

**Análise crítica da Norma EN 1536 relativamente à  
estabilidade do furo de escavação de estacas moldadas**

**João Carlos Valente Lourenço**

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientador

Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos

**Júri**

Presidente: Professora Doutora Maria Rafaela Pinheiro Cardoso

Orientador: Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos

Vogal: Professora Doutora Teresa Maria Bodas de Araújo Freitas

**Julho de 2018**



## **DECLARAÇÃO**

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



## **AGRADECIMENTOS**

A concretização desta dissertação não teria sido possível sem o apoio fundamental de algumas pessoas, às quais gostaria de expressar aqui os meus sinceros agradecimentos.

Começo por agradecer ao meu orientador de dissertação, Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos. Gostaria de agradecer não só por ter aceitado orientar este trabalho como também pela sua orientação, pelos seus conselhos e pela sua permanente disponibilidade demonstrada no decorrer desta dissertação.

Agradeço também ao Engenheiro Ivo Rosa pela sugestão do tema, pela amabilidade com que me recebeu e disponibilizou do seu tempo.

Ao meu grande amigo e colega João Sequeira, por todos os ensinamentos e apoio, não só na realização deste trabalho como também ao longo de todo o curso.

À minha irmã e Arquitecta Ester Lourenço, dedico um especial obrigado, por todos os seus conselhos, palavras de motivação e toda a confiança depositada em mim ao longo de todo o meu percurso.

Quero também dedicar um especial obrigado à minha namorada Danielle Silva, por todo o apoio e motivação demonstrada no decorrer deste trabalho.

Aos meus pais, Clara e Carlos Lourenço, obrigado por tudo. Por toda a dedicação, carinho, força e incentivo que me permitiu chegar a esta etapa da minha vida.



## RESUMO

A norma europeia EN 1536 visa melhorar a cooperação e harmonização entre o projecto e a execução de estacas moldadas, estabelecendo princípios gerais acerca da sua execução. Nesta dissertação, são analisados aprofundadamente os princípios relativos à escavação de furos realizados sem qualquer tipo de sustimento, nomeadamente tubos moldadores, lamas bentoníticas, etc. Segundo a EN 1536 este tipo de escavação apenas deve ser realizado em terrenos que se mantenham estáveis durante todo o processo de execução. Contudo, a norma não é específica tornando-se pertinente a análise desta problemática.

São, para tal, desenvolvidas análises numéricas para melhor compreensão e análise crítica deste problema. Nestas análises considera-se apenas terrenos respondendo em condições não drenadas. Numa primeira abordagem realiza-se estudos acerca da estabilidade radial, em estado plano de tensões, com o plano perpendicular ao eixo do furo, tendo-se verificado a não ocorrência de qualquer mecanismo de colapso, contudo é definido um critério que limita os deslocamentos radiais a uma fracção do diâmetro do furo. Seguidamente realiza-se uma análise de estabilidade do fundo do furo em estado axissimétrico, tendo-se verificado que a determinada profundidade é formada uma cunha de rotura originando o colapso. Para este estudo verifica-se ainda que a presença de água, no interior do furo, tem um efeito estabilizador bastante relevante, permitindo em alguns casos duplicar a profundidade crítica de escavação. Por fim, apresenta-se as respectivas equações correspondentes ao critério dos deslocamentos radiais e ao critério de estabilidade do fundo do furo, que após comparados verifica-se que o primeiro critério é mais condicionante.

**Palavras-Chave:** EN 1536, Estacas Moldadas, Análise Numérica, Estabilidade, Furo de estaca





## **ABSTRACT**

The European Standard EN 1536 aims to improve the cooperation and harmonization between design and execution, thus establishing general principles for the correct execution of bored piles. In this dissertation, the principles related to unsupported excavation are analyzed with detail. According to EN 1536 this type of excavation should only be carried out in ground conditions where the collapse of ground material into the bore is unlikely. However, the standard is not specific, becoming relevant to evaluate the stability of a borehole.

Therefore numerical analyses are developed for better understanding and analysis of this stability problem. In these analysis only undrained soils are considered. In a first approach studies are carried out on radial stability, in plane stress state, with the plane perpendicular to the hole axis, verifying that no collapse mechanism is formed. However a criterion that limits the radial displacements to a fraction of the hole diameter is set. Then, a stability analysis of the bottom of the excavation is carried out, in axisymmetric state. It's then verified that at a certain depth a slip surface is formed, causing collapse. For this study it's also verified that the presence of water inside the hole, has a significant stabilizer effect, allowing in some cases to double the critical excavation depth. Finally, the respective equations corresponding to the criterion of the radial displacements and the criterion of stability of the bottom of the excavation are presented. After comparing both criteria, it was found that the first criterion is more conditioning.

**Key Words:** EN 1536, Bored Piles, Numerical Analysis, Stability, Pile Borehole



# ÍNDICE DE MATÉRIAS

1. INTRODUÇÃO .....	1
2. ESTACAS MOLDADAS.....	3
2.1 Tipologia de estacas moldadas .....	3
2.2 Estacas de deslocamento .....	4
2.2.1 Estacas executadas com tubo moldador .....	6
2.2.2 Estacas executadas com tubo moldador perdido .....	7
2.2.3 Estacas executadas com tubo moldador recuperado .....	9
2.3 Estacas sem deslocamento .....	11
2.3.1 Com recurso a tubo moldador temporário.....	11
2.3.2 Com recurso a lamas bentoníticas ou polímeros estabilizadores .....	12
2.3.3 Com recurso a trado contínuo .....	13
2.3.4 Sem recurso a sustimento.....	15
3. NORMA EUROPEIA EN 1536 .....	17
3.1 Princípios gerais da execução .....	21
3.1.1 Tolerâncias construtivas.....	22
3.1.2 Processo de escavação .....	23
3.1.3 Instalação e Concepção da armadura .....	26
3.1.4 Betonagem e Saneamento de estacas .....	27
3.2 Patologias na escavação do terreno .....	28
3.2.1 Patologias de carácter geral.....	29
3.2.1.1 Entrada não controlada de água ou solo .....	29
3.2.1.2 Ligação entre a base da estaca e o firme .....	29
3.2.1.3 Escavação aberta durante um longo período de tempo .....	30
3.2.1.4 Execução de estacas adjacentes a outras recentemente betonadas .....	30
3.2.1.5 Selecção do tipo de equipamento de escavação.....	31
3.2.2 Patologias de escavações suportadas por tubos moldadores.....	31
3.2.2.1 Recuperação do tubo moldador .....	31
3.2.2.2 Contaminação do betão devido à presença de bolsas de água .....	32
3.2.3 Patologias de escavações suportadas por lamas bentoníticas .....	32
3.2.4 Patologias de escavações suportadas por trado contínuo .....	33
3.2.4.1 Sobre-escavação lateral.....	33

