos aproximando-se estes mais dos registados *in-situ*. Contudo, também se pode constatar que não há diferenças significativas para os dois valores de rigidez considerados já que são tão elevados em comparação com a situação inicial que podem ser tidos como o limite superior para o efeito da rigidez da banda de laje. Obviamente, no caso do inclinómetro I4 não se observam quaisquer diferenças pois não se fez variar a rigidez da banda de laje. Já para os inclinómetros I2 e I3 verifica-se uma redução dos deslocamentos essencialmente junto à superfície o que se traduz num melhor ajuste aos resultados dos inclinómetros. Tendo por base os resultados alcançados considerou-se que a rigidez da banda de laje tem alguma influência relativa para a última fase da escavação melhorando o ajuste alcançado. Assim, definiu-se para as fases subsequentes o cálculo EBL2, onde se utiliza a rigidez teórica da banda de laje, passando a ser esta a referência.

Quadro 4.4: Parâmetros utilizados para a segunda fase da retroanálise

Designação	E solo [MPa]		EA banda laje [kN]				Sobrecarga [kPa]				E Cortina	Sobreescavação
	ZG3	ZG2	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	GPa	[m]
Sob	8	30	40000	40000	40000	40000	0	30	10	0	32	0
EBL1	8	30	218014	159275	94437	40000	0	30	10	0	32	0
EBL2	8	30	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	32	0

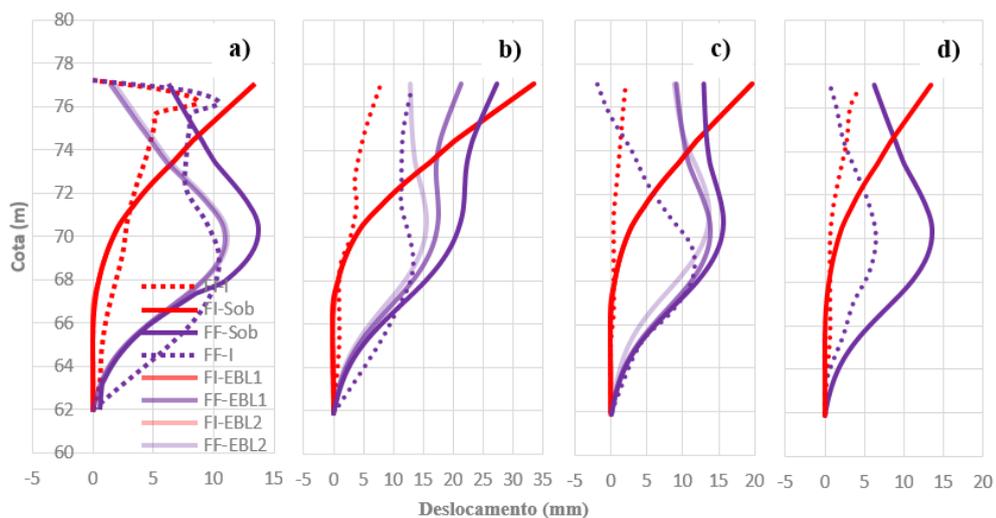


Figura 4.6: Comparação dos resultados da Fase 2 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d)

I4

4.4.3 Fase 3

A fase seguinte consistiu em avaliar a influência da rigidez da cortina. Para isso, efetuaram-se dois cálculos adicionais, EC1 e EC2, onde se aplicaram variações de 10 GPa relativamente ao valor de referência do módulo de elasticidade de 32 GPa (cálculo EBL2) (Quadro 4.5). Da análise da Figura 4.7 pode-se verificar que a rigidez da cortina tem uma influência moderada nos deslocamentos, verificando-se, tal como seria expectável, que quanto menor a rigidez maior são os deslocamentos para as duas fases de cálculo consideradas. Tendo em conta os resultados obtidos face aos valores extremos analisados considerou-se que seria mais adequado neste caso manter o módulo de elasticidade da cortina de referência, uma vez que este valor é mais realista e não tem um impacto decisivo na retroanálise.

Quadro 4.5: Parâmetros utilizados para a terceira fase da retroanálise

Designação	E solo [MPa]		EA banda laje [kN]				Sobrecarga [kPa]				E Cortina [GPa]	Sobreescavação [m]
	ZG3	ZG2	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4		
EBL2	8	30	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	32	0
EC1	8	30	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	22	0
EC2	8	30	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	42	0

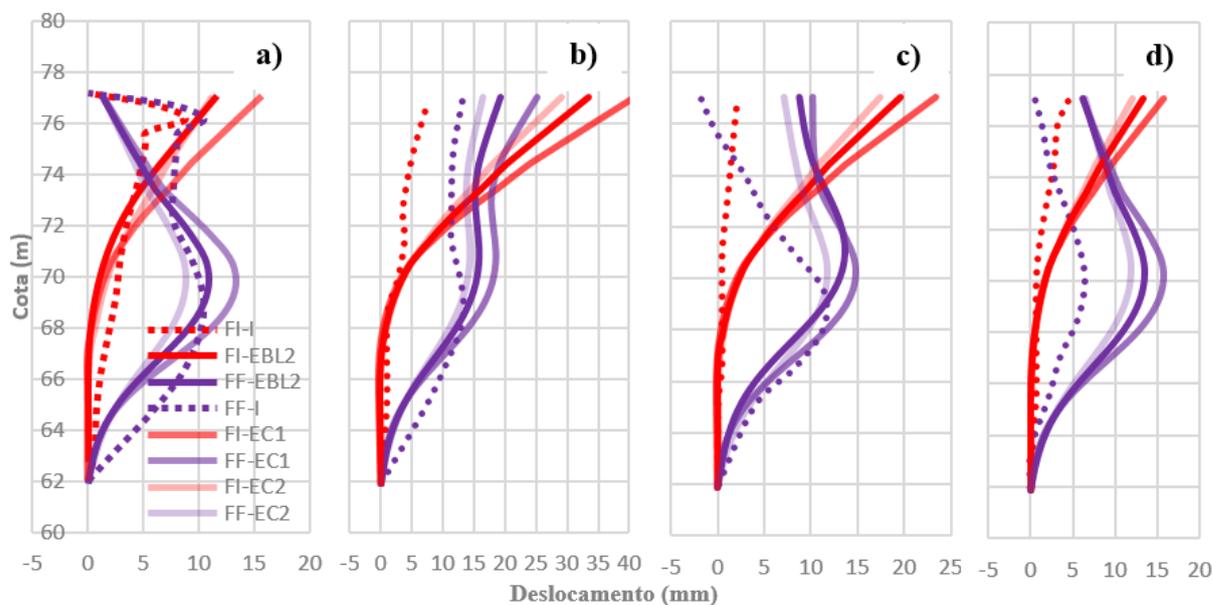


Figura 4.7: Comparação dos resultados da Fase 3 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d)

I4

4.4.4 Fase 4

Nesta fase, partindo-se da análise de referência EBL2, avalia-se a eventualidade de uma sobreescavação ter acontecido na frente da cortina. Esta hipótese foi considerada como plausível dado que os inclinómetros apresentavam uma notória falta de apoio do pé da cortina

com deslocamentos substanciais nessa zona. Para avaliar este eventual efeito consideraram-se duas possibilidades, uma sobreescavação de 1,0 m e outra, extrema, de 1,5 m (Quadro 4.6).

Na Figura 4.8 apresentam-se as curvas dos deslocamentos da cortina sem e com sobreescavação. A análise da figura permite concluir que a existência de uma eventual sobreescavação poderá justificar o comportamento dos inclinómetros I1 e I2, dado que os resultados obtidos, especialmente quando se considera 1,0 m de sobreescavação, aproximam razoavelmente os deslocamentos obtidos junto ao pé da cortina. Contudo, verifica-se que junto à superfície a qualidade do ajuste nestes inclinómetros piora o que leva a pressupor que esta pode não ser a justificação para o comportamento observado. No caso dos inclinómetros I3 e I4 verifica-se que a sobreescavação piora substancialmente o ajuste pelo que também neste caso não parece justificar a sua consideração.

