Análise do comportamento de escavações de poços de secção circular

Diogo Chang Gamito de Faria

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Professor Alexandre Da Luz Pinto

Júri

Presidente: Professor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Alexandre Da Luz Pinto

Vogal: Professor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

JULHO DE 2016

Aos meus Pais

If you find a path with no obstacles, it probably doesn't lead anywhere.

Frank Clark

Agradecimentos

Agradeço nesta secção às pessoas que contribuíram não só para a realização desta tese, mas também para a superação do percurso académico que a ela conduziu, e que com ela culmina.

Ao Professor Alexandre Pinto, por me ter acompanhado e orientado na realização desta tese, com saber e rigor, sendo sempre inexcedível em disponibilidade, compreensão e solidariedade.

Ao Engenheiro Miguel Morais Sarmento, por me ter permitido acompanhar a obra que apoia esta tese, e por ter contribuído para a elaboração da mesma com o seu conhecimento e a sua experiência.

À Alves Ribeiro, na pessoa do engenheiro Hélder Fernandes, pelo interesse e disponibilidade demonstrados, não só nas visitas acompanhadas à obra, mas também nas explicações que me deu sobre a mesma, fundamentais para a realização desta tese.

À Engenheira Rita Mimoso, prima e amiga, companheira de Técnico: de estudo, de exames, de trabalhos, de frustrações, de alegrias. Pela amizade, pela força, pelo exemplo.

À Beatriz, pela presença iluminada com que acompanhou o meu percurso académico, pelo apoio, pelo sacrifício, pelo carinho.

À Sara, por me mostrar que distância não é ausência, pela opinião, pela honestidade e pela amizade incondicional.

Por fim, e acima de tudo, aos meus Pais, pelo exemplo, pelas palavras sábias, pelas oportunidades, por terem sabido intervir, por terem conseguido compreender, por nunca terem deixado de acreditar.

Resumo

Uma característica comum à maior parte das obras de Engenharia Civil é a sua necessidade de manutenção, à qual são inerentes não só os problemas associados à concepção da intervenção a realizar, mas também outros factores, tais como o acesso à obra. E se existem obras cujo acesso não representa qualquer desafio, existem outras em que o acesso pode constituir, em si, uma obra.

É sobre uma destas obras que se dedica a presente dissertação, mais concretamente sobre a construção de três poços de visita no caneiro de Alcântara, inseridos no projecto correspondente à empreitada de reparação deste caneiro. Estes poços de visita são necessários pois neste local o caneiro, originalmente a céu aberto, foi sendo aterrado ao longo dos anos, estando neste momento enterrado a uma profundidade média de 20m.

A contenção periférica dos poços é feita através de uma estrutura de suporte flexível: uma cortina circular de estacas moldadas, travada superiormente por uma viga de coroamento e inferiormente por uma laje de fundo.

Tomando a citada obra como caso de estudo, pretendem-se analisar as soluções adoptadas no dimensionamento e concepção dos poços, comparando-as com soluções alternativas.

Esta análise é feita através da modelação numérica da solução adoptada, bem como das soluções alternativas, recorrendo, para tal, ao programa de elementos finitos *Plaxis 2D*. A interpretação de resultados é feita sobretudo ao nível de uma análise de deslocamentos.

O objectivo fundamental desta dissertação é pois o de perceber se as opções tomadas foram as mais adequadas para o problema em causa, e quais seriam as vantagens ou desvantagens de adoptar soluções diferentes.

Palavras chave

Poço; cortina de estacas; modelação; concepção

Abstract

A characteristic that most of the civil engineering works share is the need for maintenance, to which are associated not only the problems of the conception itself, but also other aspects like the site access. If there are constructions whose access does not represent any challenge, there are others in which the access can be a construction work itself.

This thesis is about one of this construction works, more precisely about the construction of three shafts in the Alcântara sewage tunnel that are part of the project for repair and maintenance of the sewage tunnel. These shafts are needed because the sewage tunnel, originally an open trench, is now under a landfill about 20m deep.

For the peripheral earth retaining structure, a flexible support structure is used: a curtain of bored piles, braced at the top by a continuous beam and at the bottom by a slab.

Taking the referred construction project as case study, it is the objective of this thesis to analyze the chosen solutions for the design of the shafts, comparing them with variant solutions.

This analysis is performed through the numerical modeling of the solutions, both the original and the variant solutions, using for that effect the finite element program *Plaxis 2D*. The interpretation of the results is mostly based on a displacements analysis.

The main objective of this thesis is to understand if the chosen solutions were the most suitable ones, and what were the advantages and disadvantages related with the adoption of different solutions.

Keywords

Shaft; curtain of piles; modeling; design

Índice Geral

1. Introdução.....1

1.1. Objectivos da dissertação.....1

1.2. Estrutura da dissertação.....2

1.3. História dos poços.....3

2. Cortina de estacas moldadas.....7

2.1. Tipos de cortina de estacas.....11

2.2. Dimensionamento estrutural.....14

2.2.1. Pressões de terras.....14

2.2.2. Funcionamento da cortina quando aplicada a um poço.....15

2.2.3. Metodologia de dimensionamento.....15

2.3. Métodos construtivos.....16

3. Caso de estudo.....19

3.1. Descrição geral da obra.....19

3.2. Condicionamentos e faseamento da obra.....25

3.2.1. Geologia do local.....25

3.2.2. Condições de vizinhança.....26

3.2.3. Faseamento da obra.....26

3.3. Acompanhamento da obra.....27

3.4. Resposta a imprevistos.....33

3.4.1. Percolação de água entre as estacas.....33

3.4.2. Resultados dos ensaios sónicos.....33

4. Modelação numérica de soluções.....35

4.1. Solução executada 35

4.2. Soluções alternativas.....46

4.3. Análise comparativa de soluções.....53

5. Conclusões.....55

5.1. Considerações gerais.....55

5.2. Desenvolvimentos futuros.....56

Bibliografia.....57

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Poço convencional – Colégio de Mornese – Itália.....4

Figura 1.2 – Esquema de um poço convencional e de um poço artesiano.....4

Figura 1.3 – Poço de visita executado com recurso a cortina de estacas.....5

Figura 2.1 – Cortina de estacas com função de contenção – New Haven School District, Connecticut, EUA.....7

Figura 2.2 – Estacas pombalinas.....8

Figura 2.3 – Cortina de estacas espaçadas – Elevo Group – Metro de Barcelona.....11

Figura 2.4 – Cortina de estacas tangentes – Bélgica.....12

Figura 2.5 – Cortina de estacas secantes – Zakladani Staveb – Metro de Praga.....13

Figura 2.6 – Diagramas de pressões aparentes de Terzaghi e Peck.....14

Figura 2.7 – Processo construtivo de estacas moldadas – Tubo moldador recuperável.....17

Figura 3.1 – Local de implantação da obra.....19

Figura 3.2 – Localização dos poços.....20

Figura 3.3 – Obras no caneiro de Alcântara 1934.....21

Figura 3.4 – Vale de Alcântara e Aqueduto das Águas Livres em 1912.....22

Figura 3.5 – Vale de Alcântara e Aqueduto das Águas Livres em 1939.....22

Figura 3.6 – Plantas do poço A.....23

Figura 3.7 – Corte transversal do poço A.....24

Figura 3.8 – Execução de estacas – Furação.....27

Figura 3.9 – Execução de estacas.....28

Figura 3.10 – Saneamento da cabeça das estacas – Fase da escavadora.....29

Figura 3.11 – Saneamento da cabeça das estacas – Fase dos martelos pneumáticos.....29

Figura 3.12 – Escavação do interior do poço – Remoção de terra com grua e balde.....30

Figura 3.13 – Escavação do interior do poço – Protecção contra quedas.....30

Figura 3.14 – Escavação do interior do poço – Situação especial de segurança.....31

Figura 3.15 – Execução de parede de betão projectado.....31

Figura 4.1 – Modelo (cluster) 36

Figura 4.2 – Modelo (cluster) 35

Figura 4.3 – Modelo (plate) 35

Figura 4.4 – Condições de fronteira.....38

Figura 4.5 – Sobrecarga.....38

Figura 4.6 – Malha gerada.....38

Figura 4.7 – Pressões de água.....39

Figura 4.8 – Pressões de terras.....39

Figura 4.9 – Deformada aumentada 200x.....40

Figura 4.10 – Deslocamentos totais.....41

Figura 4.11 – Deslocamentos horizontais.....42

Figura 4.12 – Deslocamentos verticais.....42

Figura 4.13 – Distribuição de Esforços Normais.....43

Figura 4.14 – Distribuição de Esforços Transversos.....44

Figura 4.15 – Distribuição de Momentos Flectores.....44

Figura 4.16 – Pontos de Plastificação.....44

Figura 4.17 – Modelo Mohr-Coulomb.....45

Figura 4.18 – Geometria do Modelo.....47

Figura 4.19 – Deformada aumentada 200x.....48

Figura 4.20 – Deslocamentos totais.....49

Figura 4.21 – Deslocamentos horizontais.....49

Figura 4.22 – Deslocamentos verticais.....49

Figura 4.23 – Distribuição de Esforços Normais.....50

Figura 4.24 – Distribuição de Esforços Transversos.....50

Figura 4.25 – Distribuição de Momentos Flectores.....51

Figura 4.26 – Pontos de Plastificação.....51

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Profundidade dos poços.....23

Tabela 2 – Zonas Geotécnicas.....25

Tabela 3 – Parâmetros Gerais – Plaxis 2D.....35

Tabela 4 – Parâmetros dos Materiais I – Plaxis 2D.....37

Tabela 5 – Parâmetros dos Materiais II – Plaxis 2D.....37

Tabela 6 – Soluções alternativas.....46

Tabela 7 – Comparação de custos – Estaca.....53

Tabela 8 – Comparação de custos – Microestaca.....54

Índice de Nomenclaturas

γ – Peso Volúmico

φ – Ângulo de atrito interno

ν - Coeficiente de Poisson

k – Constante de permeabilidade do solo

c_{ref} – Coesão

E – Módulo de deformabilidade

E^{ref}_{50} – Módulo de deformabilidade secante em estado triaxial

E^{ref}_{OED} – Módulo de deformabilidade edométrico

E^{ref}_{vr} – Módulo de deformabilidade na descarga/carga

R_{inter} – Factor de redução

σ – Tensão

ε – Extensão

1. Introdução

Esta dissertação surge no âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico, tendo o simbolismo de representar o culminar do mesmo.

No resumo é sumariamente descrito o tema abordado, bem como as linhas gerais que guiam este estudo no que respeita a objectivos e procedimentos.

A organização dos capítulos é feita do geral para o específico, e de uma forma cronológica relativamente aos passos realizados: Estudo aprofundado do tema, acompanhamento de obra, modelação numérica, discussão e interpretação de resultados.

1.1. Objectivos da dissertação

Tal como mencionado no resumo, esta dissertação tem como objectivo principal avaliar a solução adoptada numa obra para a contenção periférica de um poço de visita. O primeiro passo para o fazer era comparar os resultados da modelação realizada com os resultados da instrumentação feita em obra, mas devido à inesperada não realização da última decidiu-se dedicar passar ao que seria inicialmente o segundo passo: dimensionar para comparação um conjunto de soluções alternativas.

De menor abrangência mas de igual importância, é de referir também um conjunto de objectivos relacionados com o principal, mas de cariz mais específico. No fundo cada passo dado nesta dissertação formula um objectivo, como ilustram os seguintes parágrafos.

O acompanhamento de obra realizado para este estudo permite o contacto em pormenor com uma obra geotécnica, o que lança o objectivo de comparar o que é obtido num processo de dimensionamento e concepção, com os condicionamentos que essa concepção enfrenta numa situação concreta e real de execução.

A utilização de um programa de elementos finitos para a modelação numérica de estruturas permite ter como objectivo reflectir sobre as vantagens e as limitações deste tipo de suporte ao dimensionamento estrutural.

Por fim, é um objectivo deste estudo fazer uma resumida mas cuidada investigação histórica, respeitante à execução de poços, bem como aos processos construtivos associados à execução de estacas e de cortinas de estacas.

1.2. Estrutura da dissertação

A organização desta dissertação é feita em cinco capítulos, cujos subcapítulos são apresentados no índice geral, e cujas descrições são as seguintes.

O primeiro capítulo visa apresentar o tema, começando portanto por retratar a origem histórica dos poços, e terminando com a introdução de conceitos e noções relativamente aos poços de visita.

No segundo capítulo são abordados os aspectos respeitantes à concepção e execução de cortinas de estacas, desde a sua história à sua execução, passando pelas teorias que a fundamentam e pelos processos através dos quais são dimensionadas.

O terceiro capítulo refere-se à obra que serve de caso de estudo a esta dissertação. É feita uma descrição geral da mesma, bem como um registo cronológico do acompanhamento que dela foi feito. É ainda neste capítulo que se apresenta um estudo das situações imprevistas que podem acontecer numa obra como esta, e as correspondentes respostas que podem ser dadas.

No quarto capítulo é descrito em pormenor o processo de modelação numérica das soluções. Inicialmente é apresentado o programa utilizado, o *Plaxis 2D*, e depois é ilustrada a metodologia de concepção e dimensionamento de soluções alternativas à executada.

Finalmente, no quinto capítulo são apresentadas as conclusões da dissertação, incluindo recomendações para eventuais desenvolvimentos futuros.

1.3. História dos poços

Um poço é uma obra geotécnica caracterizada por uma escavação vertical no solo, que pode ser executada através de várias técnicas e projectada para diversos usos.

Acredita-se que foi há cerca de 14000 anos que esta actividade de escavação teve início, sendo o propósito original do poço a obtenção de água potável a nível subterrâneo. Há registos com cerca de 7000 anos de poços com centenas de metros de profundidade atribuídos ao povo chinês, bem como relatos de escavações de poços na Bíblia (International School of Well Drilling).

Presentemente, para além de poços destinados à obtenção de água (Figura 1.1), há poços de petróleo, poços de gás, poços de visita, poços de ventilação, entre outros.