3.2.4.2	Extracção do trado contínuo.....	34
3.2.5	Patologias de escavações sem sustimento .....	34
3.2.5.1	Necessidade de recurso a tubo guia.....	34
3.2.5.2	Instabilização da escavação.....	34
4.	ESTABILIDADE DO FURO DE ESCAVAÇÃO .....	35
4.1	Análise da estabilidade radial do furo .....	35
4.1.1	Solução analítica em regime elástico.....	35
4.1.2	Solução analítica em regime elastoplástico .....	37
4.1.2.1	Estado de tensão em equilíbrio elastoplástico para a situação drenada.....	38
4.1.2.2	Estado de tensão em equilíbrio elastoplástico para a situação não drenada.....	39
4.1.3	Estabilidade radial das paredes do furo segundo a solução analítica .....	41
4.1.4	Análise numérica da estabilidade radial do furo .....	41
4.1.4.1	Metodologia de modelação numérica da análise de estabilidade radial.....	42
4.1.4.2	Resultados da simulação numérica da análise de estabilidade radial.....	44
4.1.4.3	Critério de deslocamentos radiais .....	50
4.2	Análise da estabilidade do fundo do furo .....	51
4.2.1	Análise numérica da estabilidade do fundo do furo .....	52
4.2.2	Metodologia de modelação da estabilidade do fundo do furo .....	53
4.2.3	Teste de verificação da malha de diferenças finitas .....	56
4.2.4	Resultados obtidos para a profundidade de escavação crítica .....	59
4.2.5	Resultados obtidos para a profundidade de escavação crítica na presença de água .....	64
4.2.6	Análise Crítica dos Resultados .....	68
4.3	Comparação entre as duas análises de estabilidade .....	72
5.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	75
5.1	Conclusões.....	75
5.2	Desenvolvimentos Futuros.....	77
	BIBLIOGRAFIA.....	79
	ANEXOS – Códigos de simulação no FLAC.....	81

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> – Classificação dos tipos de estacas moldadas (adaptado de Fleming, et al. (2009)).....	5
<b>Figura 2.2</b> – Sequência de execução de estacas moldadas com tubo moldador perdido de base não obturada (adaptado de Santos (2008)). .....	8
<b>Figura 2.3</b> – Sequência de execução de estacas moldadas com tubo moldador perdido de base obturada (adaptado de Santos (2008)). .....	8
<b>Figura 2.4</b> – Sequência de execução de estacas moldadas com tubo moldador recuperado de base não obturada (Santos, 2008). .....	9
<b>Figura 2.5</b> – Sequência de execução de estacas moldadas com tubo moldador recuperado de base obturada (Santos, 2008). .....	10
<b>Figura 2.6</b> – Dispositivos para alargar a base das estacas (Tomlinson, 1995). .....	11
<b>Figura 2.7</b> – Sequência de execução de estacas moldadas com recurso a lamas bentoníticas ou polímeros estabilizadores (Santos, 2008). .....	13
<b>Figura 2.8</b> – Sequência de execução de estacas moldadas com recurso a trado contínuo (Santos, 2008). .....	14
<b>Figura 2.9</b> – Sequência de execução de estacas moldadas sem recurso a sustimento (adaptado de Brito (1999a)). .....	15
<b>Figura 3.1</b> – Definição dos termos das tolerâncias geométricas (EN1536:2010). .....	23
<b>Figura 3.2</b> – Aterro de contenção de água em terrenos com lençóis freáticos. ....	29
<b>Figura 3.3</b> – Esquema da deterioração da base da estaca por percolação de finos. ....	30
<b>Figura 3.4</b> – Base da estaca devido á presença de silte antes da betonagem (Fleming, et al., 2009). .....	30
<b>Figura 3.5</b> – Execução de estacas próximas a outras recentemente betonadas (Milititsky, et al., 2005). .....	31
<b>Figura 3.6</b> – Esquema da formação de bolsas de água (Fleming, et al., 2009). .....	32
<b>Figura 3.7</b> – Defeito nas estacas provocado pela presença de bolsas de água (Fleming, et al., 2009). .....	32
<b>Figura 3.8</b> – Defeito na estaca provocado por bolsas de ar (Fleming, et al., 2009). .....	32
<b>Figura 3.9</b> – Esquema representativo de uma escavação normal com trado contínuo (Fleming, et al., 2009). .....	33
<b>Figura 3.10</b> – Esquema representativo do efeito da sobre-escavação (Adaptado de Fleming, et al. (2009)). .....	33
<b>Figura 4.1</b> – Esquema representativo de uma placa rectangular com um furo de secção circular (Adaptado de Rocha (1976)). .....	35
<b>Figura 4.2</b> – Evolução das tensões $\sigma_r$ e $\sigma_\theta$ em torno do furo em terreno em regime elástico (Rocha, 1976). .....	36
<b>Figura 4.3</b> – Representação do critério de rotura de Mohr Coulomb (Adaptado de Neves (2016)). ...	37
<b>Figura 4.4</b> – Representação do critério de Tresca (Adaptado de Neves (2016)). .....	37
<b>Figura 4.5</b> – Evolução das tensões $\sigma_r$ e $\sigma_\theta$ em torno do furo em terreno respondendo em condições drenadas (Adaptado de Rocha (1976)). .....	39

<b>Figura 4.6</b> – Evolução das tensões $\sigma_r$ e $\sigma_\theta$ em torno do furo em terrenos respondendo em condições não drenadas (Adaptado de Rocha (1976)).....	40
<b>Figura 4.7</b> – Variação da pressão interna do furo com o raio da superfície de transição (Adaptado de Rocha (1976)).....	40
<b>Figura 4.8</b> – Modelo que se pretende estudar no software FLAC para análise da estabilidade radial do furo.....	42
<b>Figura 4.9</b> – Malha de diferenças finitas de 20 m x 20 m com 1600 elementos quadriláteros. ....	43
<b>Figura 4.10</b> – Direcções principais obtidas na simulação numérica para materiais elásticos. ....	44
<b>Figura 4.11</b> – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elásticos.....	45
<b>Figura 4.12</b> – Comparação entre a evolução das tensões $\sigma_r$ e $\sigma_\theta$ obtidas na análise numérica e as obtidas através da solução clássica de Kirsch. Erros relativos médios $\varepsilon_R$ . ....	45
<b>Figura 4.13</b> – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elastoplásticos para o valor de $c_u/p_i = 1,0$ onde a partir daqui se inicia o fenómeno de plastificação. ....	46
<b>Figura 4.14</b> – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elastoplásticos para o valor de $c_u/p_i = 0,4$ . ....	46
<b>Figura 4.15</b> – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elastoplásticos para o valor de $c_u/p_i = 0,3$ . ....	46
<b>Figura 4.16</b> – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elastoplásticos para o valor de $c_u/p_i = 0,25$ . ....	47
<b>Figura 4.17</b> – Comparação da distribuição de tensões obtida na análise numérica com a solução analítica apresentada por Rocha (1976) para terrenos em condições não drenadas.....	47
<b>Figura 4.18</b> – Evolução dos deslocamentos radiais num ponto localizado na parede do furo de 1 metro de raio para os diversos valores de $c_u/p_i$ . ....	48
<b>Figura 4.19</b> – Zona plastificada para o valor $c_u/p_i = 1,0$ . ....	49
<b>Figura 4.20</b> – Zona plastificada para o valor $c_u/p_i = 0,4$ . ....	49
<b>Figura 4.21</b> – Zona plastificada para o valor $c_u/p_i = 0,3$ . ....	49
<b>Figura 4.22</b> – Zona plastificada para o valor $c_u/p_i = 0,25$ . ....	49
<b>Figura 4.23</b> – Zona plastificada para o valor $c_u/p_i = 0,18$ . ....	49
<b>Figura 4.24</b> – Deslocamentos radiais obtidos pela simulação numérica num ponto localizado junto à parede do furo de 1 metro de raio para os diversos valores de $c_u/p_i$ . ....	50
<b>Figura 4.25</b> – Comparação entre o raio de transição $b$ obtido nas análises numéricas para os diversos valores de $c_u/p_i$ com a solução analítica de Rocha (1976). ....	51
<b>Figura 4.26</b> – Estrutura de revolução gerada pela rotação da sua secção transversal em torno do seu eixo de axissimetria. ....	52
<b>Figura 4.27</b> – Modelo que se pretende estudar no software FLAC para a análise do fundo da escavação do furo.....	53
<b>Figura 4.28</b> – Malha de diferenças finitas com 1800 elementos quadriláteros a partir da qual se realizarão a análises numéricas relativas à estabilidade do fundo do furo.....	54
<b>Figura 4.29</b> – Superfície de rotura para estacas curtas proposta por Meyerhof (1951). ....	56