Quadro 4.6: Parâmetros utilizados para a quarta fase da retroanálise

Designação	E solo [MPa]		EA banda laje [kN]				Sobrecarga [kPa]				E Cortina	Sobreescavação
	ZG3	ZG2	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	GPa	[m]
EBL2	8	30	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	32	0
SOB1.0	8	30	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	32	1
SOB1.5	8	30	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	32	1.5

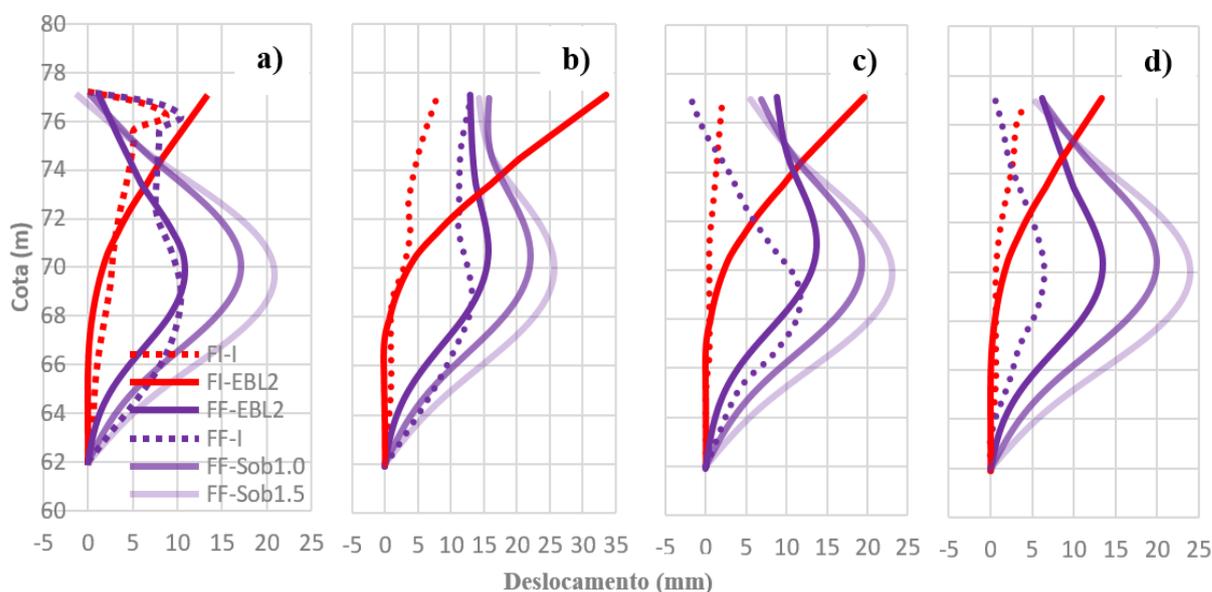


Figura 4.8: Comparação dos resultados da Fase 4 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4

4.4.5 Fase 5

Nesta última fase da retroanálise avalia-se a influência do módulo de deformabilidade dos solos ZG2 e ZG3. Para tal, efetuaram-se 3 cálculos adicionais nos quais se fez variar o valor do módulo de deformabilidade desde os valores de referência até valores admissíveis tendo em

conta os resultados da prospeção do terreno (Quadro 4.7). Na Figura 4.9 apresentam-se os resultados alcançados para as duas fases consideradas e para os 4 inclinómetros instalados. Atendendo ao perfil do terreno verifica-se que o módulo de deformabilidade do solo superior, ZG3, é o grande responsável pelas deformações originadas pela escavação durante a fase de consola. Uma vez que os deslocamentos estimados eram superiores aos registados optou-se por aumentar o valor do módulo de deformabilidade do ZG3 até 30 MPa observando-se para este valor uma melhoria significativa no ajuste observado nos inclinómetros I2, I3 e I4. Apenas no inclinómetro I1, que apresenta um comportamento diferente logo na primeira fase de escavação não se obteve um bom ajuste. Deve-se notar que apesar do aumento do valor do módulo de deformabilidade parecer elevado face ao valor de referência tal corresponde ainda a um valor perfeitamente admissível se tivermos em conta que no modelo HS a rigidez é função do nível de tensão que é baixo próximo da superfície. Quanto ao ajuste do solo inferior, ZG2, observou-se que a diminuição deste não era particularmente relevante. Sendo o valor admitido em projeto já um valor correspondente ao limite superior optou-se por não o alterar. Relativamente à última fase da escavação verifica-se que o aumento do módulo de deformabilidade do ZG3 piora a qualidade do ajuste dos inclinómetros I1, I2 e I3, subestimando as deformações, embora consiga reproduzir praticamente na perfeição os deslocamentos observados no inclinómetro I4.

Quadro 4.7: Parâmetros utilizados para a quinta fase da retroanálise

Designação	E solo [MPa]		EA banda laje [kN]				Sobrecarga [kPa]				E Cortina	Sobreescavação
	ZG3	ZG2	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	GPa	[m]
EBL2	8	30	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	32	0
ES1	8	16	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	32	0
ES2	19	24	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	32	0
ES3	30	30	266738	278552	148876	40000	0	30	10	0	32	0

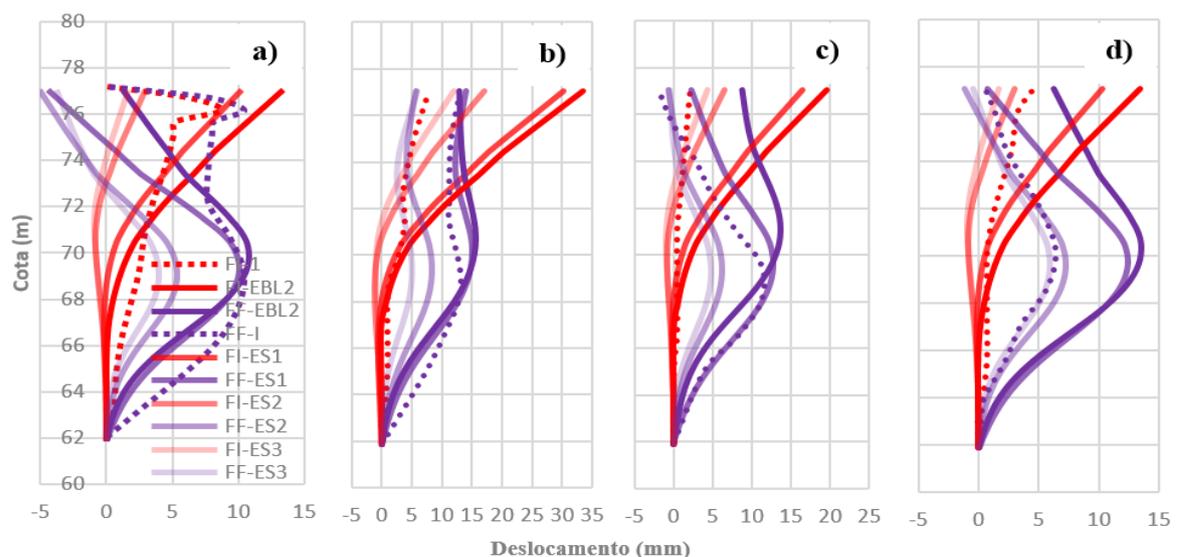


Figura 4.9: Comparação dos resultados da Fase 5 com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d)

I4

4.4.6 Solução final

Nesta fase final pretende-se conjugar os vários parâmetros analisados anteriormente, numa tentativa de procurar uma solução ideal para que se consiga reproduzir o melhor possível o ajuste dos dados da instrumentação aos do modelo numérico. Para esta solução final admitiu-se o valor de 30 MPa para o módulo de deformabilidade dos dois solos, ZG2 e ZG3, essencialmente pelo facto de se ter observado que estes valores conseguiam ajustar adequadamente a primeira fase da escavação. Contudo, com estes valores os deslocamentos da última fase de escavação eram subestimados pelo que se optou por considerar que a rigidez da banda de laje assumia em todos os cálculos o valor mínimo determinado para meio vão com o intuito de contrabalançar os resultados. Deve-se notar que a metodologia assumida para determinar a rigidez teórica da escora parte do princípio que a banda de laje se comporta como um viga bi-encastrada e que toda ela é composta por betão armado algo que não se verifica na realidade. Assim sendo, o valor real deverá ser inferior ao teórico embora só numa análise tridimensional se possa avaliar a sua verdadeira grandeza. Do exposto, considera-se que a adoção do valor mínimo da rigidez, embora possa não ser o real, estará mais perto deste do que o valor determinado teoricamente. Quanto ao valor da rigidez da cortina, manteve-se o valor de projeto já que a influência deste parâmetro é relativamente pequena face às possíveis oscilações que o módulo de deformabilidade do betão utilizado na cortina de estacas poderia apresentar. Naturalmente, mantiveram-se os valores da sobrecarga referentes a cada zona do inclinómetro já que estes traduzem melhor a realidade. No Quadro 4.8 apresentam-se os parâmetros propostos para a calibração do modelo designando-se esse cálculo por ES3. Adicionalmente fizeram-se mais dois cálculos com os mesmos parâmetros, mas considerando uma hipotética sobreescavação de 0,5 e 1,0 m com o intuito de avaliar o impacto que esta condição traria.