De entre os vários tipos de poços descrevem-se dois: O poço artesiano, pela sua abundante utilização e por ser um dos primeiros tipos de poços da história, e o poço de visita, o objecto de estudo desta dissertação.

O poço artesiano divide autores no que respeita à origem do seu nome, uns defendem que assim se chama por ter sido na cidade grega de Artesã que foi acidentalmente inventado, enquanto que outros afirmam que terá sido no século XII, na cidade de Artois em França que foi pela primeira vez executado. Este poço tem um propósito semelhante ao do poço convencional: a captação de águas subterrâneas. A diferença entre ambos é que num poço artesiano, devido ao facto da zona de recarga do aquífero estar elevada relativamente ao poço, este é capaz de fornecer água que flui superiormente do solo por si só, não havendo a necessidade de se recorrer a sistemas de bombagem para obter a água (IDEU). O esquema da Figura 1.3 é ilustrativo desta situação.

O poço de visita, ilustrado na Figura 1.4, tem como objectivo fazer a ligação entre um motivo de interesse localizado subterraneamente e pessoas ou equipamentos à superfície. O dito motivo de interesse pode ser um túnel que necessite de uma intervenção de reparação, uma estrutura que tenha ficado inadvertidamente soterrada, uma sondagem, entre outros. Este poço é habitualmente circular, forma muito eficaz pois por mobilizar o efeito de arco planimetricamente permite um dimensionamento mais económico que o de outras soluções, por exemplo rectangulares. A contenção periférica dos poços circulares pode ser feita através de uma cortina de estacas moldadas, solução em estudo na presente dissertação e à qual é dedicado o seguinte capítulo.

Figura 1.1
Poço convencional – Colégio de Mornese – Itália

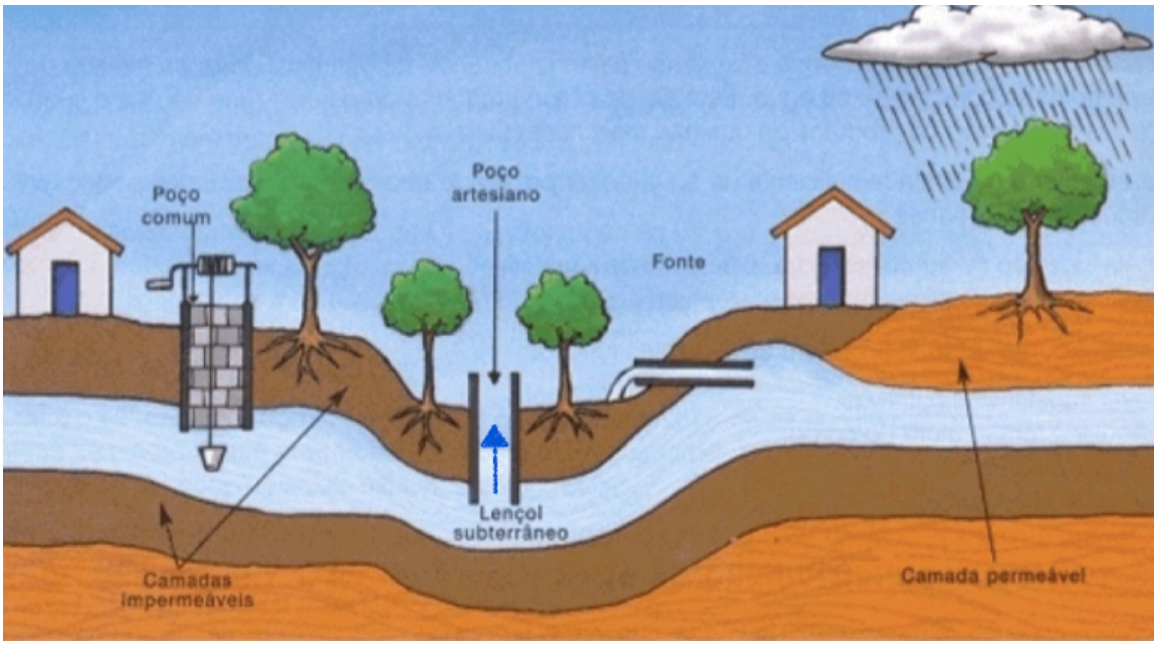


Figura 1.2 – Esquema de um poço convencional e de um poço artesiano

Figura 1.3 – Poço de visita executado com recurso a cortina de estacas

2. Cortina de estacas moldadas

Uma cortina de estacas (Figura 2.1), é uma estrutura de suporte flexível que pode ser definida como uma parede de estacas, cujas funções principais numa obra são as seguintes: servir de fundação de uma estrutura ou servir de contenção periférica para a correspondente escavação (ou ambas). Há também cortinas de estacas executadas com a função de controlo da água afluente ao interior do recinto da escavação.

Figura 2.1 – Cortina de estacas com função de contenção – New Haven School District, Connecticut, EUA

A origem das cortinas de estacas está intimamente ligada à origem das próprias estacas.

Inicialmente de madeira, a utilização de estacas remonta ao tempo do Império Romano (27 AC – 475 DC) e da Dinastia Han, na China (200 AC a 200 DC), consistindo sobretudo em fundações de edifícios grandes e importantes, e em fundações de pontes (como a famosa Ponte Sublício, em Roma), existindo dessas pontes exemplos relativamente bem preservados até aos dias de hoje (TOMLINSON, M.J.).

São relativamente recentes as estacas como as conhecemos hoje em dia, sendo que a principal inovação que estas apresentam é o material de que são feitas. Com efeito, até meados do inicio século XX, foram de uso corrente as estacas de madeira como elementos de fundação, cujo grande exemplo de utilização em Lisboa é a baixa Pombalina (Figura 2.2).

Figura 2.2 – Estacas pombalinas (Agenda Lx)

Durante os vários séculos de utilização e investigação foram-se percebendo quais as melhores madeiras a adoptar, qual a capacidade das estacas conforme a sua geometria e o tipo de madeira presente, qual a sua durabilidade, em suma, as suas propriedades gerais. A madeira foi o material de eleição para as estacas por ser resistente, leve, fácil de trabalhar e transportar e de produção abundante e relativamente económica. A durabilidade das soluções era assegurada pelo facto das estacas, em geral, se encontrarem permanentemente submersas.

A dita inovação surge no fim do século XIX com o aparecimento de estacas de betão e de aço, que representam soluções de muito maior resistência a todos os níveis, para iguais ou mesmo menores dimensões.

O betão apresenta ainda a particularidade de poder ser betonado in-situ, método que comparativamente com a cravação é manifestamente mais silencioso e muito mais adaptável a todo o tipo de solos.

É precisamente com as estacas de betão que surgem as cortinas de estacas moldadas, solução de indiscutível versatilidade e por isso de vasta utilização nos dias de hoje.

Alternativamente às cortinas de estacas moldadas são utilizadas outras soluções de contenção de poços, sendo de refererir as cortinas de microestacas, as paredes moldadas, o jet-grouting, e o CSM (Cutter Soil Mixing).

As paredes moldadas são elementos de contenção que permitem conter as paredes de uma escavação durante a fase de execução. Esta solução é indicada para a contenção periférica em terrenos de fraca coesão e com o nível freático elevado, e também junto de construções existentes, muito susceptíveis a deformações, principalmente se essas estruturas introduzirem tensões importantes nas fundações (Raquel Cortez – IST).

As principais vantagens desta solução são a estanqueidade à passagem de água para o interior da estrutura, a possibilidade de se atingir profundidades elevadas, um bom comportamento sísmico e a adaptabilidade a diversos tipos de terreno. Quanto às desvantagens é de referir o custo elevado da solução (sobretudo devido às lamas bentoníticas e às ancoragens), e a necessidade de muito espaço em estaleiro (Raquel Cortez – IST).

A técnica de tratamento de solos Jet Grouting é utilizada para solos moles ($N_{SPT} < 30$ pancadas), e consiste no melhoramento das características geotécnicas dos terrenos, realizado no interior do terreno sem escavação prévia, através da injecção de calda de cimento a altas pressões (de 20 a 40 MPa). A técnica de Jet Grouting, com a função de contenção periférica apresenta, na maioria das utilizações, o intuito de melhorar o comportamento impermeabilizante. Os pontos fortes desta solução são o seu elevado rendimento e a sua elevada estanqueidade, enquanto que os pontos fracos são uma capacidade de carga e uma esbelteza inferiores às soluções de betão armado (Ana Ribeiro – IST).

O Soil Mixing é um modo de tratar terrenos sem recorrer a escavação ou cravação de elementos pré-fabricados. Esta técnica introduz um ligante (em geral cimento), mistura-o com o solo e modifica as suas propriedades físicas e químicas, tendo numerosas aplicações possíveis, de entre as quais a função de contenção periférica. Este método de mistura de ligante com o solo existente pode ser considerado simplificadamente como “Jet Grouting mecânico”, uma vez que o conceito é semelhante, mas não recorre às elevadas pressões de injecção para o efeito de mistura. Comparando esta solução com a solução de cortina de estacas, são de realçar como pontos positivos: o seu baixo custo de produção, fruto de um bom nível de produtividade e do menor custo dos materiais (incorpora o solo existente como matéria prima do produto resultante), a rapidez e a simplicidade de execução, as boas características de impermeabilidade, um bom controlo de verticalidade, e a sua aplicabilidade a todo o tipo de solos. Como aspecto negativo principal é de referir a dimensão da máquina, característica que pode ser problemática na sua colocação em estaleiro, sobretudo em obras em meio densamente urbano, onde as condições de vizinhança lhe limitam o acesso e o espaço de manobra (Pedro Lopes – IST).

2.1. Tipos de cortinas de estacas

As cortinas de estacas podem ser espaçadas, tangentes ou secantes.
O processo de selecção deve ter em conta os seguintes factores:

- Tipo de solo (coesão e módulo de elasticidade)
- Presença de nível freático e condições de estanqueidade exigidas
- Número de estacas a executar
- Economia e prazo de execução

As cortinas de estacas espaçadas (Figura 2.3) são as que menos betão "consomem" sendo por isso as mais económicas por metro de largura da cortina. O espaçamento entre estacas não deve exceder o diâmetro da estaca para assegurar o efeito de arco, e deve ser executada interiormente uma parede de betão projectado para garantir um comportamento conjunto das estacas e a impermeabilização da escavação. Esta solução é de longe a mais utilizada actualmente.

Figura 2.3 – Cortina de estacas espaçadas – Elevo Group – Metro de Barcelona

As cortinas de estacas tangentes (Figura 2.4) são utilizadas em situações onde a resistência necessária para acomodar os impulsos do terreno e da água não permite nenhum espaçamento entre as estacas. Isto pode dever-se ao tipo de solos de escavação, à sobrecarga a resistir, etc. É uma solução pouco utilizada em Portugal sobretudo devido à dificuldade de execução.

Figura 2.4 – Cortina de estacas tangentes – Bélgica

As cortinas de estacas secantes (Figura 2.5) são utilizadas nas mesmas condições das cortinas de estacas tangentes, sendo igualmente pouco utilizadas na actualidade em Portugal. Este tipo de cortinas de estacas são sequências de estacas principais com estacas secundárias.

Figura 2.5 – Cortina de estacas secantes – Zakladani Staveb – Metro de Praga

2.2. Dimensionamento estrutural

Neste capítulo apresentam-se alguns fundamentos teóricos associados ao processo de dimensionamento de cortinas de estacas, com especial ênfase em estruturas com geometria circular.

O primeiro conceito que importa referir é o conceito de "estruturas de suporte flexíveis", que Peck definiu como todas as estruturas de suporte cujas deformações, induzidas pelos impulsos do solo, produzem um efeito significativo na distribuição desses impulsos, bem como na grandeza das deformações, momentos flectores e esforços cortantes para que são dimensionadas. Com efeito, uma cortina de estacas é uma estrutura de suporte flexível, partindo o seu dimensionamento da definição dos impulsos do solo, passando pela análise de deformações sofridas, e consequente consideração dos esforços resultantes.

2.2.1. Pressões de terras

O cálculo de impulsos em estruturas de suporte flexíveis em fase de pré-dimensionamento pode ser feito com recurso aos diagramas de pressões aparentes de Terzaghi e Peck. Estes diagramas são a forma encontrada pelos referidos autores para ultrapassar os condicionamentos relacionados com a utilização de teorias clássicas para o cálculo dos impulsos (Teoria de Rankine), e resultam de medições de esforços feitas em estruturas de contenção.

Os diagramas têm configurações diferentes conforme se esteja na presença de solos arenosos, argilosos moles, e argilosos rijos, como ilustra a Figura 2.11.

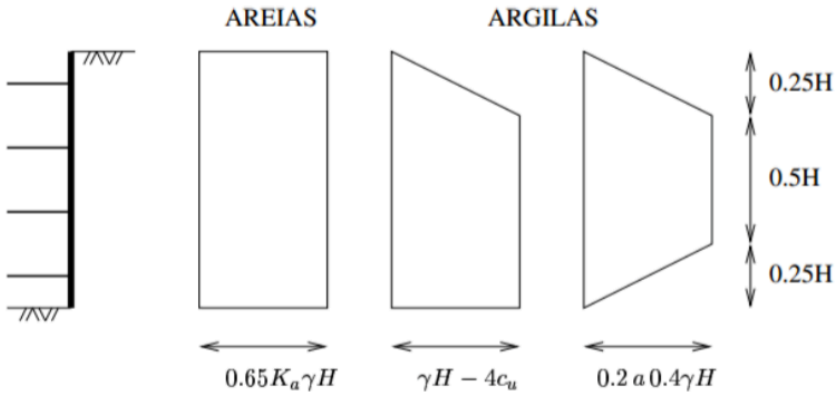


Figura 2.6 – Diagramas de pressões aparentes de Terzaghi e Peck (Filipa Carvalho – IST)

2.2.2. Funcionamento da cortina quando aplicada a um poço

A execução do poço em cortina de estacas tira partido de uma propriedade das estruturas de secção circular que é o efeito de arco.