<b>Figura 4.30</b> – Superfície de rotura para estacas longas proposta por Meyerhof (1951). .....	56
<b>Figura 4.31</b> – Factores de capacidade de carga ( $N_c$ ) para fundações corridas e circulares em terrenos em condições não drenadas (Adaptado de Meyerhof (1951)). .....	57
<b>Figura 4.32</b> – Modelo que se pretende estudar no software FLAC para verificar a malha de diferenças finitas apresentada no capítulo 4.2.2. ....	57
<b>Figura 4.33</b> – Comparação da progressão iterativa do carregamento aplicado com os deslocamentos provocados. ....	58
<b>Figura 4.34</b> – Pontos de plastificação quando atingida a carga de colapso da ponta da uma estaca. ....	59
<b>Figura 4.35</b> – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso. ....	59
<b>Figura 4.36</b> – Tensões horizontais, segundo o eixo $Ox$ , antes de simulada a escavação, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ . .....	60
<b>Figura 4.37</b> – Tensões verticais antes de simulada a escavação, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ . ....	60
<b>Figura 4.38</b> – Evolução iterativa dos deslocamentos totais obtidos num ponto localizado na superfície do terreno junto à parede do furo ao longo das diversas fases de escavação para $c_u/\gamma = 1,0 \text{ m}$ . ....	60
<b>Figura 4.39</b> – Região plastificada na 1ª fase de escavação (2 metros de escavação). ....	61
<b>Figura 4.40</b> – Região plastificada na 2ª fase de escavação (4 metros de escavação). ....	61
<b>Figura 4.41</b> – Região plastificada na 3ª fase de escavação (6 metros de escavação). ....	61
<b>Figura 4.42</b> – Região plastificada na 4ª fase de escavação (8 metros de escavação). ....	61
<b>Figura 4.43</b> – Região plastificada na iminência do colapso ( $h_{crit} = 9,5 \text{ m}$ ). ....	62
<b>Figura 4.44</b> – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso. ....	62
<b>Figura 4.45</b> – Região plastificada na iminência do colapso para $c_u/\gamma = 0,5 \text{ m}$ ( $h_{crit} = 4,0 \text{ m}$ ). ....	63
<b>Figura 4.46</b> – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para $c_u/\gamma = 0,5 \text{ m}$ ( $h_{crit} = 4,0 \text{ m}$ ). ....	63
<b>Figura 4.47</b> - Região plastificada na iminência do colapso para $c_u/\gamma = 1,5 \text{ m}$ ( $h_{crit} = 16,0 \text{ m}$ ). ....	63
<b>Figura 4.48</b> - Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para $c_u/\gamma = 1,5 \text{ m}$ ( $h_{crit} = 16,0 \text{ m}$ ). ....	63
<b>Figura 4.49</b> – Profundidade de escavação crítica em função de $c_u/\gamma$ . ....	64
<b>Figura 4.50</b> – Tensões horizontais, segundo o eixo $Ox$ , antes de simulada a escavação, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ . .....	64
<b>Figura 4.51</b> – Tensões verticais antes de simulada a escavação, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ . ....	64
<b>Figura 4.52</b> – Evolução iterativa dos deslocamentos totais obtidos num ponto localizado na superfície do terreno ao longo das diversas fases de escavação com água no interior do furo para $c_u/(\gamma - \gamma_w) = 2,0 \text{ m}$ . ....	65
<b>Figura 4.53</b> – Região plastificada na 1ª fase de escavação (2 metros de escavação). ....	65
<b>Figura 4.54</b> – Região plastificada na 3ª fase de escavação (6 metros de escavação). ....	65
<b>Figura 4.55</b> – Região plastificada na 6ª fase de escavação (12 metros de escavação). ....	66
<b>Figura 4.56</b> – Região plastificada na 8ª fase de escavação (16 metros de escavação). ....	66
<b>Figura 4.57</b> – Região plastificada na iminência do colapso do furo preenchido por água ( $h_{crit} = 23,0 \text{ m}$ ). .....	66
<b>Figura 4.58</b> – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso da escavação do furo totalmente preenchido por água. ....	66

<b>Figura 4.59</b> – Região plastificada na iminência do colapso para $c_u/(\gamma - \gamma_w) = 1,0$ m ( $h_{crit} = 9,5$ m).	67
<b>Figura 4.60</b> – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para $c_u/(\gamma - \gamma_w) = 1,0$ m ( $h_{crit} = 9,5$ m).....	67
<b>Figura 4.61</b> – Região plastificada na iminência do colapso para $c_u/(\gamma - \gamma_w) = 3,0$ m ( $h_{crit} = 37,5$ m). .....	67
<b>Figura 4.62</b> – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para $c_u/(\gamma - \gamma_w) = 3,0$ m ( $h_{crit} = 37,5$ m).....	67
<b>Figura 4.63</b> – Profundidade de escavação crítica em função de $c_u/(\gamma - \gamma_w)$ para um furo totalmente preenchido por água.....	68
<b>Figura 4.64</b> – Mecanismo de rotura proposto por Terzaghi para fundações cilíndricas profundas (adaptado de Terzaghi (1943)).....	69
<b>Figura 4.65</b> – Mecanismo de rotura de uma escavação circular profunda. ....	69
<b>Figura 4.66</b> – Desenvolvimento das tensões verticais ao nível da base do furo obtido na simulação numérica na iminência do colapso para $\gamma = 20$ kN/m <sup>3</sup> e $c_u = 20$ kPa ( $h_{crit} = 9,5$ m). ....	70
<b>Figura 4.67</b> – Desenvolvimento das tensões verticais ao nível da base do furo obtidos na simulação numérica da escavação de um furo totalmente preenchido por água na iminência do colapso para $\gamma = 20$ kN/m <sup>3</sup> e $c_u = 20$ kPa ( $h_{crit} = 23,0$ m). ....	71
<b>Figura 4.68</b> – Comparação entre o critério de deslocamentos radiais com o critério da instabilização do furo pela base da escavação. ....	73
<b>Figura 4.69</b> - Comparação entre o critério de deslocamentos radiais com o critério da estabilidade do fundo de um furo totalmente preenchido por água. ....	73