Quadro 4.8: Parâmetros propostos para a calibração do modelo

Designação	E solo [MPa]		EA banda laje [kN]	Sobrecarga [kPa]				E Cortina	Sobreescavação
	ZG3	ZG2	I1, I2, I3, I4	a) I1	b) I2	c) I3	d) I4	GPa	[m]
ES3	30	30	40000	0	30	10	0	32	0
ES3.0.5	30	30	40000	0	30	10	0	32	0.5
ES3.1.0	30	30	40000	0	30	10	0	32	1

Na Figura 4.10 apresentam-se os resultados dos cálculos de referência sobrepostos aos resultados observados nos inclinómetros para melhor compreensão. As curvas correspondentes aos deslocamentos obtidos através do cálculo numérico para o caso em que não existe sobreescavação, ES3, mostram um ajuste que se pode considerar bastante satisfatório no caso dos inclinómetros I2 e I4. Nestes, e em particular para a última fase de escavação, consegue-se com este conjunto de parâmetros alcançar-se um bom ajuste o que é de salientar já que correspondem a zonas bem distintas da cortina de escavação. No caso do inclinómetro I3 verifica-se que o ajuste na primeira fase de escavação é bom, mas que para a situação final tendem a existir algumas discrepâncias especialmente à superfície, não sendo o modelo capaz

de reproduzir a rotação da cortina. Constatase igualmente neste caso que o cálculo onde se considera 0,5 m de sobreescavação é o que corresponde ao melhor ajuste. Por último, verifica-se no inclinómetro I1, que o modelo não consegue reproduzir a deformação corresponde à fase inicial da escavação, mas que o ajuste melhora um pouco na situação final da escavação. Contudo, neste caso acontece o oposto do verificado no inclinómetro I3 com a cortina a rodar mais do que observado na realidade. Também para o inclinómetro I1 verifica-se que o melhor ajuste é alcançado quando se considera sobreescavação entre 0,5 e 1,0 m.

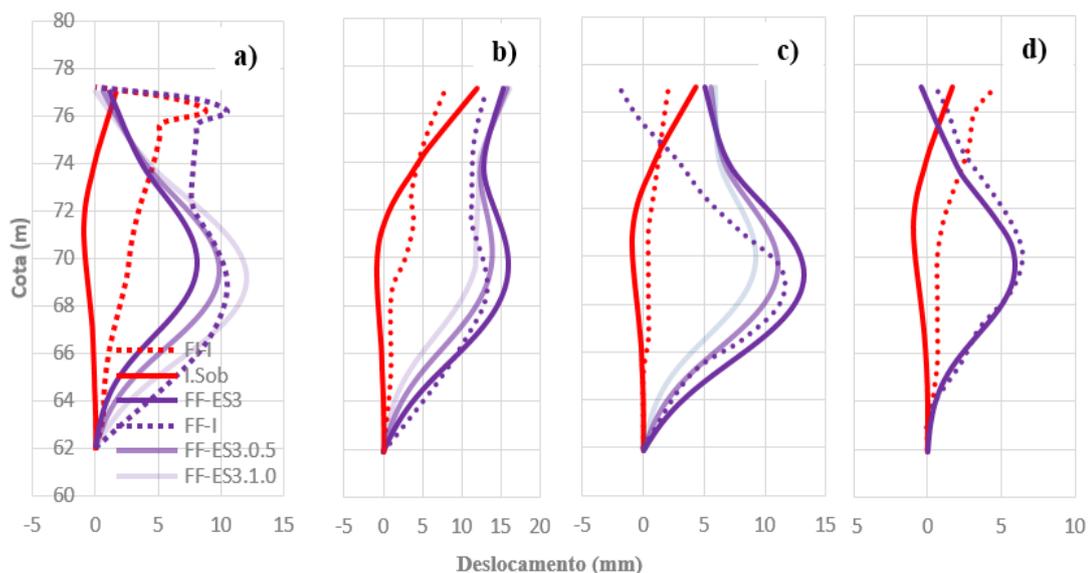


Figura 4.10: Comparação dos resultados do modelo calibrado com a instrumentação: a) I1; b) I2; c) I3; d) I4

4.5 Análise dos resultados da solução final

Nesta secção irão ser apresentados os principais esforços e deslocamentos para a solução final admitida no ponto anterior e que corresponde ao melhor ajuste conseguido para a escavação.

4.5.1 Deslocamentos

Na Figura 4.11 apresentam-se os deslocamentos verticais na última fase da escavação para duas situações distintas, quando se admitiu sobrecarga igual a 0 kPa (I1 e I4) e 30 kPa (I2). Naturalmente, o modelo em que se considera a sobrecarga apresenta as maiores deformações verticais que ainda assim não excedem os 15 mm junto à cortina. A área afetada pela escavação é diminuta não ultrapassando os 15 m de distância à face da cortina. Os maiores deslocamentos verticais surgem na base da escavação em virtude da libertação das tensões associadas ao peso próprio escavado. Em ambos os casos, e dado que a escavação é igual, obtêm-se valores

próximos dos 27 mm, devendo, contudo, referir-se que estes valores não se podem considerar reais pois, apesar do modelo de HS permitir utilizar um módulo de descarga superior ao de carga, existem outros aspetos que este modelo é incapaz de reproduzir.

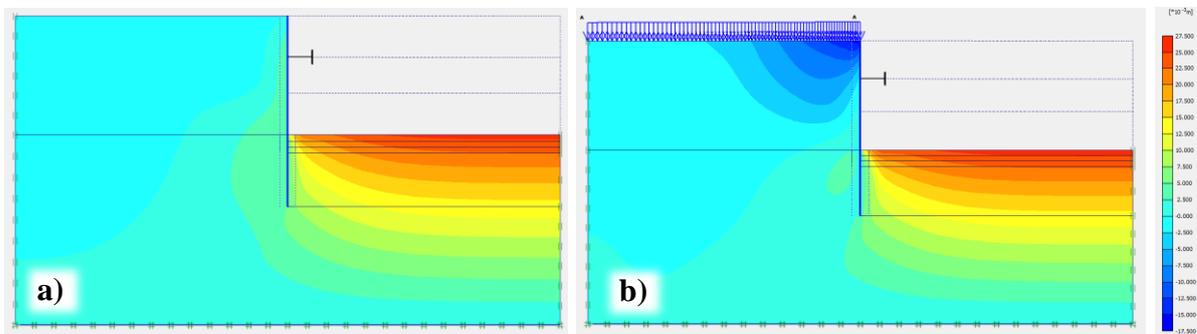


Figura 4.11: Deslocamentos verticais do modelo para as sobrecargas: a) 0 kPa; b) 30 kPa

Na Figura 4.12 apresentam-se os resultados dos assentamentos ao longo da superfície para os seguintes níveis de escavação: Esc-1, escavação até à banda de laje, Esc-2, escavação final, Esc-3, sobreescavação de 0,5 m e Esc-4, sobreescavação de 1,0 m. No primeiro gráfico, referente às condições onde não se aplicou sobrecarga (I1 e I4), verifica-se que na primeira fase de escavação existe inclusivamente um ligeiro empolamento. Com o avançar da escavação observam-se assentamentos que atingem 3 mm no cálculo sem sobreescavação e quase 6 mm quando se considera uma sobreescavação de 1,0 m. Estes resultados demonstram que para um pequeno incremento de sobreescavação se obtêm deformações substanciais que estão associadas a uma maior plastificação do maciço. Refira-se que o deslocamento ascendente verificado junto à cortina deve-se à libertação das tensões na base da escavação que empurra a cortina para cima e consequentemente o solo anexo a esta. Já para o caso em que se aplicou a sobrecarga verifica-se para qualquer fase assentamentos à superfície. Para uma fase inicial os assentamentos são limitados e afetam uma zona de aproximadamente 6 m sendo que com o avançar da escavação as deformações atingem cerca de 15 mm e propagam-se, embora com um declive suave, até cerca de 15 m de distância.

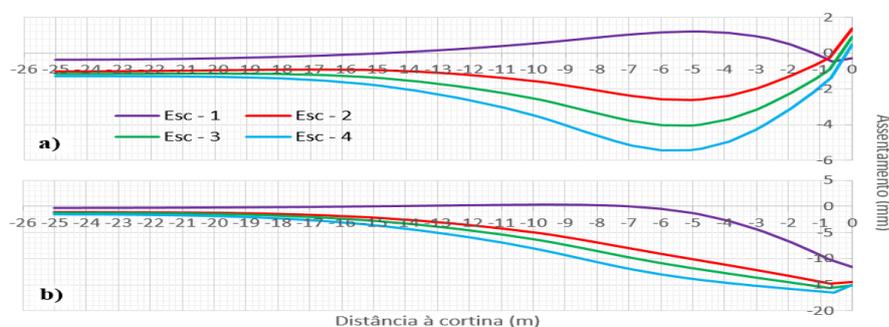


Figura 4.12: Evolução dos assentamentos à superfície ao longo da escavação para as sobrecargas: a) 0 kPa; b) 30 kPa

Na Figura 4.13 apresentam-se os deslocamentos horizontais do solo para a última fase e para as sobrecargas de 0 kPa e 30 kPa. Como era expectável os deslocamentos máximos encontram-se junto à cortina e apontam na direção da escavação, tendo-se um valor de cerca de 8 mm para a primeira situação e 18 mm quando se considera a sobrecarga. Nas figuras é perceptível o movimento de terras em direção à cortina podendo ser claramente visualizada a zona afetada pela escavação nos dois casos.