O efeito de arco pode ser definido como a capacidade de uma estrutura de redistribuir cargas de forma equilibrada, concentrando-as nas zonas mais rígidas, aliviando assim as zonas mais deformáveis. Este efeito confere à estrutura um comportamento auto-portante.

Adicionalmente, e uma vez que a cortina de estacas é constituída sobretudo por betão, é importante assinalar o facto de que o efeito de arco associado à geometria circular potencia a mobilização da resistência à compressão do material, sendo minimizados todos os esforços de tracção.

2.2.3. Metodologia de dimensionamento

O dimensionamento estrutural de cortinas de estacas é feito com base no cálculo dos esforços a que a cortina está sujeita: momento flector, esforço normal e esforço transverso.

O cálculo destes esforços através de teorias de cálculo directo não é simples nem é o que oferece os melhores resultados devido à complexidade do problema de interacção solo-estrutura.

Neste sentido recorre-se ao método dos elementos finitos, nomeadamente sob a forma de programa informático, por ser um método que permite considerar a interacção solo-estrutura, simular as condições do terreno, simular o faseamento construtivo, simular as condições de apoio e da rigidez da cortina, permitindo portanto obter os diagramas de esforços pretendidos de uma forma versátil, simples, mas de apreciável rigor, assim como, e sobretudo, a estimativa das deformações mobilizadas na cortina e no terreno a tardoz da mesma cortina.

Nesta dissertação o programa de elementos finitos utilizado é o *Plaxis 2D*, cuja descrição é feita no capítulo 4.

2.3. Métodos construtivos

A descrição pormenorizada da execução da cortina de estacas realizada na obra acompanhada é feita no Capítulo 3. Neste subcapítulo são referidas as linhas gerais de um faseamento construtivo para qualquer cortina de estacas de betão, bem como são indicados os processos construtivos correntes para as estacas moldadas.

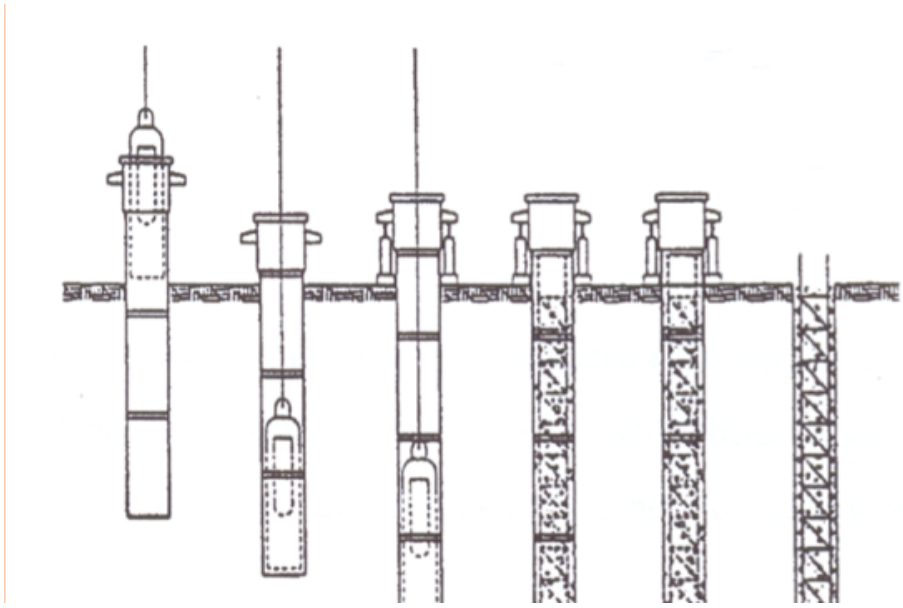
Faseamento construtivo geral para a cortina de estacas de betão:

- Preparação da área onde será feita a obra, a nível de limpeza (desmatação e decapagem), eventual desobstrução, nivelamento do terreno.
- Execução das estacas segundo o processo construtivo mais indicado.
- Verificação da integridade das estacas através de ensaios tais como: Ensaio sónico ; SPT.
- Saneamento da cabeça das estacas.
- Execução da uma viga de coroamento.
- Realização de ancoragens na viga de coroamento. Não necessárias em alguns casos, como por exemplo o caso em estudo, devido às propriedades da secção circular.
- Escavação, eventual execução de parede de revestimento em betão armado com rede electrosoldada, execução de uma viga de distribuição e realização de um segundo nível de ancoragens. Novamente não aplicável no caso em estudo, pelas mesmas razões do ponto anterior.
- Realização de ensaios nas ancoragens.
- Execução do revestimento preconizado.

Processos construtivos correntes para as estacas moldadas:

- Com tubo moldador perdido.
- Com tubo moldador recuperável.
- Sem tubo moldador através de trado curto.
- Sem tubo moldador através de trado comprido.
- Sem tubo moldador com recurso a lamas estabilizadoras.

Dos processos construtivos referidos para as estacas moldadas referem-se de seguida as linhas gerais do método do tubo moldador recuperável, por ter sido o que foi utilizado na obra em estudo (Baseado em Sandra Lopes – IST):



I II III IV V VI

Figura 2.7 – Processo construtivo de estacas moldadas – Tubo moldador recuperável

- Implantação do eixo da estaca.
- Início da furação, ainda sem recurso a entubamento.
- Colocação do tubo (normalmente por cravação) e aferição do seu posicionamento. Fase I
- Continuação da furação (por dentro do tubo) com trado curto ou balde suspenso na vara telescópica, prestando atenção à verticalidade do mastro da máquina. Fase II
- Eventual execução de base alargada da estaca e remoção do material fragmentado resultante da furação, por meio de baldes de fundo rotativo ou *grab*. Fase III
- Colocação da armadura dentro do tubo. Fase IV
- Betonagem da estaca de baixo para cima com recurso a tubo “tremie” e remoção do tubo moldador. Fase V

3. Caso de Estudo

Neste Capítulo é abordado o caso de estudo desta dissertação: a execução de três poços de visita, que foi acompanhada desde a preparação dos trabalhos de implantação dos poços até à conclusão dos mesmos.

O Dono de Obra é a empresa SimTejo - Saneamento Integrado dos Municípios do Tejo e Trancão, concessionária da ETAR da Avenida de Ceuta, que adjudicou a execução da obra à empresa Alves Ribeiro, sendo o Projecto de Execução da responsabilidade da empresa Via Túnel PGF.

A obra foi realizada entre o final de 2013 e o primeiro trimestre de 2014.

3.1. Descrição geral da obra

O estudo realizado refere-se às fases de execução dos Poços de Visita A, B, e C, do projecto da "3ª fase da Reparação do Caneiro de Alcântara a montante da ETAR da Av. de Ceuta".

Figura 3.1 – Local de implantação da obra

Figura 3.2 – Localização dos poços

Conforme ilustrado nas Figuras 3.1 e 3.2 a obra situa-se na área de terreno limitada pela rua de Campolide, em Lisboa. Esta área, actualmente ocupada maioritariamente por ligações rodoviárias, foi outrora um caneiro a céu aberto inserido no histórico vale de Alcântara.

O caneiro teve várias intervenções de aterro desde aproximadamente de metade do século XIX até cerca de metade do século XX, apresentando actualmente no local da obra uma profundidade média de 20m. As Figuras 3.3, 3.4, e 3.5, procuram retratar historicamente o caneiro.

Conforme a descrição de um comunicado da Câmara Municipal de Lisboa, o caneiro de Alcântara é um colector de águas residuais e pluviais que começa na Damaia, passa por Benfica e desagua no Tejo, em Alcântara. Após uma avaliação ao estado do caneiro efectuada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, foi detectado um troço degradado, sob o eixo Norte-Sul, que devido às suas características e extensão exigiu uma intervenção rápida para evitar derrocadas. A obra acompanhada neste estudo é parte dessa intervenção.

Figura 3.3 – Obras no caneiro de Alcântara 1934

Figura 3.4 – Vale de Alcântara e Aqueduto das Águas Livres em 1912

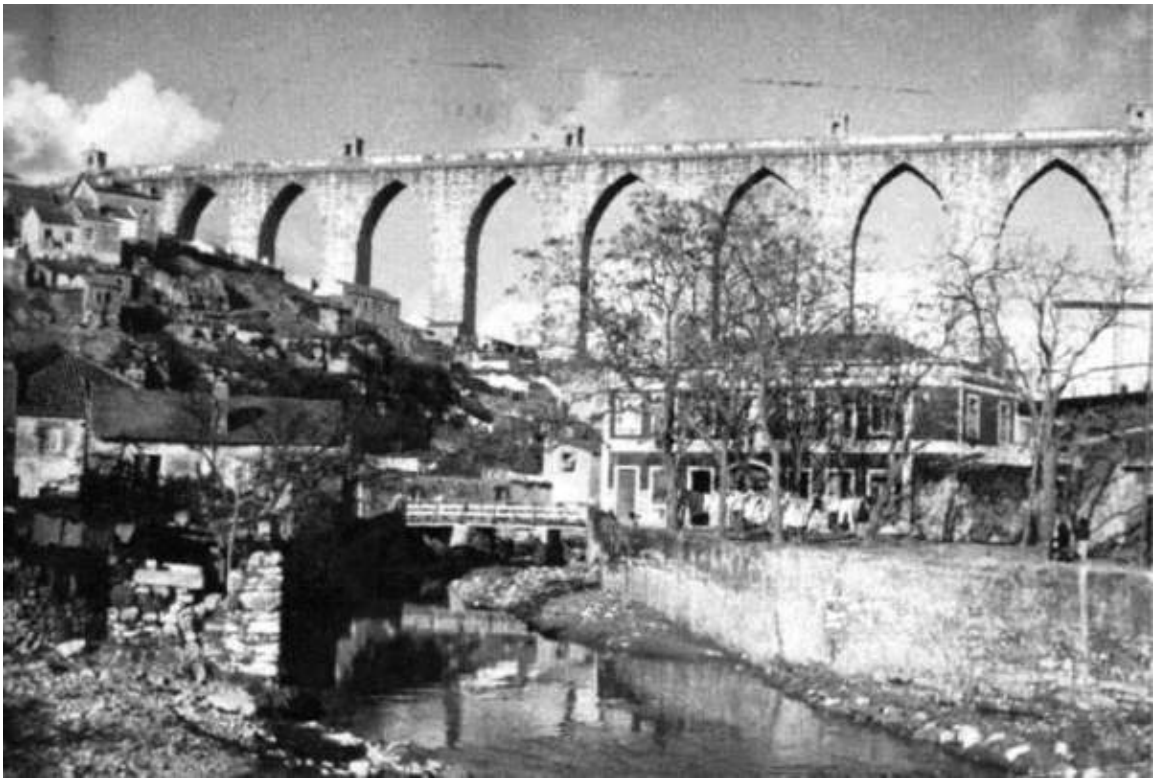


Figura 3.5 – Vale de Alcântara e Aqueduto das Águas Livres em 1939

Os poços executados na obra em estudo têm como objectivo permitir o acesso ao caneiro de Alcântara através de um túnel localizado no fundo dos mesmos.

Os três poços apresentam uma forma circular com um raio interior de 4,00m, uma escada interior em betão armado, e as seguintes profundidades:

Poço	A	B	C
Profundidade (m)	24	14	18

Tabela 1 – Profundidade dos poços

A concepção de um raio de 4,00m, deve-se não só à necessidade de possibilitar o acesso aos equipamentos relacionados com a reparação do caneiro em si, mas também, e sobretudo, a permitir o acesso a equipamentos de maior porte, destinados à execução do túnel de acesso ao caneiro.

Como retratam as figuras 3.6 e 3.7, a solução encontrada para a estrutura de suporte dos poços foi uma cortina de estacas, tendo as estacas um diâmetro de 0,80m e um afastamento de 0,91m.