## ÍNDICE DE TABELAS

<b>Tabela 3.1</b> – Propriedades das lamas bentoníticas nunca antes utilizadas (EN1536:2010). .....	24
<b>Tabela 3.2</b> – Propriedades das lamas bentoníticas (EN1536:2010). .....	25
<b>Tabela 4.1</b> – Verificações realizadas através do Software FLAC. ....	42
<b>Tabela 4.2</b> – Valores das variáveis de entrada adoptados na função HOLE.fis para a realização da malha. ....	43
<b>Tabela 4.3</b> – Propriedades dos solos introduzidos nas análises numéricas. ....	44
<b>Tabela 4.4</b> – Erros relativos médios da distribuição de tensões determinadas através da análise numérica para os diversos valores de $c_u/p_i$ . ....	48
<b>Tabela 4.5</b> – Síntese dos casos de estudo que se pretendem simular no programa computacional FLAC .....	53
<b>Tabela 4.6</b> – Propriedades mecânicas de um solo tipo para a simulação numérica da profundidade crítica de escavação para $c_u/\gamma = 1,0 m$ . ....	54
<b>Tabela 4.7</b> – Propriedades mecânicas do terreno para verificação da malha da análise numérica da estabilidade do fundo da escavação do furo. ....	58



# SIMBOLOGIA

## LETRAS LATINAS

- $a$  - raio do furo de escavação
- $b$  - raio da superfície de transição entre a região plastificada e a região em regime elástico
- $c'$  - coesão efectiva
- $c_u$  - resistência não drenada
- $d$  - diâmetro do furo de escavação
- $D$  - comprimento da estaca
- $E$  - módulo de elasticidade do maciço
- $h$  - profundidade do elemento a analisar
- $h_{crit}$  - profundidade de escavação crítica
- $K$  - coeficiente de relação entre as tensões totais horizontais com a verticais
- $K_0$  - coeficiente de impulso em repouso
- $K_p$  - coeficiente de impulso passivo
- $N_c$  - factor de capacidade de carga
- $p$  - pressão radial no interior da parede do furo
- $p_0$  - pressão do solo ao nível da base do furo
- $p_H$  - pressão hidrostática ao nível da base do furo
- $p_i$  - pressão lateral inicial
- $q_b$  - capacidade resistente da base de uma estaca
- $r$  - distância de um ponto genérico ao eixo da abertura
- $s_c$  - factor de forma
- $T$  - abcissa da intersecção da recta de Mohr-Coulomb com o eixo  $O\sigma'$

## LETRAS GREGAS

- $\gamma$  - peso volúmico do maciço
- $\gamma_w$  - peso volúmico da água
- $\nu$  - coeficiente de poisson do maciço
- $\sigma$  - tensão normal
- $\sigma_c$  - resistência à compressão uniaxial
- $\sigma_{H_1}$  - tensões no contorno da placa segundo o eixo  $Ox$
- $\sigma_{H_2}$  - tensões no contorno da placa segundo o eixo  $Oy$
- $\sigma_h$  - tensões totais horizontais
- $\sigma_r$  - tensões radiais
- $\sigma_{rb}$  - tensões radiais na superfície de transição
- $\sigma_v$  - tensões totais verticais
- $\sigma_z$  - tensões paralelas ao eixo da abertura
- $\sigma_\theta$  - tensões circunferenciais
- $\sigma_{\theta b}$  - tensões circunferenciais na superfície de transição
- $\sigma'_h$  - tensões efectivas horizontais
- $\sigma'_r$  - tensões radiais na região plastificada
- $\sigma'_v$  - tensões efectivas verticais
- $\sigma'_\theta$  - tensões circunferenciais na região plastificada
- $\sigma''_r$  - tensões radiais em região de regime elástico
- $\sigma''_\theta$  - tensões circunferenciais em região de regime elástico
- $\tau$  - tensão de corte
- $\tau_{r\theta}$  - tensões tangenciais
- $\phi'$  - ângulo de resistência ao corte

# 1. INTRODUÇÃO

As estacas moldadas constituem uma solução de fundação indirecta correntemente realizada no terreno. Por sua vez, as estacas moldadas no terreno são elementos esbeltos que conforme o seu nome indica, vêm a sua configuração conferida pelo próprio terreno de fundação. Actualmente a execução de estacas moldadas encontra-se vulgarizada, sendo considerada uma técnica construtiva corrente. Isto não obsta, no entanto, a que se registem com frequência problemas no processo construtivo ou na qualidade final do produto, fundamentalmente devidos à presença do solo e a todas as contingências que isso mesmo provoca (Brito, 1999a).

Surge assim a necessidade de haver outras referências normativas, em adição às regras de dimensionamento e monitorização dadas no Eurocódigo 7, que visem assegurar a correcta execução destes elementos tanto no âmbito da segurança como da qualidade final. Em 1999 é publicada a norma europeia EN 1536 “Execução de obras geotécnicas especiais – Estacas moldadas” estabelecendo desde então princípios gerais da execução de estacas moldadas.

Dada a falta de especificidade dos princípios sugeridos na EN 1536 torna-se pertinente uma reflexão crítica dos princípios por ela enunciados. Portanto ao longo deste trabalho tentar-se-á explicar a razão prática ou científica destes princípios relacionando-os com alguns defeitos e patologias que poderão ocorrer caso não sejam tomados as respectivas precauções referidas na norma.

Uma vez que a matéria abordada pela norma é por si só demasiado vasta, esta dissertação terá mais enfoque na área da escavação do furo da estaca. Concentrando-se na escavação de furos sem quaisquer meios de suporte, em que a norma apenas refere que devem ser realizados em solos que se mantenham estáveis durante a fase de escavação e que não ocorra o colapso do terreno para o interior do furo, não sendo dadas quaisquer referências quantitativas acerca deste tipo de terrenos.

Assim sendo, o objectivo deste trabalho centra-se em desenvolver uma análise de estabilidade de um furo de estaca moldada sem sustimento, de modo a complementar os princípios enunciados pela EN 1536. Portanto, serão desenvolvidas análises numéricas para melhor compreensão e análise crítica deste problema. As análises apresentadas são apenas referentes a terrenos respondendo em condições não drenadas, onde numa primeira abordagem realizar-se-ão estudos acerca da estabilidade radial em estado plano de tensões com o plano perpendicular ao eixo do furo. Considera-se, portanto, soluções analíticas simples de regime elástico e elastoplástico de placas rectangulares com um furo de secção circular. Os resultados obtidos através destas soluções serão então comparados e discutidos com os obtidos na análise numérica por diferenças finitas.