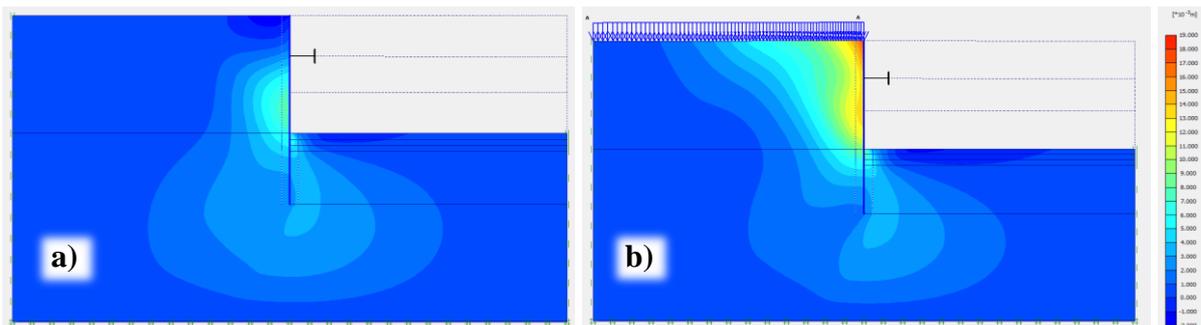


Figura 4.13: Deslocamentos horizontais do modelo para as sobrecargas: a) 0 kPa; b) 30 kPa

4.5.2 Pressões de terra

Na Figura 4.14 apresenta-se o diagrama de impulso em repouso e os diagramas de pressões de terra na interface parede-solo para a fase final de escavação. Pela análise da figura observa-se um comportamento similar das pressões de terra independentemente da sobrecarga considerada, sendo que, logicamente, quanto maior for esta maiores serão as pressões de terra exercidas sobre a cortina. É interessante observar que na zona mais superficial as pressões de terra são superiores às do diagrama de impulso em repouso. Essa concentração de pressões é devida à presença da banda de laje que confere uma maior rigidez à cortina. Na zona não suportada, entre a banda de laje e a base da escavação, verifica-se o oposto, isto é, as pressões atuantes são inferiores às iniciais mostrando que existe uma redistribuição de pressões das zonas mais flexíveis para as zonas mais rígidas. O salto observado ao nível da base da escavação está relacionado com a alteração do coeficiente de impulso do solo que é inferior na camada inferior. Abaixo do nível de escavação verifica-se que existe uma zona onde as pressões de terra atuantes ainda são inferiores às iniciais sendo que cerca de 2,5 m abaixo da base da escavação a situação inverte-se. Este ponto de inversão está associado à rotação da cortina tendo-se que para profundidades maiores é mobilizado o impulso passivo no tardo da cortina conseguindo-se assim assegurar a sua estabilidade.

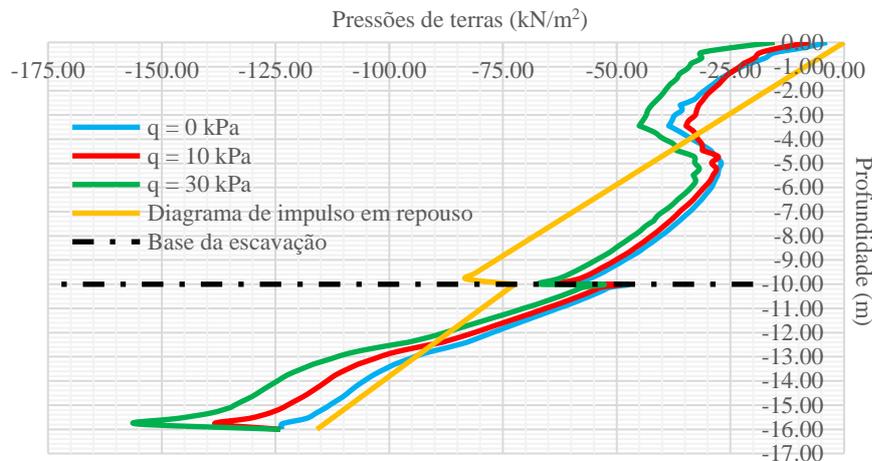


Figura 4.14: Comparação entre o valor de cálculo do diagrama de pressões de terra e o diagrama de impulso em repouso

4.5.3 Esforços na cortina

Na Figura 4.15 apresentam-se as envolventes do esforço transversal e fletor na cortina. Tal como esperado a uma maior sobrecarga estão associados maiores esforços. É possível verificar que ao nível da banda de laje existe uma concentração de esforços devido a este elemento servir como apoio fundamental da cortina. É, aliás, inclusivamente aqui que os maiores esforços transversos são mobilizados bem como o maior momento negativo mobilizado na cortina. O valor máximo positivo do momento fletor verifica-se a cerca de 8 m de profundidade, na posição onde a zona não suportada é maior. Abaixo do nível da base da escavação os esforços são menores.

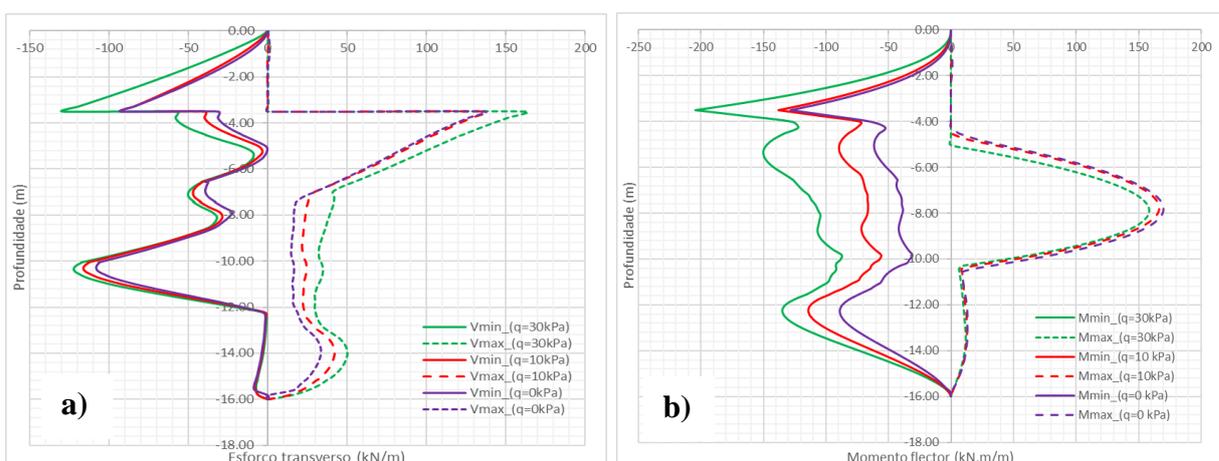


Figura 4.15: Envolvente de esforços na cortina: a) esforço transversal; b) momento fletor

5 OUTRAS SOLUÇÕES

5.1 Introdução

O presente capítulo tem como principal objetivo avaliar comparativamente outras soluções que podiam ter sido adotadas para realizar a escavação das caves do edifício Platinum. Para tal, avaliou-se a possibilidade do elemento de suporte ser materializado por escoras ou por ancoragens em vez da banda de laje. Também se investigou se neste caso apenas deveria existir um ou mais níveis de apoio. Assim, neste capítulo apresentam-se em primeiro lugar os modelos de cálculo numérico considerados para as outras soluções alternativas, seguindo-se a apresentação e discussão dos principais resultados alcançados em comparação com os obtidos pela solução utilizada em obra.

5.2 Modelos de elementos finitos

O primeiro modelo alternativo considerado reproduz uma solução que foi inicialmente considerada em projeto e que consistia numa cortina multi-ancorada. Contudo, uma vez que esta solução não poderia ser aplicada em todos os alçados foi abandonada. Neste estudo procura-se avaliar a viabilidade dessa solução sendo estudados dois casos possíveis, um com apenas um nível de ancoragem (cortina monoapoiada) a substituir a banda de laje, e outro em que se consideram três níveis de ancoragem. Esta solução poderia ter sido aplicada na obra em causa nos dois alçados que dão para os arruamentos.

Para os restantes alçados, devido aos constrangimentos dos edifícios e da Embaixada da África do Sul, a solução das ancoragens não era viável pelo que se considerou a possibilidade de uma solução em que a banda de laje era substituída por escoras apoiadas e contraventadas nas estacas de fundação do edifício. Também neste caso se consideraram duas hipóteses, uma única escora e três níveis de escora.

Os modelos numéricos têm como referência o modelo final apresentado no capítulo anterior, considerando-se os mesmos parâmetros do solo e as mesmas propriedades da cortina. Apenas as alterações necessárias a cada modelo serão por isso apresentadas nos próximos pontos.