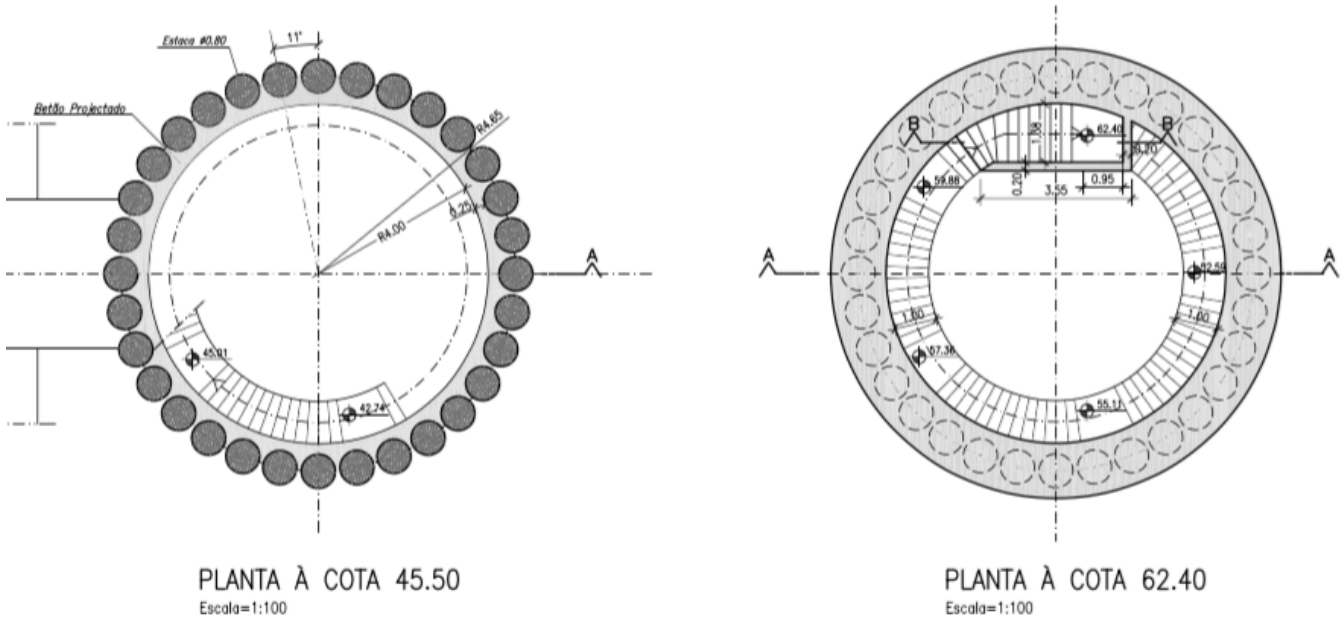


Figura 3.6 – Plantas do poço A

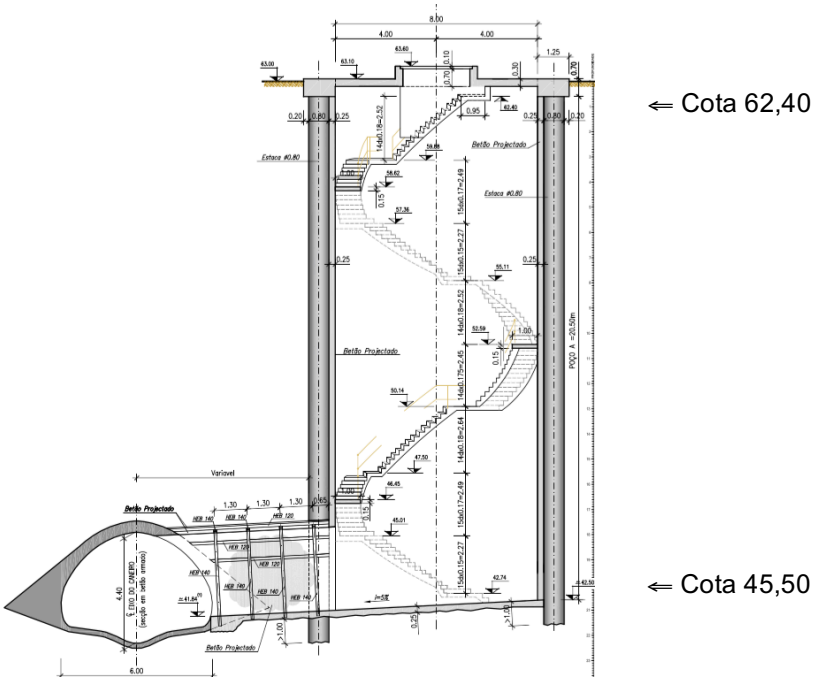


Figura 3.7 – Corte transversal do poço A (SimTejo – Projecto de Execução)

As estacas são travadas superiormente por uma viga de coroamento com 1,25x0,70m e inferiormente pela laje de fundo, tendo abaixo desta uma ficha com um comprimento mínimo de 1,00m. A laje de fundo tem uma espessura de 0,25m e uma inclinação de 5% (SimTejo – Projecto de Execução). No dimensionamento efectuado não foi considerada a presença do nível freático, mas no caso de se verificar que este sobe acima da cota da laje de fundo, e para uma situação real de execução, a laje de fundo poderia dispor de válvulas de alívio, que, a partir de um determinado valor da pressão não compatível com a resistência da laje, deixassem passar a água para o interior do poço para ser bombeada.

Na face interior da cortina de estacas é executada uma parede de betão armado projectado, com o objectivo de conferir às estacas um comportamento conjunto e de impermeabilizar a cortina (SimTejo – Projecto de Execução).

O túnel de acesso apresenta uma geometria em ferradura recta de soleira recta e é constituído por 7 perfis metálicos HEB120 longitudinais, assentes em perfis transversais HEB140 espaçados de 1,50m entre si. Os perfis são recobertos por uma camada de betão projectado com uma espessura mínima de 0,30m.(SimTejo – Projecto de Execução).

Por fim, sobre a viga de coroamento assenta uma laje de cobertura com 0,30m de espessura com aberturas para passagem de homens e equipamentos (SimTejo – Projecto de Execução).

3.2. Condicionamentos e faseamento da obra

3.2.1. Geologia do local

Foram realizadas prospecções geotécnicas for forma a caracterizar os estratos presentes.

Observando a informação obtida, tal como o número de pancadas SPT ou as características geomecânicas das camadas de solos, definem-se dois horizontes distintos:

- Uma camada de aterro areno-argiloso, com fragmentos rochosos de natureza calcária e basáltica, betão, e alvenaria. Trata-se de uma formação heterogénea com valores de resistência N_{SPT} que se situam entre 1 e 28 pancadas, correspondendo a depósitos muito soltos a medianamente compactos. Esta camada tem cerca de 15m no caso do poço A, 9m no caso do poço B e 11m no caso do poço C.
- O nível do fundo de escavação corresponde a uma zona geotécnica constituída por litologias pertencentes ao Complexo Vulcânico de Lisboa, nomeadamente camadas de basaltos mediamente alterados a muito alterados (W_4-W_5), geralmente muito fracturados (F_4 – F_5). Esta camada apresenta valores de resistência superior a 60 pancadas, servindo tanto de base de fundação ao caneiro como de apoio às estacas do poço de visita.

Foram estimados os parâmetros geotécnicos resistentes necessários para o cálculo das estruturas de contenção, tendo sido adoptados para as duas zonas geotécnicas os seguintes valores:

Zona Geotécnica	**1**	**2**
Peso específico – γ (kN/m^3)	20	20
ângulo de atrito interno – Φ (º)	35	45
coesão interna - C	0	0
N_{SPT} (pancadas)	15	60
Módulo de elasticidade – E (MPa)	50	100

Tabela 2 – Zonas Geotécnicas

Nenhuma das prospecções revela a presença do nível freático, pelo que a presença de água é considerada apenas devido à percolação entre os estratos basálticos com permeabilidade diferenciada, em particular nos períodos de maior pluviosidade. (Baseado em: SimTejo – Projecto de Execução)

3.2.2. Condições de vizinhança

O local de execução da obra é um terreno descampado, não havendo portanto necessidade de qualquer interferência no trânsito automóvel, ou perturbação de residentes nas proximidades.

Quanto a serviços enterrados o principal é mesmo o caneiro, alvo da reparação, pelo que não há necessidade de fazer neste campo nenhuma intervenção de maior.

3.2.3. Faseamento da obra

A partir da execução do estaleiro e das terraplanagens para criação das diversas plataformas, executa-se a betonagem das estacas até à profundidade indicada, utilizando-se o trépano onde necessário para atravessar camadas de terreno mais competentes, e em consequência, garantir a profundidade indicada nos desenhos de projecto.

Em seguida procede-se à execução da viga de encabeçamento, e à escavação no seu interior em troços de 4 a 5m.

Após escavado o primeiro troço, procede-se à limpeza da superfície interior das estacas com jacto de água e escovagem, e executa-se uma camada de betão projectado, com rede electrosoldada.

Seguidamente é feito o segundo troço e os seguintes pelo processo acima referido, até se atingir a cota da base, momento no qual se inicia a escavação do túnel de acesso pelo método mineiro, ou seja por avanços sucessivos de cerca de 1,50m.

Finalmente executa-se a laje de soleira, armada com rede electrosoldada, de acordo com o indicado nos desenhos de projecto.

A laje de cobertura só é executada na fase final global da obra, ou seja, após os trabalhos de reparação do caneiro.

As lajes das escadas são feitas logo que possível a seguir à betonagem da soleira e das paredes interiores dos poços, dado que ficam encastradas na camada de betão projectado.

(Baseado em: SimTejo – Projecto de Execução)

3.3. Acompanhamento da obra

Durante a execução da obra foram feitas várias visitas, com o objectivo de assistir e documentar os momentos chave da construção, referidos no capítulo 2.3.

Uma vez que o projecto envolve a construção de três poços com dimensões semelhantes, as fases de execução forem sequenciais entre os vários poços. Por exemplo, primeiro executou-se a betonagem das estacas do Poço A, depois executou-se simultaneamente a betonagem das estacas do Poço B e o saneamento da cabeça das estacas do Poço A, e assim sucessivamente.

A primeira fase de acompanhamento da obra foi a execução das estacas do Poço A, desde a implantação dos locais a furar até à betonagem. Esta fase foi marcada por um bom rendimento e não apresentou dificuldades de maior, muito devido ao não aparecimento de situações inesperadas, como a descoberta de solos diferentes dos indicados pela campanha geotécnica ou avarias de equipamento. Nas figuras 3.8 e 3.9 representam-se equipamentos de execução de estacas.

Figura 3.8 – Execução de estacas – Furação

Figura 3.9 – Execução de estacas

A fase seguinte foi o saneamento da cabeça das estacas (Figuras 3.10 e 3.11), que serve dois propósitos: por um lado é uma forma de remover o betão contaminado da parte de superior das estacas, que é um betão de características inferiores ao restante betão da estaca, por outro permite descobrir as armaduras da estaca, deixando-as em espera para ligação à viga de coroamento, que será realizada posteriormente.

Esta fase é bastante morosa, pois parte do trabalho é realizada com meios humanos (utilização de martelos pneumáticos), e mesmo quando não o é o equipamento não permite um rendimento muito elevado (utilização de escavadora com ponta em bico).

Figura 3.10 – Saneamento da cabeça das estacas – Fase da escavadora

Figura 3.11 – Saneamento da cabeça das estacas – Fase dos martelos pneumáticos

A terceira fase acompanhada foi a da escavação do interior do poço (Figuras 3.12, 3,13 e 3.14), que foi realizada com recurso a retroescavadoras e a uma grua com balde.

Este processo foi demorado devido ao grande volume de terra a escavar e envolve algumas medidas especiais de segurança, sobretudo duas: Segurança contra quedas de pessoas para o interior da escavação, e segurança contra acidentes relacionados com o transporte da retroescavadora para o interior da escavação com uma grua.

Figura 3.12 – Escavação do interior do poço – Remoção de terra com grua e balde

Figura 3.13 – Escavação do interior do poço – Protecção contra quedas

Figura 3.14 – Escavação do interior do poço – Situação especial de segurança

A fase seguinte que foi acompanhada foi a da execução em todo o interior dos poços de uma parede de betão projectado. Este método mostrou-se uma forma rápida e eficaz de executar as paredes pretendidas, com o único contra de ser um processo pouco limpo, tal como é ilustrado pela figura 3.15.

Figura 3.15 – Execução de parede de betão projectado

De entre todas as fases de execução do poço não referidas até ao momento, as fases que teriam tido interesse acompanhar em obra são a execução da laje de fundo, a execução da laje de cobertura, e a execução do túnel de ligação ao caneiro.

O seu acompanhamento em obra ofereceria uma imagem global da execução dos poços, no entanto, o projecto em que se insere a execução dos poços envolve outras actividades, como a reparação do interior do caneiro, pelo que esse acompanhamento foi feito só ao nível de transmissão de informação, da qual se retira principalmente a conclusão dos referidos trabalhos sem problemas, dentro do prazo e dentro do orçamento.

3.4. Resposta a imprevistos

Este capítulo tem como propósito fazer um apanhado das situações imprevistas que poderiam ter sucedido na obra, fazendo um estudo das respostas que poderiam ser dadas em cada caso.

3.4.1. Percolação de água entre as estacas

O problema da entrada de água entre as estacas não tinha uma probabilidade muito elevada de ocorrer nesta obra, devido ao facto de nenhum dos poços intersectar o nível freático. No entanto, caso este problema se tivesse sucedido poder-se-iam tomar duas linhas de acção:

- Caso o caudal de água a afluir entre as estacas fosse relativamente pequeno, o problema ficaria resolvido com a execução da parede de betão interior, com a instalação de um tubo-dreno para guiar a água.

- Caso se verificasse que, numa fase posterior, o caudal fosse elevado, a abertura por onde a água entra teria que ser reparada antes de se passar para qualquer atividade seguinte. Esta situação poderia atrasar o progresso da obra mas o facto de se resolver o problema na altura certa evitaria, concerteza, problemas maiores no futuro.

3.4.2. Resultados dos ensaios sónicos

Quando os ensaios sónicos realizados mostram que a integridade da estaca não está assegurada, normalmente significa que, por alguma razão, há armaduras que não estão cobertas por betão. No caso de essas armaduras à vista estarem do lado de dentro, ou seja, serem visíveis aquando da escavação, uma solução que pode ser adoptada para este problema é o uso de argamassas não retrácteis para recobrir as armaduras. Sendo o problema no exterior da escavação, podem-se executar injecções para, da mesma forma, recobrir as armaduras.

4. Modelação numérica de soluções

Este capítulo refere-se à modelação numérica das soluções para a contenção periférica do poço de visita. Esta modelação é feita com recurso ao programa de cálculo automático *Plaxis 2D*, pelo que é exactamente por este que se inicia a descrição.

O *Plaxis 2D* é uma ferramenta que permite ao Projectista simular de uma forma aproximada da realidade as condições em que estão implementadas todo o tipo de obras geotécnicas, incluindo os respectivos faseamentos construtivos.

Através da definição de geometrias, materiais, impulsos de terras, impulsos hidráulicos, entre outros parâmetros, o programa possibilita a simulação da actuação das cargas sobre a estrutura, abrindo a porta a um dimensionamento iterativo e de sensibilidade muito aceitável, em termos de esforços e, sobretudo, de deformações.

4.1. Solução executada

Na presente dissertação começou-se por modelar a solução adoptada em obra, de forma a perceber quais as tensões a que a cortina de estacas está sujeita e quais os deslocamentos máximos que sofre.

Foi considerado o regime axissimétrico, que permite simular o comportamento circular a partir da definição de um plano com largura ou área equivalente. Resumidamente, os passos para a definição do modelo, e consequente cálculo no programa *Plaxis 2D* foram os seguintes:

1- Definições gerais.