Seguidamente é realizada uma análise de estabilidade do fundo do furo, através de uma análise numérica em estado axissimétrico. Uma vez que não foi encontrada na literatura soluções analíticas para esta problemática, proceder-se-á a uma verificação da malha utilizada. Esta verificação será realizada com base na comprovação de soluções analíticas referentes à capacidade resistente da base de uma estaca. Após a verificação da malha, comprovando-se que o modelo é capaz de produzir resultados assertivos, dá-se início à simulação da escavação do furo de estaca. Nesta análise,

pretende-se determinar a profundidade de escavação para a qual se verifica o colapso da base do furo em determinado terreno. Este estudo, será também realizado para um furo totalmente preenchido por água, com o propósito de estudar o contributo estabilizador que a presença de água tem dentro do furo.

Deste modo, esta dissertação encontra-se organizada em 5 capítulos. O primeiro e presente capítulo apresenta uma visão geral da dissertação, definindo os objectivos e apresentando uma breve descrição do conteúdo dos restantes capítulos que compõe este trabalho.

O segundo capítulo destina-se a uma revisão da literatura sobre a solução de fundações em estacas moldadas, abordando as suas diferentes tipologias bem como os métodos de execução mais vulgarmente utilizados.

O terceiro capítulo é referente à norma EN 1536, onde numa primeira abordagem é feito um resumo geral de todo este documento, apresentando uma breve descrição de todos os capítulos que compõe esta norma europeia. Em seguida são discutidos e analisados os princípios gerais referentes às diferentes etapas de execução das estacas moldadas, tais como: tolerâncias construtivas, processo de escavação, instalação e concepção das armaduras, processo de betonagem e saneamento da cabeça das estacas. Os princípios referentes ao processo de escavação serão alvo de uma análise mais aprofundada, pretendendo clarificá-los e descrever as anomalias que os mesmos pretendem prevenir.

No quarto capítulo apresenta-se o estudo realizado referente à escavação de um furo sem recurso a qualquer tipo de sustimento em terrenos de resposta não drenada. Relativamente a este tipo de escavação, a EN 1536 apenas especifica que esta deve ser realizada em terrenos cujo colapso das paredes do furo seja pouco provável, carecendo de mais informação. A análise de estabilidade de um furo de escavação de estacas moldadas em terrenos em condições não drenadas é realizada de forma isolada para a secção horizontal e para a secção vertical do furo de estaca. Na análise referente à secção horizontal apresenta-se um estudo da instabilidade radial do furo devido à redução das tensões radiais no terreno, originado pelo próprio processo de escavação. Portanto, são apresentadas soluções analíticas clássicas de equilíbrio elástico e elastoplástico de placas com abertura circular, sendo as mesmas verificadas através de uma análise numérica. Na análise referente à secção vertical é apresentado um estudo acerca da instabilidade do fundo do furo à medida que o processo de escavação prossegue. Não tendo sido identificado na literatura nenhuma solução analítica para esta problemática, recorre-se primeiramente a uma verificação da malha utilizada nesta análise numérica. Após verificada a malha apresenta-se a análise numérica da simulação do processo de escavação do furo de estaca, averiguando-se a formação de uma cunha de rotura que origine o colapso pelo fundo da escavação. Seguidamente apresenta-se ainda o estudo da escavação de um furo totalmente preenchido por água, sendo possível identificar o contributo estabilizador que a presença de água tem no furo. Por último, ambas as análises, referentes à estabilidade radial e à estabilidade de fundo do furo, serão comparadas, de forma a identificar a profundidade de escavação crítica.

Finalmente, no quinto capítulo apresentam-se as conclusões mais importantes deste trabalho, fazendo referência aos seus possíveis desenvolvimentos futuros.

## 2. ESTACAS MOLDADAS

As fundações transferem as cargas da superestrutura ao terreno. Uma vez que o terreno superficial apresente características mecânicas adequadas, as fundações poderão ser do tipo directas ou superficiais. Caso contrário, se a camada superficial de terreno apresentar piores características e atinja vários metros de espessura e/ou caso as cargas de dimensionamento sejam bastante elevadas, é necessário recorrer-se a uma solução de fundações do tipo indirectas ou profundas. Entre as soluções de fundações indirectas, as estacas constituem uma solução correntemente utilizada, sendo que se trata de uma solução de rigidez elevada em que é possível limitar os assentamentos previsíveis a valores aceitáveis. Por sua vez, as estacas são elementos esbeltos, de secção geralmente circular, que encaminham as cargas vindas da superestrutura até ao “firme” e/ou garantem a resistência pela mobilização do atrito lateral entre a estaca e o terreno. Assim sendo, as estacas poderão ser classificadas segundo o seu comportamento e modo de funcionamento, isto é, por estacas de ponta ou estacas flutuantes. Uma estaca de ponta vê a sua base penetrada em solo firme (i.e. camada de solo abaixo do qual não existem camadas de solo brando) e, tal como o nome indica, as forças de sustentação actuam principalmente na sua ponta. Em contrapartida, uma estaca flutuante está totalmente imersa em solo brando, pelo que a resistência mobilizada é unicamente devida ao atrito lateral do sistema estaca-solo. Claro está que, existem estacas que vêm a sua resistência garantida pela combinação dos dois tipos de comportamento. Por outro lado, é possível classificar as estacas pelos seus métodos de execução através de uma simples divisão entre estacas cravadas e moldadas. Conforme o nome indica, as estacas moldadas vêm a sua configuração conferida pelo próprio terreno, resultando numa forma aproximadamente cilíndrica, tendo ainda como característica comum o facto de serem em betão e executadas *in-situ* (Brito, 1999a). Já as estacas cravadas são pré-fabricadas podendo estas ser metálicas ou de betão, sendo dimensionadas para uma determinada resistência e/ou profundidade para que sejam levadas para estaleiro e posteriormente inseridas no terreno.

Nos dias que correm, a execução de estacas moldadas encontra-se vulgarizada, sendo classificada como uma técnica corrente. À excepção do equipamento pesado que normalmente envolve e, em determinadas situações, do recurso a lamas bentoníticas de estabilização do furo durante a escavação, todo o restante envolvimento do processo de execução destas estacas recorre somente a materiais e técnicas tradicionais. Porém, isto não traduz que deixe de ocorrer com frequência problemas no processo de execução e na qualidade final do produto (Brito, 1999a).

### 2.1 Tipologia de estacas moldadas

Na literatura é possível encontrar diversas formas de classificar as estacas moldadas, sendo que cada classificação é adequada em muitos casos. No entanto, ainda não existe um tipo de classificação unificada que seja capaz de estabelecer uma completa descrição de todos os tipos de estacas. O *British Standard Code of Practice for Foundations* (BS 8004:1986) classifica as estacas quanto à quantidade de perturbação do solo imposto durante a sua instalação, podendo estas serem classificadas como estacas de deslocamento ou sem deslocamento (Tomlinson & Woodward, 2008).

Nas estacas de deslocamento (geralmente executadas recorrendo à cravação do tubo moldador), o terreno é deslocado radialmente à medida que um tubo moldador obturado na ponta é inserido. Caso o ambiente geológico seja composto por solos granulares, estes tendem a compactar pelo processo de deslocamento radial. Em contrapartida, se o terreno for composto por camadas argilosas, existe uma tendência para que ocorra empolamento (i.e. componente de movimento do solo na direcção vertical ascendente), podendo ocorrer uma pequena variação de volume (Fleming, et al., 2009).