5.2.1 Modelo com ancoragens

No caso dos modelos com ancoragens apenas foi necessário substituir o apoio da banda de laje pela representação das ancoragens. Na Figura 5.1 é possível visualizar um aspeto do modelo considerado nas análises para os dois casos estudados. No Plaxis 2D as ancoragens foram definidas por dois tipos de elementos, um elemento barra a simular o comprimento livre da ancoragem e um elemento geotêxtil a simular o bolbo de selagem. No Quadro 5.1 apresentam-se os dados geométricos e os parâmetros admitidos para os dois modelos considerados. Em termos geométricos seguiu-se a proposta inicialmente ponderada relativamente a esta solução pelo que se adotaram ancoragens inclinadas de 35° com a horizontal e com um bolbo de selagem de 10,5 m de comprimento. Quanto ao comprimento livre foi definido por forma a que as ancoragens ficassem fora da cunha ativa da cortina e que tivessem o bolbo situado na camada mais resistente, ZG2. O pré-esforço foi definido tendo por referência os diagramas de Terzaghi-Peck tendo em consideração a área de influência de ancoragem. Longitudinalmente considerou-se um afastamento de 3,2 m, enquanto que verticalmente adotou-se no modelo de uma ancoragem por situá-la a 3,5 m de profundidade (mesma posição da banda de laje), enquanto que no modelo de 3 níveis de ancoragem admitiu-se que se encontravam situadas a 1,5, 4,5 e 8,0 m de profundidade, sendo estes valores correspondentes aos inicialmente considerados em fase de projeto. Os níveis de pré-esforço por metro linear determinados para as duas configurações são apresentados no Quadro 5.1. Quanto aos parâmetros de rigidez axial do bolbo e do elemento barra foram definidos de forma a não existir cedência por parte destes elementos considerando sempre um comportamento linear elástico. Por último interessa somente referir que o faseamento construtivo adotado consistiu sempre na colocação da cortina seguindo-se uma fase de escavação e outra de instalação da ancoragem e respetivo pré-esforço e assim seguidamente.

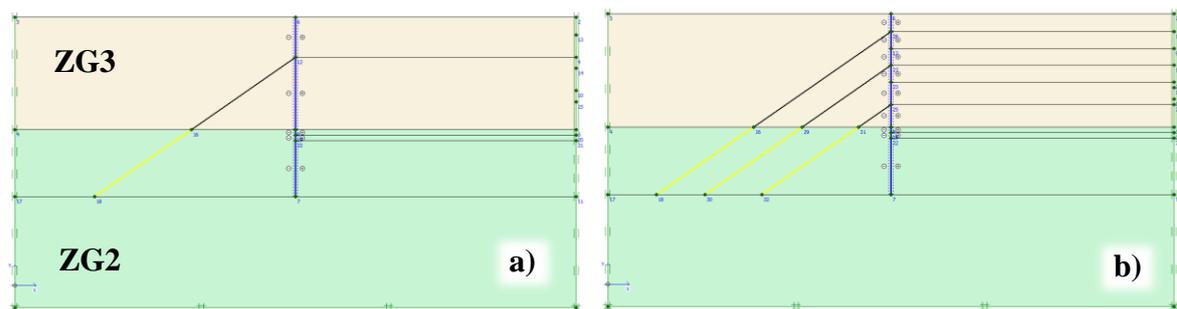


Figura 5.1: Modelo de elementos finitos em Plaxis 2D, solução em ancoragens: a) um nível de ancoragem; b) três níveis de ancoragem

Quadro 5.1: Propriedades da solução em ancoragens

Solução	Profundidade [m]	Comprimento livre					Bolbo de Selagem			
		F _{ancoragem} [kN]	F _{pré-esforço} [kN/m]	α [°]	L [m]	L _{spacing} [m]	EA [kN]	α [°]	L[m]	EA [kN]
a) 1 nível	3,5	629	197	35	11,3	3,2	105734	35	10,5	46000
b) 3 níveis	1,5	360	112	35	14,8	3,2	60479	35	10,5	46000
	4,5	360	112		9,6		60479		10,5	
	8,0	480	150		3,5		80639		10,5	

5.2.2 Modelo com escoras

A secção considerada para o modelo de cálculo em que se consideraram as escoras teve de ser expandida em altura, passando a ter 46 m, uma vez que se teve de modelar as estacas da fundação do edifício onde estarão apoiadas as escoras. Na Figura 5.2 podem visualizar-se os dois modelos considerados para este estudo. O posicionamento das escoras foi semelhante ao admitido para os modelos com as ancoragens residindo a diferença somente no facto das escoras serem horizontais e suportadas pela estaca. As estacas do edifício foram simuladas no programa através de um elemento viga com comportamento elástico. Relativamente ao cálculo da sua rigidez axial (EA) e à flexão (EI) adotou-se como parâmetros elásticos um módulo de deformabilidade, E, de 32 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2. Assumiu-se igualmente que as estacas possuem um diâmetro igual a 1,5 m, têm uma profundidade de 31 m e encontram-se espaçadas longitudinalmente em 3,2 m e com um afastamento da cortina de 3 m. A partir destas considerações obtiveram-se os valores de rigidez apresentados no Quadro 5.2. Para as escoras também se admitiu um comportamento elástico linear, mas apenas se considerou a sua rigidez axial sendo esta determinada, a exemplo das ancoragens, de forma a que não existisse cedência por parte destes elementos. No Quadro 5.2 apresentam-se os parâmetros admitidos para os dois modelos. Por último, o faseamento construtivo iniciou-se com a construção da cortina e das estacas, seguindo-se depois uma fase de escavação e outra de instalação das escoras, e assim sucessivamente. Deve salientar-se que neste caso não se considerou quaisquer pré-esforço aplicado nas escoras.

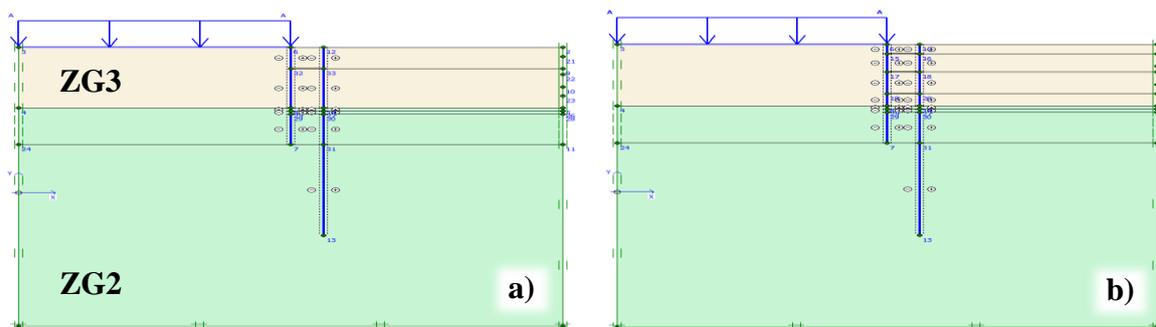


Figura 5.2: Modelo de elementos finitos em Plaxis 2D, solução em escoras: a) um nível de escora; b) três níveis de escora

Quadro 5.2: Propriedades da solução em escoras

Solução	Profundidade [m]	Escoras			Estacas do edifício	
		L [m]	L _{spacing} [m]	EA [kN]	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]
a) 1 nível	3,5	3	3,2	680200	17671459	2485049
b) 3 níveis	1,5	3	3,2	520800		
	4,5	3		520800		
	8,0	3		520800		

5.3 Comparação com os resultados da solução do projeto

5.3.1 Modelo com ancoragens

Neste ponto irá ser feita uma comparação entre os resultados obtidos na solução considerando as ancoragens e a solução inicial onde não se considerou a existência de sobrecarga dado que a solução de ancoragens apenas poderá ser aplicada nas fachadas com arruamentos.

5.3.1.1 Deslocamentos horizontais na cortina

A Figura 5.3 permite visualizar os deslocamentos da cortina para três soluções distintas. A solução 1, correspondente à condição inicial com a banda de laje, a solução 2 para o caso da substituição da banda de laje por uma ancoragem e por fim a solução 3 composta por uma cortina multi-ancorada com três níveis de apoio. Como se pode observar na mesma figura o comportamento da cortina na solução 2 é distinto dos restantes apresentados anteriormente, neste caso os deslocamentos horizontais são bastante maiores, podendo claramente concluir-se que a solução com apenas um nível de ancoragem não é uma solução adequada quando se pretende controlar as deformações. Contudo, deve-se salientar que apesar dos maiores deslocamentos estes ainda se encontram dentro dos 25 mm do critério de alerta estipulados em projeto. Por sua vez a solução 3 apresenta um comportamento similar ao obtido na solução inicial, prevendo menores valores à superfície, em virtude do pré-esforço aplicado embora se observem maiores deformações na base da escavação. Do exposto depreende-se que a solução com 3 níveis de ancoragem aparentemente constituiria uma boa opção pois permitia um controlo efetivo dos deslocamentos.