General	Model	Axisymmetric
	Elements	15-Node
Acceleration	Gravity Angle	-90° 1,00G
	x-acc	0,0
	y-acc	0,0
	Earth gravity	9,80 m/s^2
Units	Length	m
	Force	kN
	Time	day

Tabela 3 – Parâmetros Gerais – Plaxis 2D

2- Definição da geometria do modelo (Figuras 4.1, 4.2, e 4.3).

Para a modelação das estacas começou-se por definir uma área de estaca equivalente (*cluster*) e depois atribuíram-se as propriedades do material constituinte da estaca a essa mesma área. Posteriormente, ao constatar a limitação do programa em fornecer distribuições de esforços com uma modelação deste tipo, optou-se por fazer a modelação através da ferramenta *plate*.

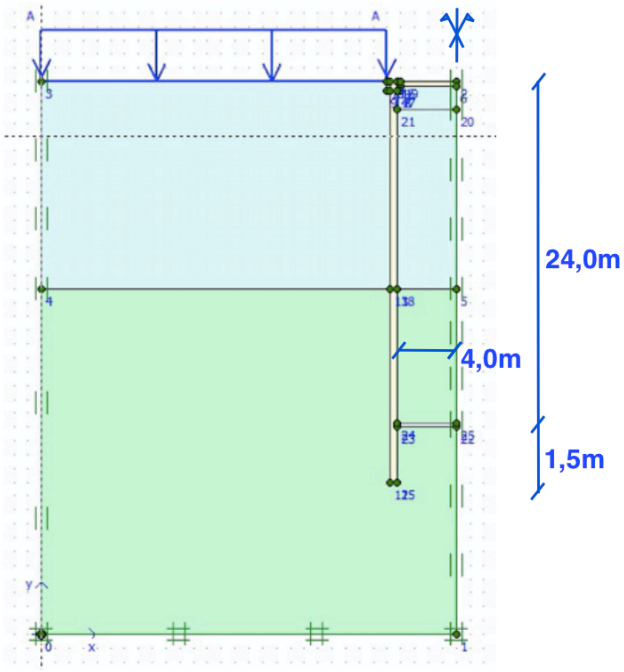


Figura 4.1 – Modelo (cluster)

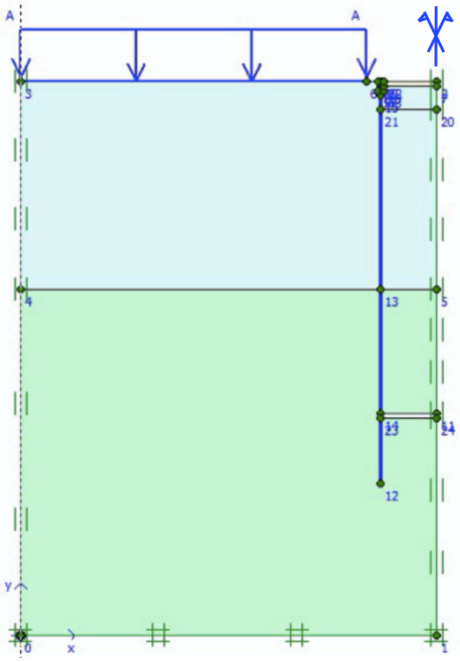


Figura 4.3 – Modelo (plate)

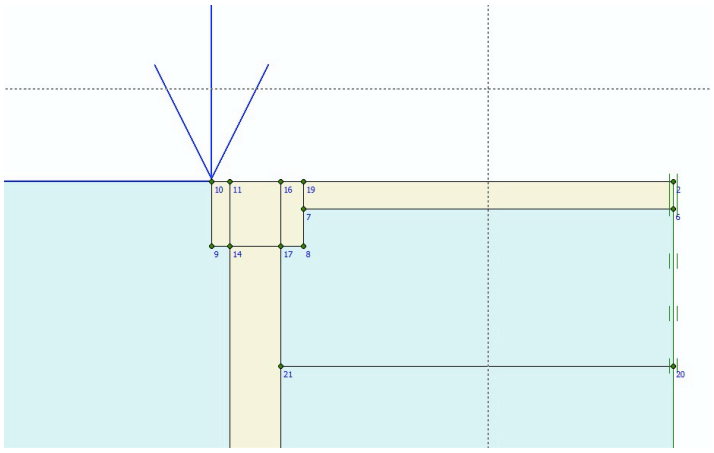


Figura 4.2 – Modelo (cluster)

3- Definição dos materiais.

	ZG1 - Aterro Areno-Argiloso	ZG2 – Complexo Vulcânico de Lisboa
Type	Soil & Interfaces	
Model	Hardening Soil	
Type	Drained	
γ_{unsat} (kN/m^3)	19	21
γ_{sat} (kN/m^3)	21	22
k_x (m/s)	$1x10^{-5}$	$1x10^{-6}$
k_y (m/s)	$1x10^{-5}$	$1x10^{-6}$
E^{ref}_{50} (MPa)	30,00	80,00
E^{ref}_{OED} (MPa)	35,24	84,04
E^{ref}_{vr} (MPa)	60,00	160,00
power	0,50	0,50
c_{ref} (kPa)	1,00	1,00
φ (^{o})	30	45
ψ (^{o})	0	0
R_{inter}	0,70	0,90

Tabela 4 – Parâmetros dos Materiais I – Plaxis 2D

	Betão C25/30	Betão C35/45
Type	Soil & Interfaces	
Model	Hardening Soil	
Type	Drained	
γ_{unsat} (kN/m^3)	25	
E_{ref} (GPa)	30,00	33,00
ν	0,15	0,15
R_{inter}	1,00	1,00

Tabela 5 – Parâmetros dos Materiais II – Plaxis 2D

4- Definição de condições de fronteira (Figura 4.4) – *Standard Fixities*

Travamento de área equivalente de cortina de estacas na direcção radial.

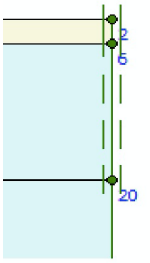


Figura 4.4 – Condições de fronteira

5- Definição da sobrecarga (Figural 4.5).

Definiu-se uma sobrecarga de 10kN/m tal como a utilizada no dimensionamento feito no projecto original.

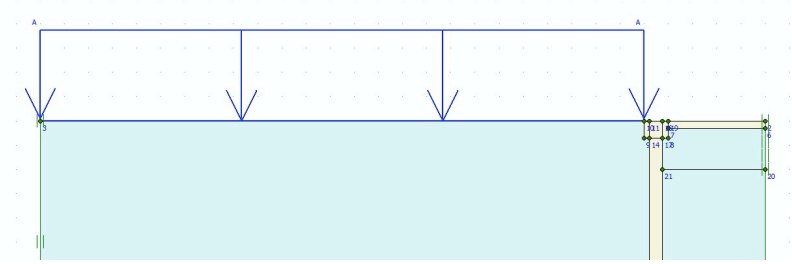


Figura 4.5 – Sobrecarga

6- Gerar a malha (Figura 4.6).

Por forma a obter os melhores resultados possíveis usou-se a malha com definição máxima: *very fine*.

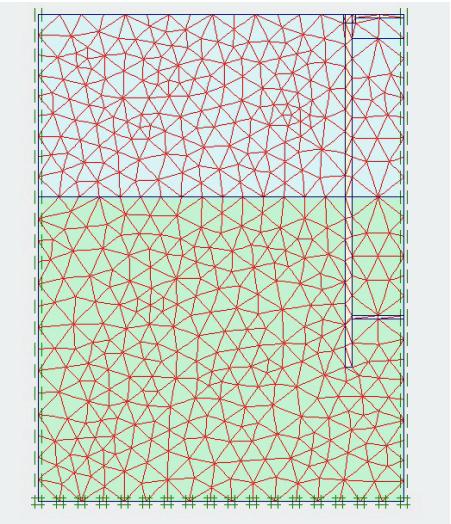


Figura 4.6 – Malha gerada

7- Definição das condições iniciais – Água (Figura 4.7).

Tal como descrito no Caderno de Encargos não se considera a presença do Nível Freático.

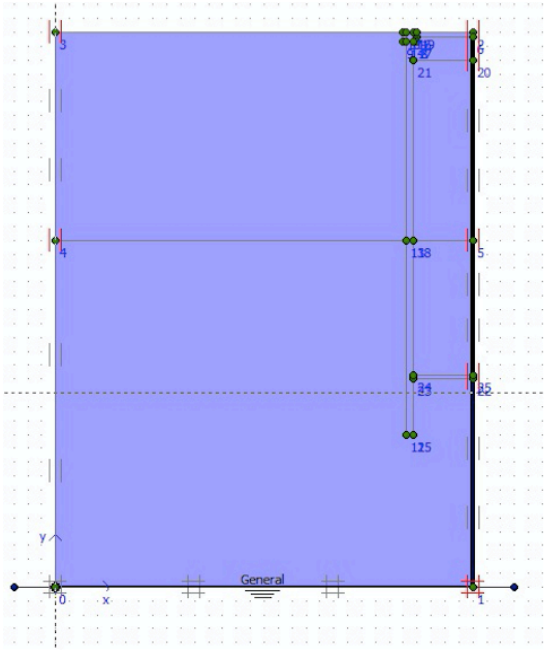


Figura 4.7 – Pressões de água

8- Definição das condições iniciais – Pressões de terras (Figura 4.8).

É calculado o valor do parâmetro K_0 através da equação: $K_0 = 1\text{-}sin(\varphi)$

$K_{0\ ZG1} = 0{,}500$; $K_{0\ ZG2} = 0{,}292$

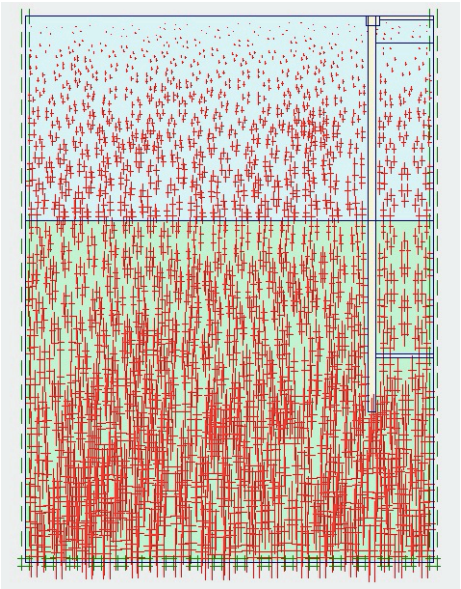


Figura 4.8 – Pressões de terras

9- Definição do faseamento construtivo.

Já no programa *Calculations*, definem-se as fases de construção conforme o faseamento da construção real.

i) Execução da cortina de estacas

ii) Escavação de 2m de terreno

iii) Execução da viga de coroamento

iv) Escavação até à cota máxima do fundo

v) Execução da laje de fundo

vi) Execução da laje de cobertura

Após a conclusão de todas as etapas de processamento, e pelas razões já referidas considerando a modelação usando a ferramenta *plate*, obtiveram-se os seguintes resultados:

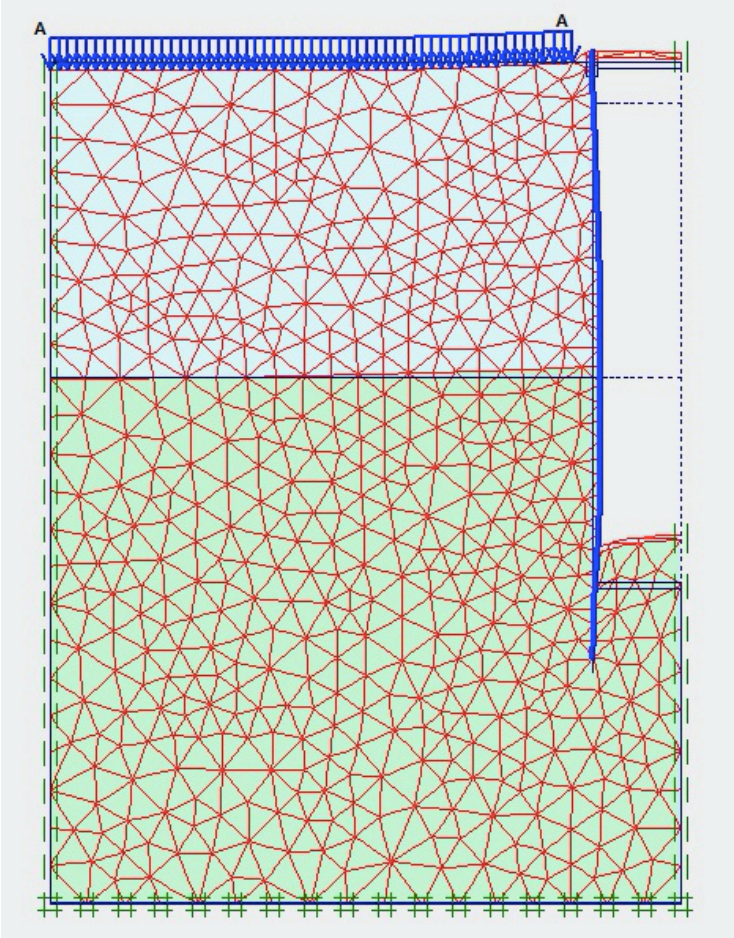


Figura 4.9 – Deformada aumentada 200x

Deslocamentos

O deslocamento horizontal máximo é $\gamma_{Hmáx}$ = 6,78mm (Figura 4.11), e ocorre sensivelmente a meio da altura da cortina de estacas. Este valor é previsivelmente reduzido devido a vários factores: ao elevado nível de confinamento da estrutura (com um diâmetro de 8m e uma profundidade média de 20m o nível de confinamento é de D/H = 0,4) ; à elevada resistência da cortina de estacas preconizada (estacas de diâmetro generoso e pouco afastadas) ; à presença de solos de boa qualidade ; e à inexistência de nível freático.