Nas estacas sem deslocamento (geralmente executadas recorrendo à escavação do terreno), as tensões radiais impostas são reduzidas durante a escavação e apenas parcialmente restabelecidas pela betonagem. Assim sendo, são eliminados os problemas resultantes do deslocamento do solo, no entanto o benefício da compactação em solos granulares é perdido e qualquer remanescência de solo produzido terá de ser removido e acarretará custos, especialmente se estiver contaminado.

É possível ainda executar estacas do tipo compósito, isto é estacas executadas pela combinação de métodos pertencentes a ambas as categorias. Um exemplo de estacas do tipo compósito deslocamento e sem deslocamento apresentado por Tomlinson & Woodward (2008) consiste na cravação de um tubo moldador não obturado, onde é removido o terreno do interior do mesmo, sendo depois prosseguida a escavação até à cota pretendida.

Um esquema desta classificação aplicada à maioria das estacas moldadas é apresentado na figura 2.1. Uma outra distinção é adicionada neste esquema que se refere à betonagem contra o terreno, sendo que pode ocorrer em ambas as estacas de deslocamento e sem deslocamento. Este factor poderá ser significativo quando as condições do terreno ou do nível freático são agressivas ao betão, ou quando o terreno é muito permeável e existe percolação de água podendo assim ocorrer a lavagem do betão (Fleming, et al., 2009).

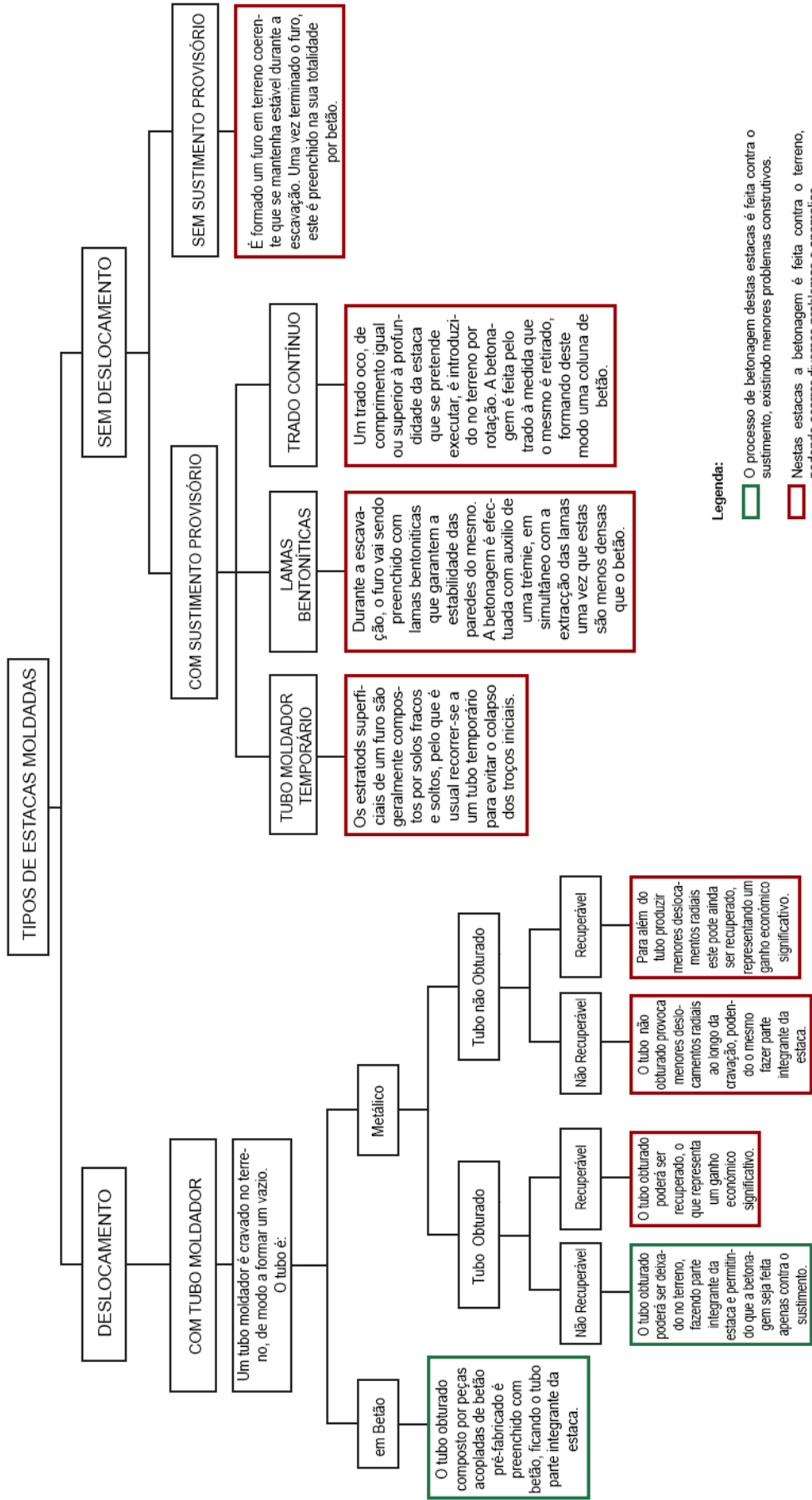
## **2.2 Estacas de deslocamento**

A maioria das estacas moldadas classificadas enquanto estacas de deslocamento consistem na introdução de um tubo moldador no terreno, formando assim um vazio que será preenchido na sua totalidade por betão. O tubo é introduzido por cravação, podendo este estar obturado na ponta de modo a evitar qualquer extracção do solo interior. Quer o tubo esteja obturado ou não, é ainda possível recuperá-lo conforme a betonagem da estaca progride, permitindo tornar este processo mais económico.

As estacas de deslocamento apresentam imensas vantagens, como por exemplo (Brito, 1999a):

- O tubo moldador poder ser cravado até à nega prevista;
- Podem ser cravados tubos moldadores com base obturada, evitando-se assim os efeitos nocivos da água no solo;
- O ruído e a vibração podem ser reduzidos em alguns tipos, exercendo uma cravação interna incidida directamente no obturador.





Nota: Alguns autores subdividem as estacas de deslocamento em estacas de grande e de pequeno deslocamento. As estacas de grande deslocamento incluem as estacas de tubo moldador obturado, recuperável ou não. Por outro lado, as de pequeno deslocamento incluem as estacas de tubo moldador não obturado e ainda as estacas em rosca.

Figura 2.1 – Classificação dos tipos de estacas moldadas (adaptado de Fleming, et al. (2009)).

Porém também apresentam as seguintes desvantagens (Fleming, et al., 2009):

- Levantamento do terreno vizinho, podendo afectar estruturas adjacentes ou serviços ou a própria reconsolidação do mesmo e gerar o desenvolvimento de atrito negativo nas estacas;
- Expulsão de estacas vizinhas, quando a penetração da ponteira destas estacas, na camada de apoio, não for suficiente para mobilizar a necessária resistência às forças de levantamento. Em condições normais, este efeito poderá ser evitado usando um afastamento entre estacas da ordem dos três diâmetros;
- Enquanto o betão não apresentar uma resistência razoável, a aplicação de estacas vizinhas poderá danificar a estaca já preexistente. As estacas poderão ser danificadas através de forças laterais ou por forças de tracção à medida que o terreno levanta (empolamento), originando fendas no betão expondo assim as armaduras. Para diminuir o risco de fendilhação causada pelo movimento do terreno, um mínimo de espaçamento entre estacas de 5 diâmetros, centro a centro, é regularmente aplicado quando se insere estacas adjacentes enquanto o betão tem menos de 7 dias.