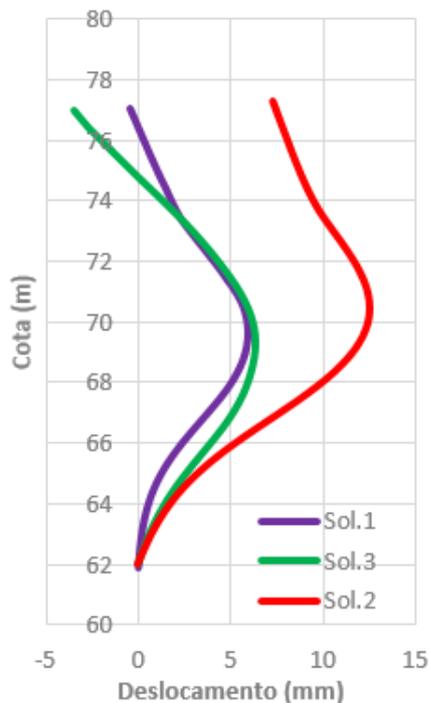


Figura 5.3: Comparação dos deslocamentos da cortina entre as soluções: 1, 2 e 3

5.3.1.2 Assentamentos à superfície

A Figura 5.4 permite visualizar os assentamentos à superfície para as três soluções mencionadas. Como seria de esperar, a solução 2 correspondente a uma cortina monoapoiada exibe maiores assentamentos à superfície, embora ainda assim se possam considerar moderados com um valor máximo de 7 mm a uma distância de cerca de 6 m da cortina. Em relação à solução com três níveis de ancoragem, verifica-se que os assentamentos junto à cortina são inferiores aos obtidos na solução com banda de laje. Tendo por base os resultados obtidos não seriam de prever grandes problemas resultantes da adoção de qualquer solução mesmo para o caso em que só se considera um nível de ancoragem.

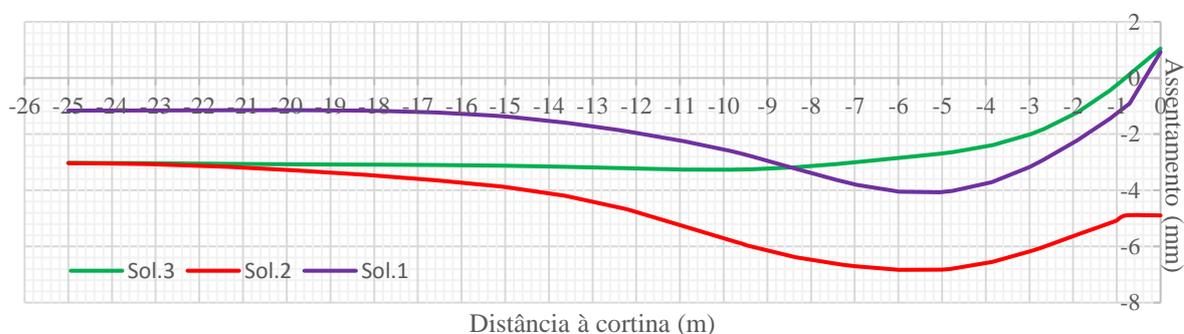


Figura 5.4: Comparação dos assentamentos à superfície entre as soluções: 1, 2 e 3

5.3.1.3 Esforços na cortina e nas ancoragens

Na Figura 5.5 apresentam-se os esforços na cortina para as três soluções mencionadas anteriormente. A primeira figura apresenta a evolução do diagrama do esforço transversal podendo observar-se que globalmente os valores máximos obtidos diferem grandemente, havendo, contudo, um comportamento diferente no caso da solução 3, uma vez que a posição dos apoios é distinta das outras soluções. Na segunda figura encontram-se representados os momentos flectores para as três soluções. A análise permite concluir que a solução da cortina multi-ancorada apresenta momentos menores, sendo a carga mais distribuída pelos diferentes apoios e não tão concentrada como nos outros casos. Como seria de esperar a solução monoapoiada e a solução da banda de laje apresentam diagramas muito similares, dado que globalmente são bastante idênticas diferindo essencialmente na rigidez do apoio e no seu pré-esforço no caso da solução ancorada.

No Quadro 5.3 apresenta-se a evolução das forças nas ancoragens por metro linear de desenvolvimento (encontram-se afastadas 3,2 m) para a solução 2 e 3. Relativamente à solução 2, monoapoiada, verifica-se que existe um aumento no esforço da ancoragem de sensivelmente 8%, que se pode considerar aceitável e normal. Na solução multi-ancorada (3) os esforços nas ancoragens são naturalmente menores e também exibem o comportamento esperado, isto é, aumentam ligeiramente em fase de escavação e diminuem sempre que uma ancoragem é instalada. A variação neste caso é ainda inferior à observada na solução 2 pelo que o nível de pré-esforço aplicado parece ser bem ajustado às condições existentes.

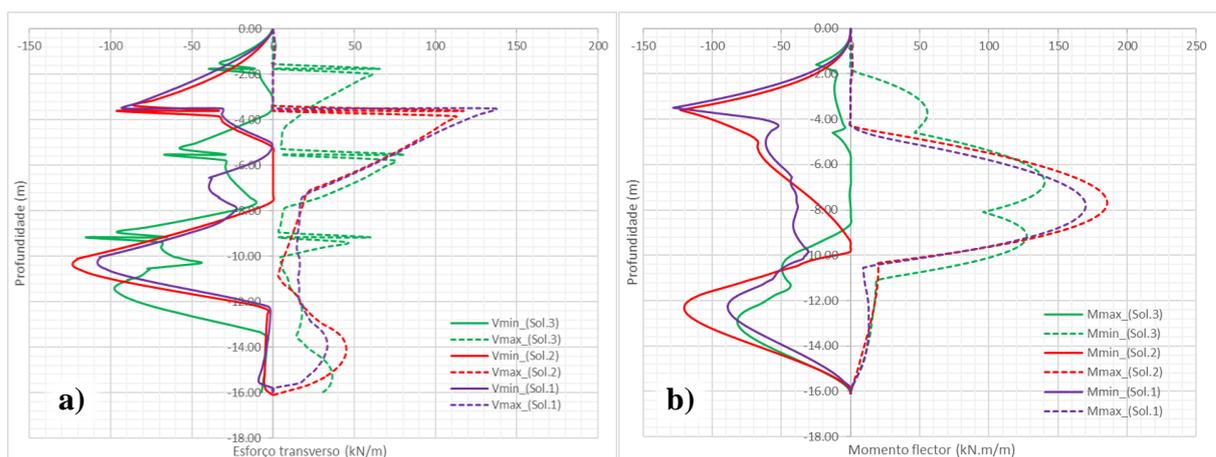


Figura 5.5: Comparação dos esforços na cortina entre as soluções 1, 2 e 3: a) Esforço transversal; b) Momento fletor

Quadro 5.3: Esforços nas ancoragens por metro linear de desenvolvimento

Solução	Nível	Forças nas ancoragens [kN/m]					
		Ancoragem 1	Escavação 2	Ancoragem 2	Escavação 3	Ancoragem 3	Escavação final
2	1	197	-	-	-	-	213
3	1	112	114	112	115	114	116
	2	-	-	112	118	116	119
	3	-	-	-	-	150	156

5.3.2 Modelo com escoras

Neste ponto apresentam-se os resultados obtidos na solução em que se considerou a hipótese da banda de laje ser substituída por escoras apoiadas nas estacas da fundação do edifício. Os resultados são comparados com os modelos em que não se considerou a sobrecarga à superfície, sendo por isso representativo do alçado onde se situa a Embaixada da África do Sul.

5.3.2.1 Deslocamentos horizontais na cortina

Na análise dos deslocamentos para uma solução monoescorada e multi-escorada, concluiu-se que os níveis de apoio para esta contenção não têm grande relevância, com as soluções a apresentarem deslocamentos iguais como pode ser facilmente constatado na Figura 5.6 onde se apresentam os deslocamentos horizontais da cortina para as três soluções. A solução 1 corresponde ao cálculo de referência com a banda de laje, a solução 2 à cortina monoapoiada e a solução 3 à cortina multi-escorada. Verifica-se que as soluções alternativas apresentam grandes deformações, como um deslocamento máximo de 38 mm, que inclusivamente se encontra fora do nível do critério de alarme estabelecido. Com base nos resultados é possível concluir que a solução alternativa, com um ou três níveis de escora, não parece ser passível de ser aplicada, a menos que o valor da rigidez da estaca do edifício seja aumentado significativamente para que esta não se deforme e consiga resistir aos esforços mobilizados nas escoras. A título de curiosidade efetuou-se um cálculo adicional onde se verificou que para se terem deslocamentos semelhantes aos obtidos na solução de referência era necessário ter uma estaca de aproximadamente 10 m de diâmetro, o que naturalmente é inviável. Uma solução alternativa pode consistir em considerar as escoras do edifício contravendas entre as diversas estacas do edifício, sendo assim possível distribuir os esforços por estas. No entanto, esta solução terá sempre a dificuldade acrescida que se prende com a necessidade da existência de múltiplas ligações entre escoras e estacas para além de ter o grave inconveniente de interferir com o espaço interior da escavação dificultando significativamente os trabalhos.