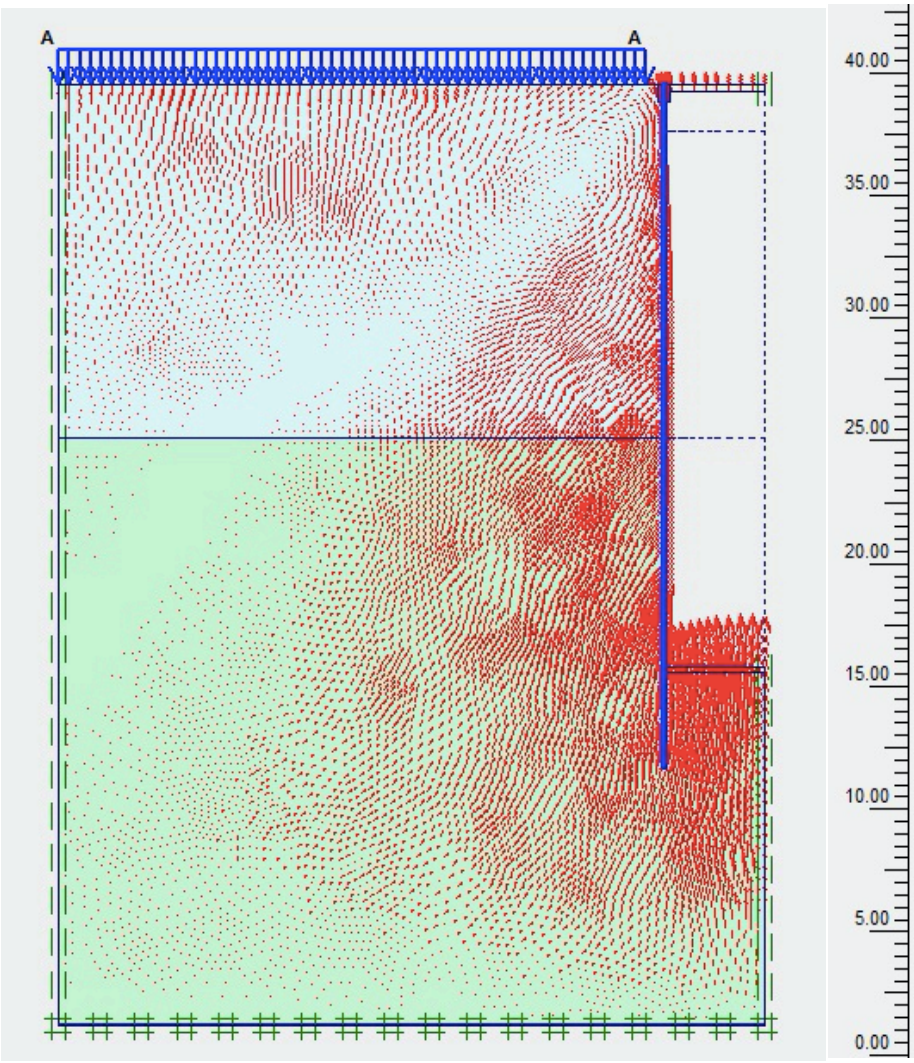


Figura 4.10 – Deslocamentos totais (escala em cm)

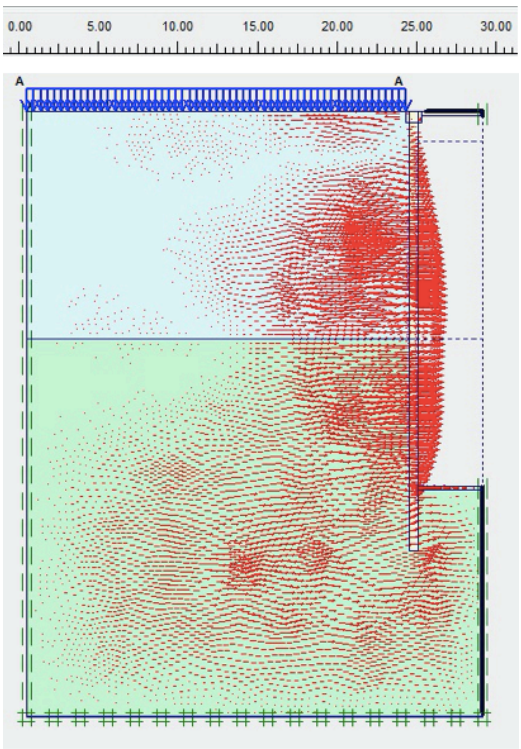


Figura 4.11 – Deslocamentos horizontais

(escala em cm)

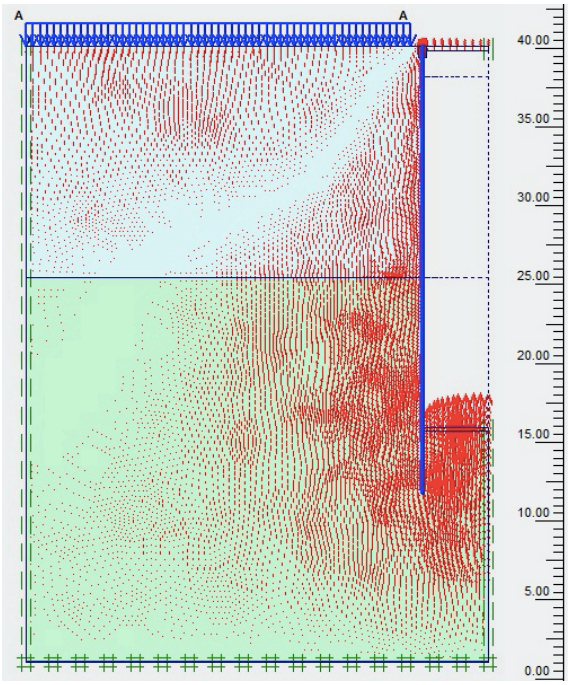


Figura 4.12 – Deslocamentos verticais

(escala em cm)

Relativamente a deslocamentos é ainda de referir um ponto quanto aos deslocamentos verticais (Figura 4.12): O programa tem como resultado um deslocamento vertical máximo na laje de fundo de cerca de 25mm. Este empolamento é interpretado não como um efeito real, mas como uma consequência da modelação efectuada. De facto, o programa é sensível a situações de perda de confinamento vertical, devidas ao facto de inicialmente existirem solos na zona de escavação, e dos mesmos irem sendo retirados à medida que as fases avançam, sendo esta alteração “súbita” a causa desde empolamento.

Esforços

Sendo a estrutura em causa de configuração circular, a distribuição de esforços é radial, e portanto a estrutura funciona toda à compressão. Atendendo à distância entre as estacas, admite-se a mobilização do efeito de arco, em planta, entre estes elementos. Os diagramas de esforços são representados nas Figuras 4.13, 4.14, e 4.15.

Esforço Normal máx. = 579,26 kN/m

Embora o efeito de arco contribua para o esforço normal, este deve-se maioritariamente ao peso próprio das estacas, que tem um valor de 476,40 kN/m. (cálculo deste valor no Anexo 2)

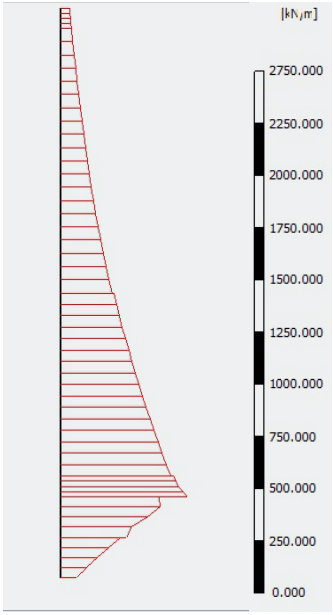


Figura 4.13 – Distribuição de Esforços Normais

Esforço Transverso máx. = 180,74 kN/m

O valor do esforço transverso é máximo na zona da laje de fundo, pois este é o principal elemento que oferece rigidez transversal. O outro pico de esforço transverso do mesmo sinal acontece na zona de transição entre solos.

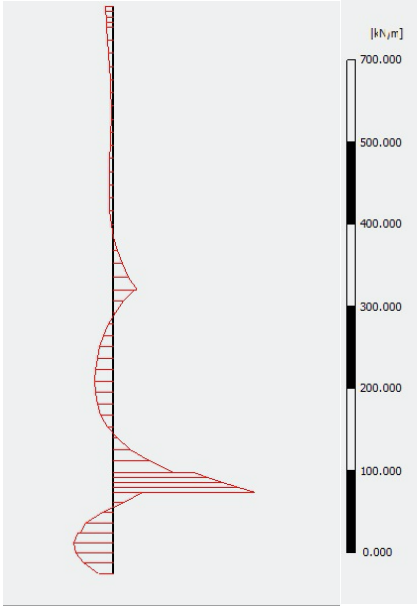


Figura 4.14 – Distribuição de Esforços Transversos

Momento Flector máx. = 132,74 kNm/m

O diagrama de momentos flectores inverte o sinal na zona da laje de fundo, pois tal como referido para o esforço transverso este é o único elemento que oferece rigidez transversal.

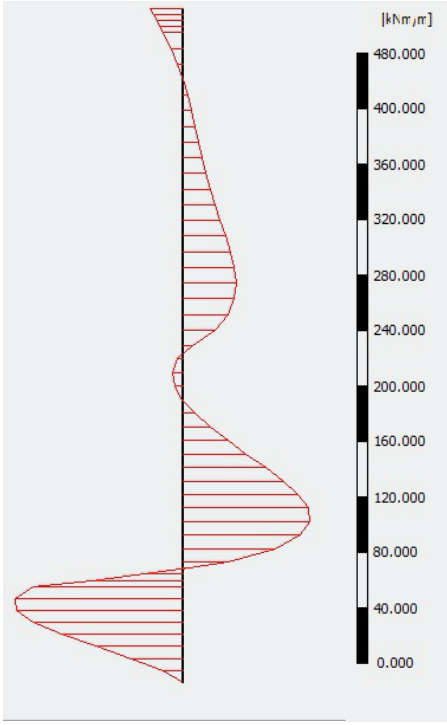


Figura 4.15 – Distribuição de Momentos Flectores

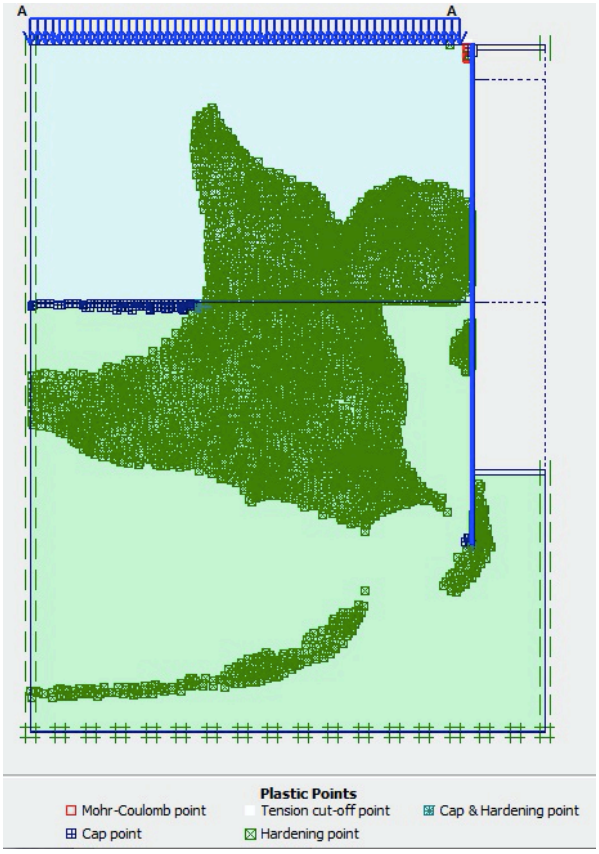


Figura 4.16 – Pontos de Plastificação

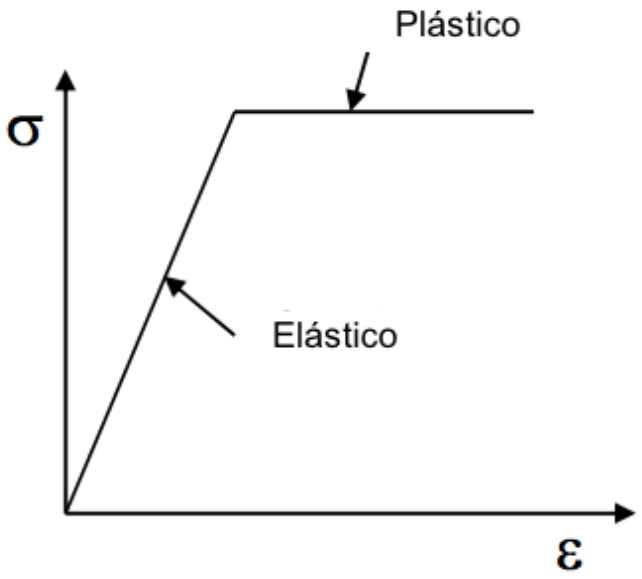


Figura 4.17 – Modelo Mohr-Coulomb

O modelo considerado, o modelo Mohr-Coulomb, é um modelo elastoplástico, ou seja, até um certo valor de tensão, a extensão tem um resultado correspondente e dependente da variável *E*, a partir desse valor de tensão, a extensão é máxima representando o limite de capacidade do solo. Na Figura 4.17 é apresentada esta relação.

A Figura 4.16 aponta para o facto de o terreno ter como que uma “reserva de capacidade” relativamente à estrutura que lá está instalada. Observam-se alguns pontos verdes “Hardening point” mas nenhum encarnado “Mohr-Coulomb point”, o que significa que não há nenhum ponto de plastificação no terreno, o que está de acordo com os valores estimados para as deformações.

4.2. Soluções alternativas

Como já referido no capítulo dos objectivos, não foi realizada instrumentação em obra, pelo que a comparação de deslocamentos obtidos com os medidos não foi possível. Assim sendo, passou-se à modelação de soluções alternativas, tendo como referencia comparativa a solução implementada.

O processo de ponderação de soluções alternativas teve duas abordagens diferentes: uma primeira em que partindo da solução de cortina de estacas se variaram diâmetros, afastamentos e critérios de modelação da rotura, e uma segunda em que se equacionaram soluções geotécnicas diferentes.