Quando se executa estacas em terrenos contaminados é necessário tecer considerações acerca dos detritos de solo contaminado, sendo que a eliminação dos mesmos aumentará consideravelmente os custos. Ao usar estacas de deslocamento, este problema é eliminado, sendo este tipo de estacas preferível neste tipo de solo. Contudo, pequenas quantidades de material em torno do tubo moldador poderão ser arrastadas durante a cravação, emergindo de um estrato contaminado para outro não contaminado. Em geral, este mecanismo não é capaz de criar uma mistura significativa, mas deve sempre ser tomado em conta.

### **2.2.1 Estacas executadas com tubo moldador**

As estacas executadas com tubo moldador são instaladas através da cravação, até à profundidade desejada, de um tubo de base obturada constituído por uma série de peças metálicas rígidas acopláveis e desacopláveis. A armadura é seguidamente colocada e o tubo é então preenchido com betão.

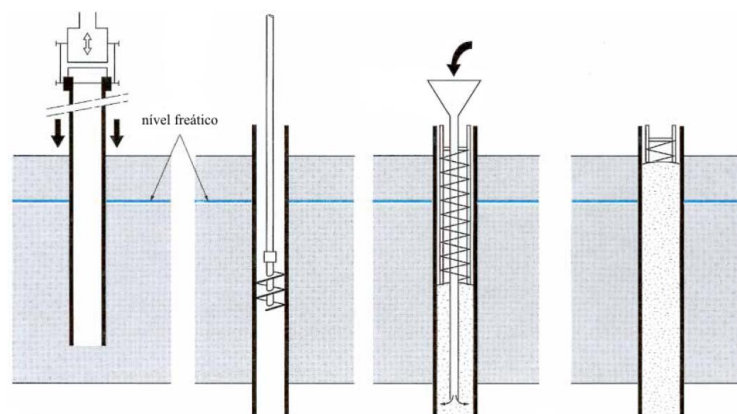
Em outros tipos de estaca, com revestimento de peças acopladas de betão pré-fabricadas ou quando o tubo moldador é de fina espessura, a cravação é feita através de um veio moldador interior, o mandril. Um engenhoso capacete de cravação permite que as pancadas exercidas pelo bate-estacas, ou outro equipamento, sejam direccionadas apenas para o mandril que se encontra apoiado no obturador, exercendo assim uma cravação interna e atenuando as tensões no revestimento.

Durante a betonagem é ainda possível recuperar o tubo moldador, tornando esta solução mais económica do que qualquer outra, em relação custo capacidade final (Tomlinson & Woodward, 2008). No entanto, esta solução com o tubo moldador recuperado só é possível quando a profundidade designada da estaca é menor que o comprimento máximo do tubo que é passível de ser retirado, isto tendo em consideração que não existe restrições na vibração e no empolamento do solo provocado.

## 2.2.2 Estacas executadas com tubo moldador perdido

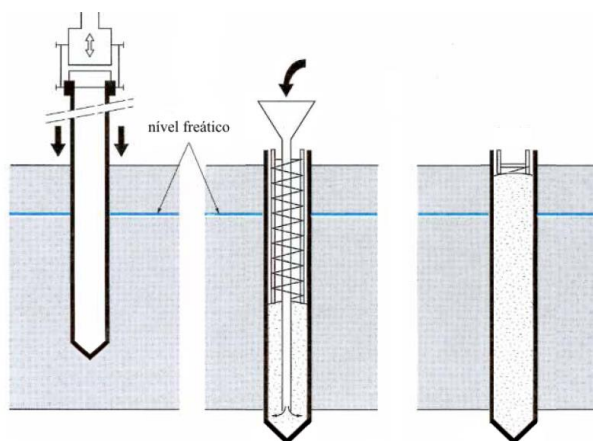
É possível executar estacas com recurso a tubo moldador perdido de dois modos diferentes, na qual um deles é cravado um tubo moldador de base obturada e no outro é cravado um tubo moldador de base não obturada, sendo necessário proceder-se à remoção do terreno no seu interior à medida que o tubo é cravado, mantendo sempre a sua base abaixo da escavação.

Quando se pretende executar estacas com tubo moldador perdido de base não obturada, a cravação do tubo, numa primeira fase, resulta apenas do seu peso próprio e da pressão que o equipamento de introdução poderá oferecer. Já numa segunda fase, o tubo moldador é cravado por vibração com o auxílio de um motor vibrador suspenso por cabos. Caso as estacas sejam executadas em meio aquático, é introduzido, à *priori*, um tubo de diâmetro superior ao da estaca, de modo a proporcionar melhores condições à cravação do tubo moldador. Uma vez atingido o terreno de boas características de fundação, o tubo moldador é ainda cravado cerca de 1,0 m a 1,5 m assegurando assim a integridade da ponta da estaca. A selecção do equipamento de escavação do terreno é feita com base na sua consistência, isto é, para terrenos de baixa consistência utiliza-se a limpadeira, enquanto que para terrenos de consistência mais elevada recorre-se ao trado curto e, excepcionalmente ou junto ao *bed-rock*, o trépano, sendo que a limpadeira é novamente utilizada para remover os detritos no fundo do furo. A armadura pré-fabricada em estaleiro, é então colocada através de uma grua para o interior do tubo moldador, ficando o seu posicionamento e recobrimento assegurados por espaçadores trapezoidais alongados de betão ou argamassa, instalados nela mesma. No caso em que as cargas a absorver possam ser suportadas por betão simples, dever-se-á colocar sempre uma armadura nominal para conferir menor fragilidade à estaca. Seguidamente procede-se à betonagem, que é feita através de uma *trémie*, isto é, um funil acoplado a vários troços de tubos metálicos ligados entre si, tendo o seu comprimento total a altura do tubo moldador. O betão pronto é introduzido no funil por bombagem, através de um camião - betoneira, formando assim uma betonagem a partir da base da estaca para o topo. Em meio aquático a extremidade inferior da *trémie* deve manter-se sempre pelo menos 2 metros abaixo do nível de betão que se encontra constantemente controlado por intermédio de uma sonda. Assim que o tubo moldador estiver preenchido na sua totalidade por betão, é de toda a conveniência compactar os 3 últimos metros de estaca usando um vibrador, já que nesta zona o peso da coluna de betão não é suficiente para se auto-compactar. Apesar dos inconvenientes à resistência, a betonagem é feita recorrendo ao uso de um betão fluido para evitar a segregação do mesmo no tubo moldador. Após a presa do betão, procede-se ao saneamento da cabeça da estaca acima do tubo moldador, através de martelos pneumáticos. Para não correr o risco de fender o fuste da estaca ao longo do processo de saneamento, o corte do betão deve ser feito segundo a direcção que oferecer menor resistência, isto é, teoricamente de baixo para cima. A cabeça da estaca deve assim ficar com uma forma convexa, de modo a permitir a sua lavagem com arrastamento fácil dos detritos desagregadores, mantendo sempre ao longo desta operação, os varões na vertical. Caso se tenha instalado um tubo exterior, não aderente ao tubo moldador, é possível então recuperá-lo, ligando por fim a estaca à superestrutura. Um esquema da sequência da execução destas estacas moldadas pode ser observado na figura 2.2.