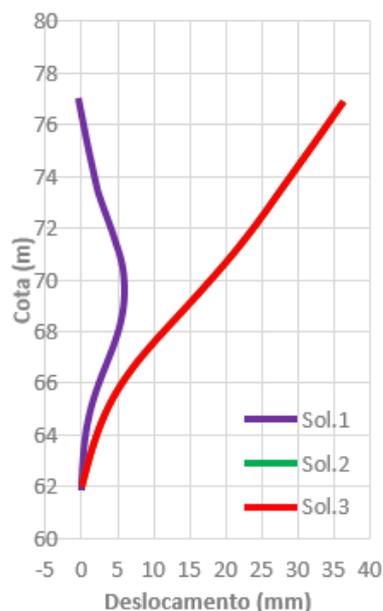


Figura 5.6: Comparação dos deslocamentos na cortina entre as soluções escoradas

5.3.2.2 Esforços na cortina e estacas do edifício

Apesar de se ter concluído no ponto anterior a impossibilidade de executar esta solução, analisam-se agora os esforços a que quer a cortina (Figura 5.7) quer as estacas do edifício (Figura 5.8) estariam sujeitos. De uma maneira geral, os esforços máximos na cortina para as soluções escoradas são inferiores aos obtidos na solução da banda de laje, embora se possa observar um comportamento e distribuição distintos dado o diferente posicionamento dos apoios. Analisando os esforços atuantes nas estacas do edifício verifica-se que os mesmos são extraordinariamente elevados e que a secção da estaca por si só não teria capacidade para resistir.

Do exposto, e pelos motivos mencionados anteriormente, a solução de escoras dificilmente poderia ser aplicada no edifício Platinum em Maputo. Contrariamente, a solução de ancoragens multi-apoiadas representa uma solução alternativa viável para os alçados de arruamentos embora não pudesse ser aplicada nos outros alçados. Assim, pode-se concluir que a solução utilizada pela JET_{SJ} parece ter sido a mais adequada para a obra em questão, dadas as fortes limitações existentes para a aplicabilidade das outras soluções.

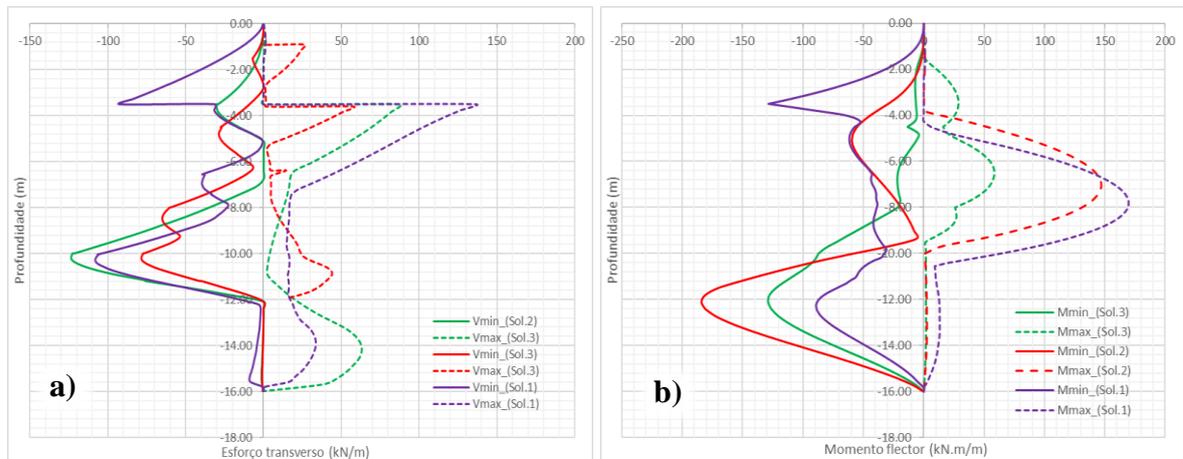


Figura 5.7: Comparação dos esforços na cortina entre as soluções 1, 2 e 3: a) Esforço transverso; b) Momento fletor

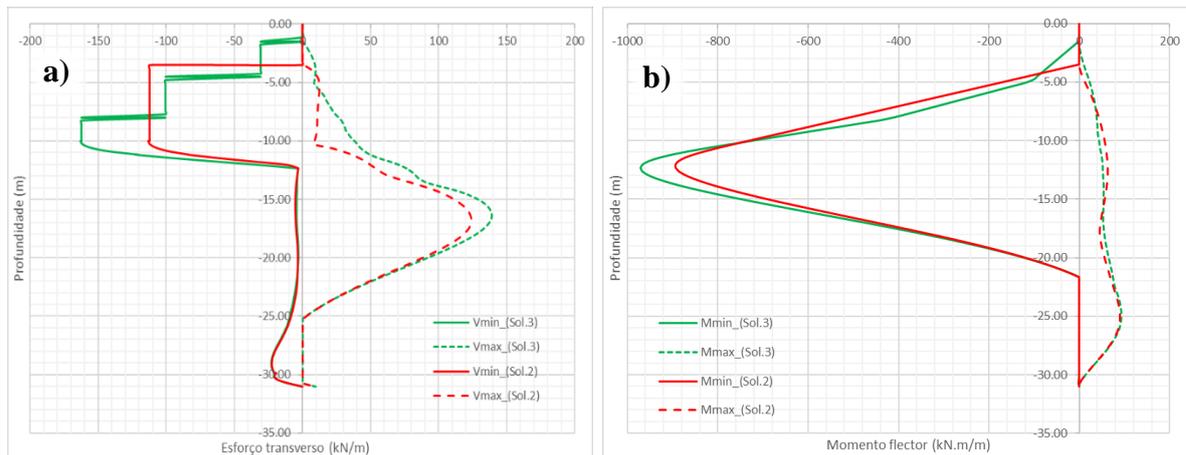


Figura 5.8: Comparação dos esforços nas estacas do edifício entre as soluções 1, 2 e 3: a) Esforço transverso; b) Momento fletor

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

Neste último capítulo pretende-se fazer um resumo geral e apresentar as conclusões dos aspetos mais relevantes desta dissertação, tendo em consideração os objetivos propostos e descritos inicialmente. De uma maneira geral, é possível constatar que os estudos e análises propostos nos objetivos foram cumpridos e que os resultados obtidos foram satisfatórios. Os tópicos explorados nesta tese contribuem assim para uma melhor compreensão para o comportamento de escavações, com particular ênfase na identificação e análise dos diversos fatores que condicionam as deformações. Do capítulo onde se revêm estes aspetos foi possível retirar as seguintes conclusões:

- em meio urbano, as estruturas de suporte flexíveis quando bem executadas tem geralmente um desempenho adequado, conseguindo-se controlar o seu comportamento, mesmo em escavações profundas, e assim evitar causar danos nas edificações localizadas na sua vizinhança.
- a metodologia de travamento rígido das escavações utilizando elementos estruturais, bandas de lajes, é uma nova técnica que vem substituindo as soluções tradicionais, com uma vantagem extra de poder ser incorporada na solução final da obra.
- a melhor forma de minimizar os movimentos passa pela instalação dos elementos da estrutura de suporte numa fase precedente à escavação, recorrendo para tal a paredes moldadas, estacas de betão ou técnicas inovadoras de melhoramento de solo, como o *Jet-Grouting*.
- os assentamentos à superfície estão diretamente relacionados com os deslocamentos laterais da parede de suporte, não sendo por isso possível reduzi-los significativamente sem controlar os movimentos horizontais da cortina.
- a ausência de um material competente na zona do pé da cortina provoca grandes movimentos laterais que poderão ser parcialmente controlados com a adição de mais níveis de suporte ou com uma maior profundidade enterrada da cortina.

- o primeiro nível de travamento deve ser colocado o mais próximo possível da superfície do terreno, e deve controlar-se eventuais sobreescavações ao mínimo possível.

Em relação ao edifício Platinum em Maputo, o caso de estudo desta dissertação, através da informação disponível foi possível concluir que:

- a caracterização geotécnica efetuada não foi muito completa, visto que se baseou praticamente só em resultados do SPT não tendo sido efetuados ensaios mais elaborados, como por exemplo *triaxiais*.
- os condicionamentos existentes na envolvente da escavação limitaram fortemente a possibilidade de aplicação de soluções convencionais para o suporte da escavação ficando o projetista reduzido a um número diminuto de possibilidades.
- a metodologia *top-down* utilizada com recurso à banda de laje definitiva como elemento de apoio apresentou bons resultados, conseguindo-se alcançar um comportamento aceitável da escavação e evitar danos nos edifícios adjacentes.
- o Plano de Instrumentação e Observação implementado revelou ser uma ferramenta fundamental e eficaz, pois permitiu efetuar o acompanhamento da obra, monitorizando o seu comportamento. Os resultados dos inclinómetros e dos alvos embora tenham em alguns casos comportamentos estranhos apresentam registos de deslocamentos reduzidos e compatíveis com o expectável para a obra, ficando sempre substancialmente abaixo dos níveis de alerta estabelecidos.