Quanto à primeira o sentido foi o da consideração de diâmetros de estaca inferiores e de afastamentos entre estacas superiores, por ser o sentido que conduz a soluções mais económicas. O seguinte quadro apresenta os dois principais resultados obtidos.

Solução	Diâmetro	Afastamento	Modelo de rotura do terreno	$\gamma_{Hmáx}$
#1	0,50m	2,00m	Hardening Soil	8,32mm
#2	0,50m	2,00m	Mohr-Coulomb	17,89mm

Tabela 6 – Soluções alternativas

Destes resultados podem-se tirar duas conclusões principais: a primeira é a de que apesar dos deslocamentos horizontais aumentarem, os incrementos não são muito significativos, devido à geometria circular da cortina. A segunda é que as alterações de diâmetro e afastamento produzem um duplo efeito, pois se por um lado dão origem a um dimensionamento aparentemente mais económico e que permite verificar a eficácia da sensibilidade da modelação a alterações, por outro criam um novo problema, que são as zonas de impacto.

Relativamente às cortinas de estacas, as zonas de impacto são criadas pelo grande afastamento entre as estacas, simplificadamente, uma estaca está a uma distância tal da estaca mais próxima, que entre elas o solo não terá o suporte associado à mobilização do efeito de arco de que necessita para não colapsar. Este efeito não é tido em conta através da modelação efectuada, pois a cortina de estacas no modelo axisymmetric do *Plaxis* comporta-se como se de uma cortina contínua (de espessura equivalente) se tratasse.

Perante a não viabilidade desta solução passou-se para a segunda abordagem.

Relativamente à segunda abordagem começou por considerar-se uma parede moldada circular, hipótese que foi posta de parte por ser mais adequada para solos moles, sendo a melhor solução encontrada a utilização de uma cortina de micro-estacas.

Para as micro-estacas foram considerados perfis HEB 160 de aço S275, estando as micro-estacas afastadas de 0,91m. A modelação foi feita de forma análoga à da cortina de estacas, excepto que a estaca (neste caso a micro-estaca) é logo definida com a ferramenta *plate*, pois a sua "largura equivalente" é demasiado pequena para a definição de uma área (*cluster*), e pois esta é a única forma de obter as distribuições de esforços.

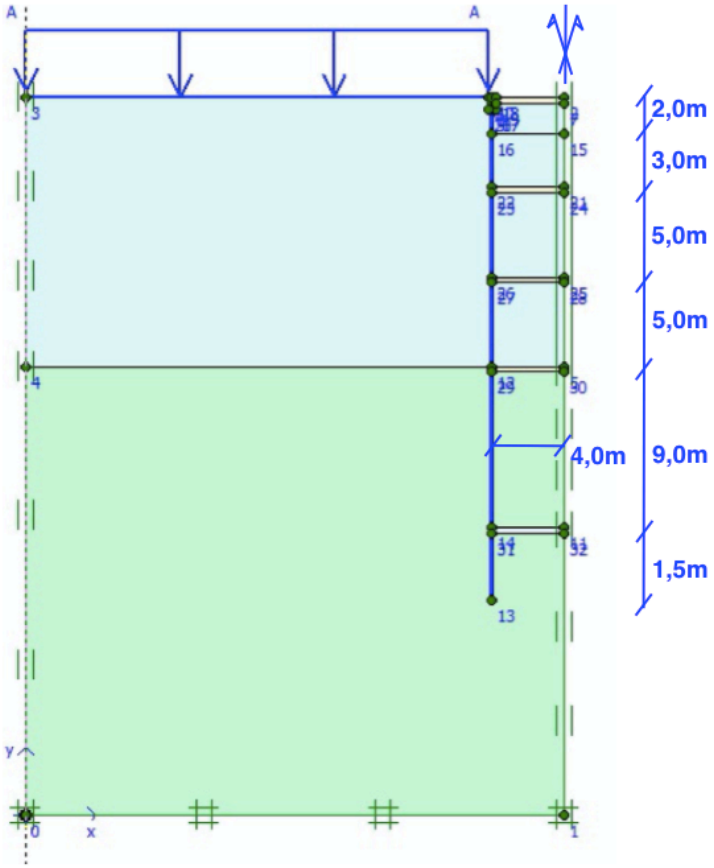


Figura 4.18 – Geometria do Modelo

Tal como é visível na Figura 4.18, para além da laje de fundo, da viga de coroamento e da laje de cobertura, foram adicionadas três vigas de distribuição nos primeiros 15m da estaca, por forma a conferir à estrutura maior resistência à flexão.

Os resultados da modelação da solução com micro-estacas são os seguintes:

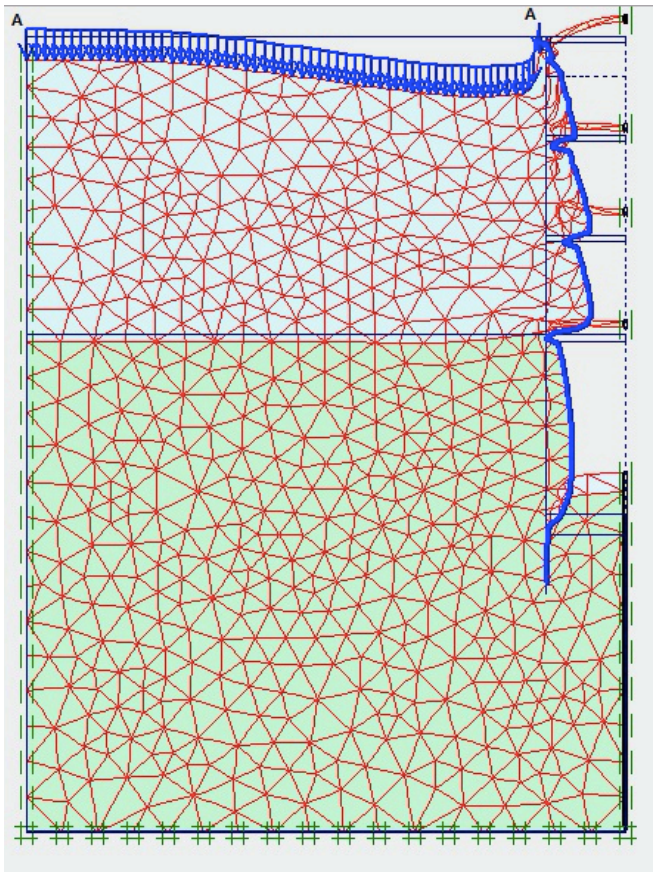


Figura 4.19 – Deformada aumentada 200x

A configuração deformada (Figura 4.19) permite antecipar deslocamentos horizontais maiores nesta solução alternativa, bem como perceber o efeito de distribuição de esforços das vigas do mesmo nome.

Deslocamentos

O deslocamento horizontal máximo é $\gamma_{Hmáx}$ = 23,01mm, o que representa um valor cerca de quatro vezes superior ao obtido na solução original (ocorrendo sensivelmente na mesma zona da estaca), o que é espectável devido à menor rigidez da solução alternativa, não deixando no entanto de ser um valor reduzido. Os diagramas de deslocamentos apresentam-se nas Figuras 4.20, 4.21, e 4.22.

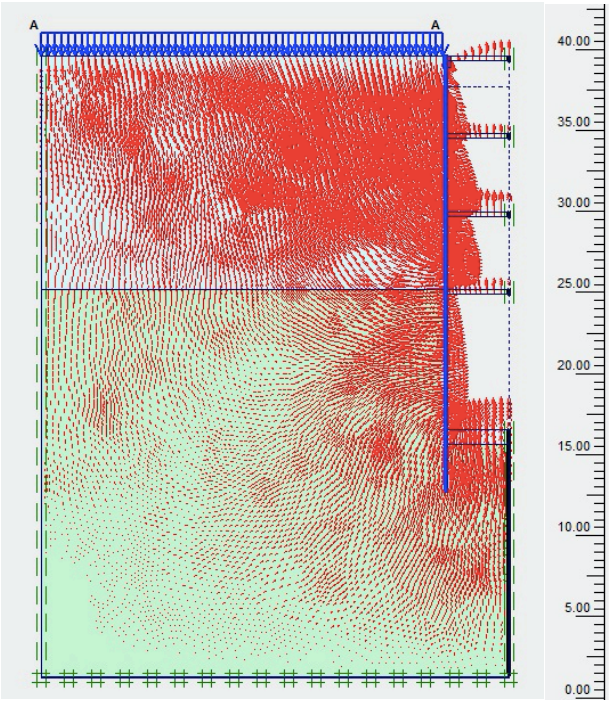


Figura 4.20 – Deslocamentos totais (escala em cm)

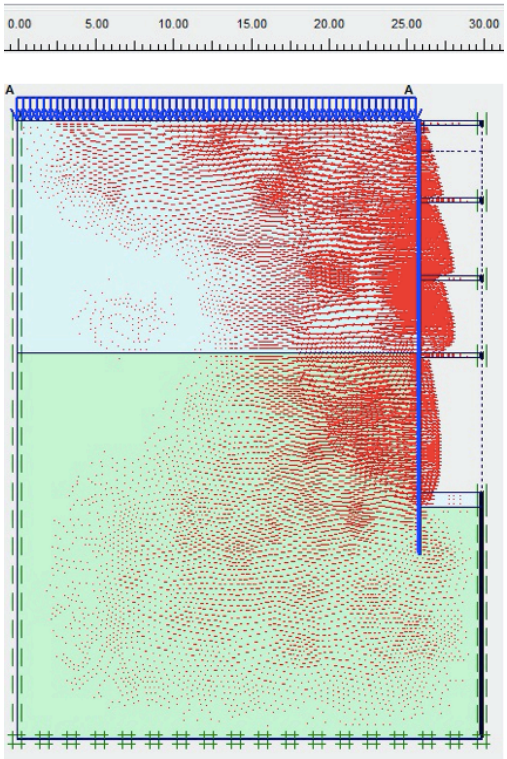


Figura 4.21 – Deslocamentos horizontais (cm)

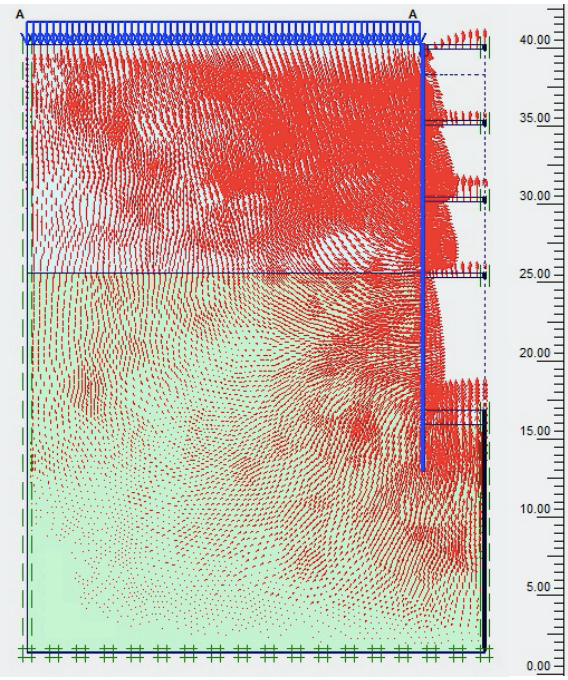


Figura 4.22 – Deslocamentos verticais (cm)

Esforços

Pela mesma razão que a indicada para a solução executada, admite-se a mobilização do efeito de arco, em planta, entre as microestacas. Os diagramas de esforços são representados nas Figuras 4.23, 4.24, e 4.25.

Esforço Normal máx. = 800,24 kN/m

O esforço normal máximo é atingido no mesmo local do da solução original, e não obstante ser um valor superior ao desta, é um valor dentro da mesma ordem de grandeza.

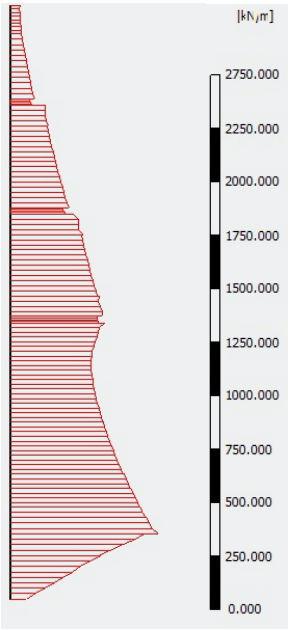


Figura 4.23 – Distribuição de Esforços Normais

Esforço Transverso máx. = 44,77x10^{-6} kN/m

O valor do esforço transverso é residual, pois devido à diminuta rigidez das micro-estacas, há como que uma imposição do efeito de arco relativamente à rigidez transversal, imposição essa que se reflecte no esforço axial.

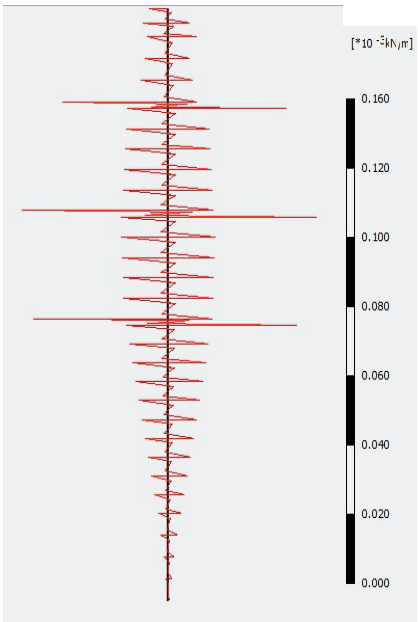


Figura 4.24 – Distribuição de Esforços Transversos

Momento Flector máx. = 677,74x 10^{-9} kNm/m

O valor do momento flector é residual tal como o do esforço transverso, e pelas mesmas razões.