A retroanálise efetuada para o caso da obra em estudo, com recurso ao programa de elementos finitos, Plaxis 2D, permite inferir que:

- o uso de métodos numéricos permite avaliar problemas complexos que não podem ser analisados por simples métodos empíricos, que apenas são passíveis de serem utilizados em casos simples.
- o modelo de Hardening Soil, apresenta algumas vantagens em relação aos modelos mais convencionais como o modelo de Mohr-Coulomb, já que permite adotar um módulo de deformabilidade diferente em fase de carga e descarga e variável em função do nível de tensão no maciço. Este modelo, embora contenha algumas limitações, permite simular um comportamento mais realista dos solos.

- tal como seria expectável e desejável em termos de segurança, os parâmetros considerados em fase de projeto encontravam-se sobredimensionados dando origem a deslocamentos e esforços maiores do que os mobilizados na realidade.
- o estudo da retroanálise efetuado permitiu concluir acerca da influência de diversos parâmetros do solo, da banda de laje e da cortina, bem como avaliar a possibilidade de ter ocorrido alguma sobreescavação e considerar diferentes níveis de sobrecarga.
- a solução ideal para a análise desta estrutura de contenção passou pela simulação de três modelos distintos: um para o alçado do edifício de 7 andares, outro para o edifício de 3 andares e por fim, para os alçados dos arruamentos e da Embaixada da África do Sul. Esta simulação permitiu concluir que a deformabilidade da camada ZG2 foi algo subestimada tendo-se proposto um valor igual ao da camada subjacente ZG3.
- os parâmetros finais propostos conseguem traduzir com alguma razoabilidade o comportamento observado nos 4 inclinómetros instalados na obra, embora um ajuste perfeito seja difícil de alcançar dado a heterogeneidade do solo e a dificuldade de modelar todos os aspetos construtivos.
- conseguiu-se observar que a falta de apoio no pé da cortina que alguns inclinómetros parecem aparentar pode ser justificada devido a uma eventual sobreescavação.

Por último, investigou-se a possibilidade de se utilizar soluções alternativas para a execução da escavação. Relativamente a este estudo foi possível concluir que:

- a solução da cortina multi-ancorada representa uma alternativa viável nas zonas onde é possível ocupar o espaço exterior à escavação, como arruamentos. Por sua vez a utilização de uma cortina multi-apoiada traduz um menor controlo das deformações da escavação pelo que não parece ser a solução mais apropriada para este caso.
- em relação à utilização de escoras é possível concluir que a solução não é a mais aconselhada dadas as dimensões da escavação, a menos que a rigidez das estacas onde se encontram apoiadas seja aumentada significativamente, o que se traduz num custo e numa ocupação de espaço inviáveis.
- uma solução alternativa consistia em considerar as escoras do edifício contraventadas nas diversas estacas do edifício, permitindo assim distribuir os esforços por um maior número de estacas. No entanto, esta solução teria sempre a dificuldade acrescida de interferir substancialmente com o espaço interior da escavação.

- por fim, com base nos resultados obtidos pode-se concluir que a solução utilizada pela empresa JET_{SJ} parece ter sido a mais adequada para a obra em questão, dadas as fortes restrições e limitações existentes para a aplicabilidade das outras soluções.

6.2 Trabalhos futuros

Como desenvolvimentos futuros sugere-se a realização dos seguintes estudos complementares:

- a modelação numérica com recurso a um modelo de elementos finitos 3D seria importante dado tratar-se de uma obra tridimensional. Com este modelo seria possível simular a geometria integral da escavação de uma forma mais realista, bem como incluir o efeito dos edifícios adjacentes e modelar adequadamente as bandas de laje que servem de suporte à escavação.
- seria interessante complementar o estudo de caracterização efetuado de modo a aferir com mais rigor os parâmetros admitidos para simular o comportamento do solo. Também se poderia fazer um estudo numérico da viabilidade de adotar outras soluções inovadoras para a escavação, utilizando técnicas como o *Jet-Grouting* para construir quer a cortina quer os elementos de apoio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. (2007) "Apontamentos - Estruturas de Suporte Flexíveis". MIEC - Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Azevedo, J. & Rodrigues, P. (2013) "Relatório da Prospecção Geológico-Geotécnica". Tecnasol - Moçambique.
- Braja Das, M. (2011) "Principles of Foundation Engineering". Cengage learning.
- Burland, J., Broms, B. & Mello, V. (1977) "Behaviour of Foundations and Structures". Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Issue 2, pp 495-546.
- Carvalho, F. (2013) "Soluções de Escavação e Contenção Periférica: Parque De Estacionamento Alves Redol". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- EN, N. (1992) 1-1 (2010) "Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão". Parte 1-1: Regras Gerais E Regras Para Edifícios, Instituto Português da Qualidade.
- Jorge, A. (2013) "Projeto de Cortinas de Contenção Ancoradas - Efeito das Características Geotécnicas e Geométricas no Dimensionamento". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.
- Long, M. (2001) "Database for Retaining Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, Issue 3, pp. 203-224.
- Mascaranhas, J. (2003) "Descrição Ilustrada e Detalhada de Processos Construtivos Utilizados Correntemente em Portugal". Sistemas de Construção, 3ª Edição.
- Matos Fernandes, M. (1983) "Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras - Novos Métodos De Dimensionamento". Dissertação de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto.

- Matos Fernandes, M. & Almeida e Sousa, J. (2003) "Escavações Profundas em Solos Moles - Desafios da Engenharia em Portugal". Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Matos Fernandes, M. (2011). "Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica". FEUP edições, Vol. 2.
- Matos Fernandes, M. (2012). "Mecânica dos Solos. Conceitos e princípios fundamentais". FEUP edições, Vol. 1.
- Matos Fernandes, M. (2015) "New Developments in the Control and Prediction of the Movements Induced by Deep Excavations in Soft Soils". An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ABMS/ SPG, Vol. 38, Issue 3, pp. 191-215.
- Moreira, T. (2014) "Controlo Dos Movimentos Em Escavações Suportadas". Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Moreira, T., Pedro, A. & Almeida e Sousa, J. (2016) "Numerical Analysis of the Deformations Caused by an Excavation". Proceedings of the XV National Conference in Geotechnics/ VIII CLBG Porto.
- Ou, C. Y., Hsieh, P. G. & Chiou, D. C. (1993) "Characteristics of Ground Surface Settlement During Excavation". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, Issue 5, pp. 758-767.
- Páscoa, J. (2014) "Relatório de Monitorização (Inclinómetros)". Geoma - Moçambique.
- Paulo, P. & Correia, J. (2012) "Apontamentos - Muros de Berlim e Muros de Munique". MIEC - Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Pedro, A. & Almeida e Sousa, J. (2015) "Aulas - Obras e Estruturas de Contenção" MIEC - Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Pinto, A., Tomásio, R. & Xavier, P. (2008) "Soluções de Travamento de Contenções Periféricas Recorrendo a Elementos Estruturais". Encontro Nacional Betão Estrutural.
- Pinto, A. (2009) "Apontamentos - Fundações por Microestacas e Solo-Cimento". MIEC - Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Pinto, A. & Tomásio, R. (2013) "Projeto de Escavação e Contenção Periférica do Edifício Platinum em Maputo". JET_{SJ} - Geotecnia, Lisboa

- Pinto, P., Tomásio, R., Coelho, R. & Nicolas, R. (2015) "Retaining Structures and Special Foundations at the Platinum Tower, in Maputo". Proceedings of the 16th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Pinto, A. (2016) "Aula - Reabilitação e Reforço de Fundações". MIEC - Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Potts, D. & Fourie, A. (1984) "The Behaviour of a Propped Retaining Wall: Results of a Numerical Experiment". Geotechnique, Vol. 34, Issue 3, pp. 383-404.
- Puller, M. (2003) "Deep Excavations: A Practical Manual". Thomas Telford.
- Schanz, T., Vermeer, P. A. & G., B. P. (2000) "Material Models Manual -Version 8". PLAXIS - Essential for geotechnical professionals, Holanda.
- Silva, P. (2014) "Relatório De Monitorização (Alvos Topográficos)". Via Mapa - Moçambique.
- Terzaghi, K. (1943) "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley & Sons.
- Tomásio, R., Pinto, A., Coelho, R. & Kaidussis, R. (2014) "Soluções de Contenção de Caves e Fundações Especiais em Edifício de Grande Porte em Maputo - Moçambique". COBRAMSEG.
- Whittle, A. J., Hashash, Y. M. & Whitman, R. V. (1993) "Analysis of Deep Excavation in Boston". Journal of geotechnical engineering, ASCE, Vol. 119, Issue 1, pp. 69-90.

ANEXO A

Descrição geológica do terreno intersectado pela escavação, sondagem S1.