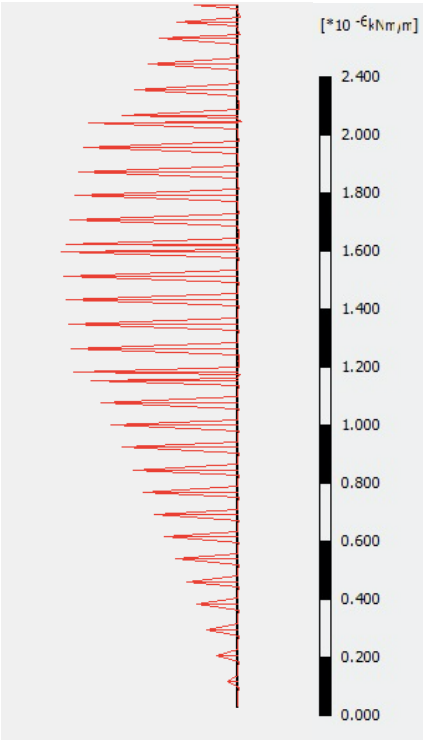


Figura 4.25 – Distribuição de Momentos Flectores

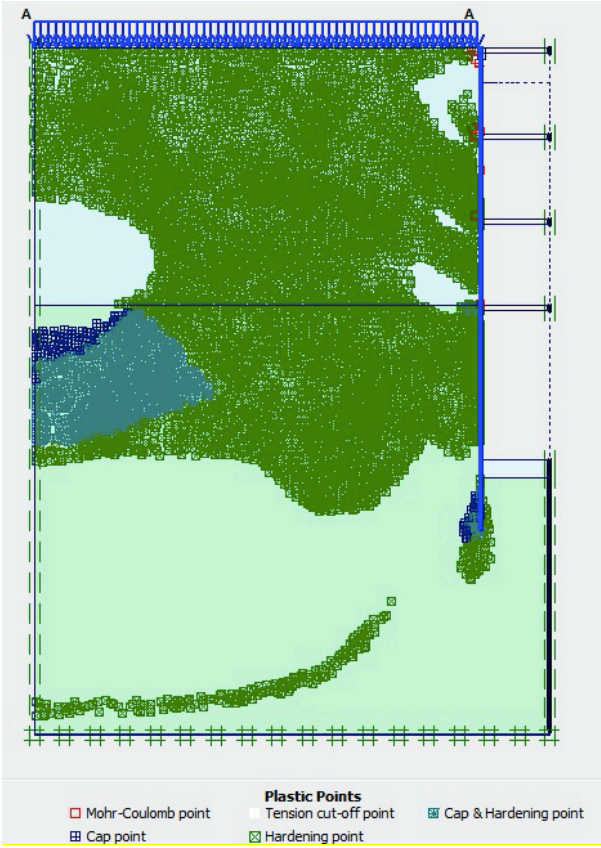


Figura 4.26 – Pontos de Plastificação

Tal como na solução original, a Figura 4.26 ilustra a “reserva de capacidade” do terreno relativamente à cortina de micro-estacas. Nesta figura continua a não se observar nenhum ponto encarnado “Mohr-Coulomb point”, mas observa-se uma maior densidade de pontos verdes “Hardening point”, o que significa que apesar de não haver pontos de plastificação o solo está mais carregado que o da solução inicial.

Por outras palavras o solo aguenta deformações maiores, ou seja, desde que se assegurasse o efeito de arco entre as estacas, estas poderiam ter afastamentos maiores entre elas.

4.3. Análise comparativa de soluções

Quanto aos esforços e deslocamentos os valores obtidos para a solução alternativa apontam para um dimensionamento possível e capaz, pelo que teoricamente validam a solução em termos estruturais.

Relativamente ao método construtivo, a solução alternativa recorre a equipamentos que, embora partilhem algumas características com a solução adoptada (tais como como o acesso aos equipamentos e à segurança de operação), têm dimensões muito inferiores às do equipamento de execução de estacas.

Comparando as soluções ao nível dos custos encontram-se diferenças sobretudo a dois níveis: ao nível do estaleiro e da mobilização de equipamentos a solução alternativa é mais vantajosa, e ao nível dos materiais utilizados também, tal como ilustrado pelas tabelas 7 e 8. Relativamente aos materiais excluiu-se da comparação a contabilização da viga de coroamento, da laje de fundo e da laje de cobertura, pois estes elementos estão presentes em ambas as soluções. As seguintes tabelas procuram representar um exercício de comparação de custos para a execução do poço A (os cálculos e dados associados às tabelas são apresentados no Anexo 3):

ESTACAS MOLDADAS	
Custo de furação	50 €/ml
Custo do betão	80 €/m^3
Custo do aço	0,90 €/kg
Comprimento das estacas	24 m
Volume de uma estaca	12,06 m^3
Massa de armaduras por estaca	113,76 kg
Número de estacas	32
Custo de execução total das estacas	**72 544 €**
TOTAL	**72 544 €**

Tabela 7 – Comparação de custos - Estaca

MICROESTACAS	
Custo de execução de microestaca com HEB 160	60 €/ml
Comprimento das microestacas	24 m
Número de microestacas	32
Custo de execução total das microestacas	**46 080 €**
Custo do betão	80 €/m3
Volume de uma viga de distribuição	3,9 m3
Número de vigas de distribuição	3
Custo de execução total das vigas de distribuição	**936 €**
TOTAL	**47 016 €**

Tabela 8 – Comparação de custos - Microestaca

Em suma, após a comparação da solução original com a solução da utilização de microestacas conclui-se que uma solução como a segunda teria bastante validade como alternativa para a contenção dos poços: é uma solução tecnicamente aceitável e economicamente vantajosa.

5. Conclusões

As conclusões que este trabalho permite tirar não são as mesmas que um dimensionamento real para efeitos de execução ofereceria, são sobretudo conclusões no contexto do âmbito académico desta dissertação. Neste sentido, as conclusões representam a aprendizagem obtida pelo autor na realização desta tese.

5.1. Considerações Gerais

Esta tese permite chegar a conclusões relativas a vários aspectos do dimensionamento, modelação e execução de poços através de cortinas de estacas, os quais são referidos de seguida.

Quanto à modelação da solução executada através do programa *Plaxis 2D*, conclui-se que este programa permite executar o dimensionamento de elementos geotécnicos de uma forma eficaz e relativamente simples, sobretudo quando comparada com métodos alternativos.

Na comparação da utilização de um programa de elementos finitos com a execução de um dimensionamento sem esse recurso, assinala-se a economia de tempo que o programa permite, bem como o aspecto da apresentação de dados exaustiva e muito completa.

Relativamente à execução considera-se da maior importância a instrumentação e monitorização em obra, pois esta permite controlar o comportamento da cortina de estacas ao nível dos deslocamentos durante e após a execução da mesma. Também quanto à execução se pode concluir que devido ao hábito de utilização e provas dadas da solução de cortina de estacas, muitas vezes esta solução pode ser alvo de um dimensionamento menos apurado, e mesmo preferida a outras soluções eventualmente mais vantajosas noutros aspectos.

Neste sentido e em referência concreta às soluções consideradas neste trabalho, quanto à solução de cortina de estacas conclui-se que embora seja adequada para o problema em causa, tem na solução da utilização de micro-estacas uma alternativa que pode revelar-se mais adequada economicamente, para o mesmo nível de desempenho técnico.

5.2. Desenvolvimentos futuros

Primeiramente é de referir o interesse que teria aprofundar o capítulo 3.4 – Resposta a Imprevistos, pois é um tema de carácter muito prático e que se pode traduzir num estudo útil para o dia-a-dia em obra.

Quanto à monitorização referida em 5.1., para além dos aspectos citados, esta permite adicionalmente fazer uma retro-análise da solução, através da confirmação do comportamento de elementos, desconhecido aquando do seu dimensionamento: os esforços e, sobretudo, os deslocamentos reais sofridos pela estrutura. Neste contexto terá interesse fazer o exercício de a melhorar.

Teria também interesse fazer uma modelação em três dimensões deste problema, pois permitiria comparar os resultados obtidos com os deste estudo, avaliando-se assim a qualidade do modo axisymmetric do programa *Plaxis 2D*.

Bibliografia

AL-TAEE, Kadhim Naief e AL-RAMMAHI, Aarmad Hameed ; Stability Analysis of Cellular Retaining Structure by PLAXIS Finite Element Code ; The Iraqi Journal For Mechanical and Material Engineering

ALDEIAS, João ; Dissertação de Mestrado - Soluções de escavação e contenção periférica intersectando o nível freático ; 2011 ; IST

ALVES, André ; Dissertação de Mestrado - Contenção com paredes moldadas cilíndricas em escavações profundas em solos moles ; 2012 ; FEUP

ANTUNES, Rodrigo ; Projecto Final - Dimensionamento de cortina de estacas justapostas para execução de subsolo de edifício comercial ; 2007 ; UENF

AZEVEDO, Manuel ; Dissertação de Mestrado - Escavações cilíndricas em solos moles suportados por paredes moldadas ; 2010 ; FEUP

CARVALHO, Filipa ; Dissertação de Mestrado - Soluções de escavação e contenção periférica – Parque de estacionamento Alves Redol ; 2013 ; IST

CORTEZ, Raquel ; Elementos da disciplina de "Tecnologia da Construção de Edifícios" ; IST

FERNANDEZ, Sandra ; Dissertação de Mestrado - Efeitos de arqueamento em aterros sobre solo estaqueado ; 2006 ; Universidade de Brasília

FRANÇA, Pedro et al ; Estação Salgueiros do Metro do Porto: Aspectos Executivos e Estudo do Comportamento ; 2006

GODINHO, Pedro ; Dissertação de Mestrado - Métodos de dimensionamento de cortinas de contenção autoportantes e mono-apoiadas: o problema das cargas verticais ; 2009 ; FCT

LANÇA, Pedro ; Processos de construção – Contenção de Solos ; ESTIG

LOPES, Pedro ; Dissertação de Mestrado - Projecto Geotécnico – Execução de fundações profundas – A tecnologia Cutter Soil Mixing; 2010 ; IST

LOPES, Sandra ; Elementos da disciplina de "Tecnologia da Construção de Edifícios" ; IST

MACHADO, Ana ; Dissertação de Mestrado - Efeitos de instalação de paredes moldadas no terreno ; 2010 ; FCT

MARQUES, Beatriz ; Dissertação de Mestrado - O vale de Alcântara como caso de estudo ; 2009 ; IST

MATOS, Miguel ; Dissertação de Mestrado - Aplicação do método de escavação sequencial a cortinas de estacas e betão projectado ; 2010 ; FEUP

PRADO, Nuno ; Dissertação de Mestrado - Projecto da estrutura de suporte de uma escavação para um grande edifício no Porto ; 2008 ; FEUP

RIBEIRO, Ana ; Dissertação de Mestrado - Técnica de tratamento de solos – Jet Grouting ; 2010 ; IST

RODRIGUES, Leandro ; Dissertação de Mestrado - Análise comparativa entre modelo e construção numa cortina de estacas ; 2010 ; FEUP

SIMTEJO ; Empreitada da3ª Fase de Reparação do Caneiro de Alcântara – Projecto de Execução ; 2011

T.H. CHU., Vincent ; A Self Learning Manual – Mastering Different Fields of Civil Engineering Works

TOMLINSON, M.J. ; PILE DESIGN and CONSTRUCTION PRACTICE ; E & FN Spon ; 1994

VIEIRA, Castorina ; Dissertação de Mestrado - Dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis segundo o Eurocódigo 7 ; 1997 ; FEUP

International School of Well Drilling - www.welldrillingschool.com

IDEU Tecnologia Ambiental - www.ideu.com.br

Anexo 1

Cálculo do peso próprio de estacas por metro de cortina

Considerando que o betão armado constituinte das estacas tem um peso próprio de 25 kN/m^3 procedeu-se ao cálculo do peso próprio de estacas por metro de cortina.

i) De forma análoga e usando dados do cálculo realizado no Anexo 1 calcula-se a área de estaca por metro de cortina:

$$A_{estaca} = \pi . r^2 = \pi . 0{,}4^2 = 0{,}50\ m^2$$

$$A_{total} = A_{estaca} . 1{,}58 = 0{,}794\ m^2$$

ii) Considerando a estaca mais profunda (H=24m) calcula-se o volume de estacas:

$$V_{estacas} = A_{total} . H = 0{,}794\ .\ 24 = 19{,}056\ m^3$$

iii) Por fim calcula-se o peso próprio de estacas por metro de cortina:

$$P_{estacas} = V_{estacas} . P.P._{betão} = 19{,}056\ .\ 25 = 476{,}4\ kN$$

Anexo 2

Cálculo dos custos relacionados com a execução de soluções de estacas e de microestacas

Para a compilação das tabelas apresentadas no capítulo 4.3. realizaram-se os seguintes cálculos:

Estacas Moldadas

i) Cálculo do volume de uma estaca:

$$V_{estaca} = A_{estaca}.H = (\pi.0{,}4^2)\,.\,24 = 12{,}0576\ m^3$$

ii) Cálculo da massa de armaduras por estaca:

Assume-se que cada estaca tem armaduras ϕ8 // 0,15 distribuídas helicoidalmente, o que prefaz um total de 12 varões em secção.

Cada um desses varões terá aproximadamente 24m de comprimento pelo que por cada estaca se tem 288m de varão de ϕ8.

Assumindo um valor de peso específico para o varão de ϕ8 de 0,395kg/m tem-se:

$$m_{estaca} = L_{estaca}.Peso = 288\,.\,0{,}395 = 113{,}76\ kg$$

Microestacas

i) Cálculo do volume de uma viga de distribuição:

Considerando uma viga de distribuição com um raio interior de 4,0m, um raio exterior de 4,4m e uma espessura de 0,5m.

$$A_{viga} = \pi.{r_e}^2 - \pi.{r_i}^2 = \pi.4{,}4^2 - \pi.4{,}0^2 = 7{,}8186\ m^2$$

$$V_{viga} = A_{viga}.espessura = 7{,}8186\,.\,0{,}5 = 3{,}90\ m^3$$