**Figura 2.2** – Sequência de execução de estacas moldadas com tubo moldador perdido de base não obturada (adaptado de Santos (2008)).

Como já referido anteriormente, é também possível executar este tipo de estaca através de um tubo moldador obturado impedindo o acesso do terreno ao interior do mesmo. A obturação pode ser conseguida através de uma ponta cônica metálica ajustada ao diâmetro do tubo moldador ou através de um rolhão de betão. Depois de obturado, o tubo poderá ser cravado à precursão, pelo topo através de um capacete de cravação, ou então, por apiloamento incidido directamente no rolhão. Procede-se à instalação da armadura e da betonagem como referido na modalidade anterior, sendo válidas as considerações feitas a respeito da betonagem e das armaduras. Após a presa do betão é necessário sanear a cabeça da estaca e posteriormente executar o maciço de fundação. Na figura 2.3 apresenta-se o esquema de execução desta alternativa.



**Figura 2.3** – Sequência de execução de estacas moldadas com tubo moldador perdido de base obturada (adaptado de Santos (2008)).

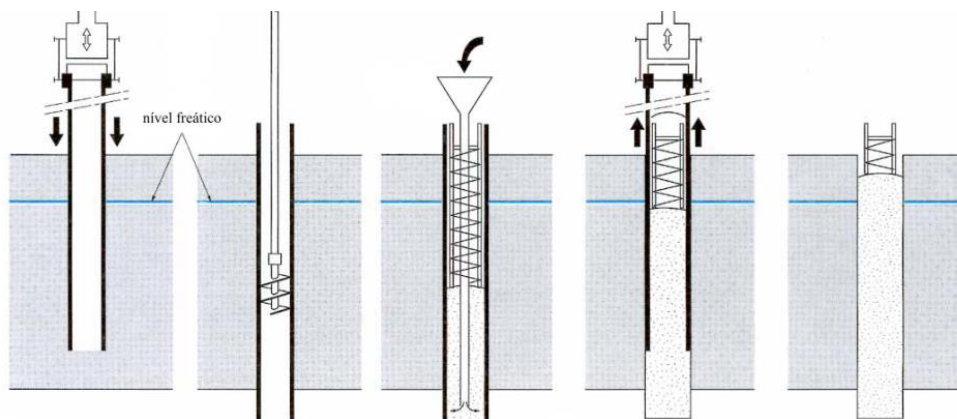
O tubo moldador perdido garante, desta forma, um aumento de resistência significativo e ainda confere uma protecção permanente à estaca, aumentando assim a sua durabilidade. A estaca tem assim uma melhor qualidade final, por não haver mistura do betão com o solo e por não haver movimento da armadura durante a retirada do tubo.

No entanto, se o tubo moldador permite um aumento significativo da qualidade final da estaca, ele também representa um custo muito acrescido, sendo capaz de não chegar a ser amortizado na execução de múltiplas estacas.

### 2.2.3 Estacas executadas com tubo moldador recuperado

À semelhança da alternativa anterior, o tubo moldador cilíndrico tem a função de conter as paredes do furo enquanto o seu interior não é preenchido com betão. No entanto, neste método, o tubo moldador é puxado para cima e recuperado à medida que a betonagem vai decorrendo. À semelhança das estacas de tubo moldador perdido, as estacas com tubo moldador recuperado podem também ser executadas de dois modos diferentes, isto é, de tubo moldador obturado ou de tubo moldador não obturado.

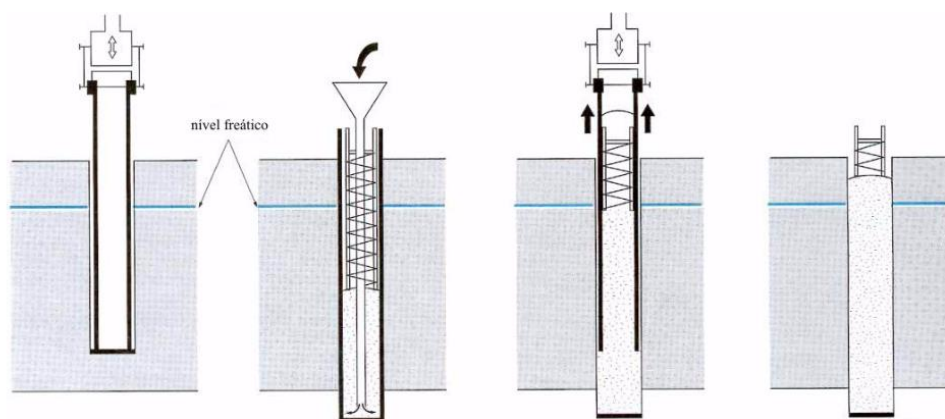
Para o caso de não existir qualquer obturador, é necessário proceder-se à escavação do terreno à medida que o tubo moldador é cravado. Ao atingir-se a cota prevista é necessário recorrer-se à limpeza do furo que poderá ser feita, ou através de uma limpadeira, ou comprimindo o terreno por meio de um prato fixo na extremidade da haste do bate-estacas. De seguida é então instalada a armadura como referido nas modalidades anteriores, sendo válidas as considerações feitas a respeito das mesmas. O processo de betonagem é idêntico ao anteriormente descrito, ou seja, recorrendo a uma *trémie*, cuja extremidade inferior deve permanecer mergulhada no betão já colocado a partir dela mesma. À medida que a betonagem vai decorrendo, o tubo moldador deve ser puxado para cima de forma gradual com auxílio de macacos hidráulicos complementados com vibração. De facto, o *timing* da subida do tubo moldador não pode falhar, já que, se a subida for demasiado lenta, o betão já seco agarra-se às paredes do tubo diminuindo a secção da estaca e, se for rápida demais, o betão não tem auto-sustentação e dá-se o corte da estaca. Tal como nos métodos anteriores, os 3 metros superiores da estaca devem ser compactados por intermédio de um vibrador e a cabeça da estaca deverá ser saneada. Na figura 2.4 é possível observar um esquema da execução destas estacas.



**Figura 2.4** – Sequência de execução de estacas moldadas com tubo moldador recuperado de base não obturada (Santos, 2008).

No que diz respeito à execução de estacas de tubo moldador recuperado com obturador, estas podem ter diversas formas de obturação. Podem estas ser formadas através de uma ponteira cónica metálica ou através de um rolhão de betão pré-fabricado. Outra alternativa, é executar uma obturação *in-situ*, descarregando para o fundo do tubo, que se encontra cravado numa pequena profundidade e convenientemente limpo, uma pequena quantidade de betão com *slump* muito baixo, muito seco e fortemente compactado, ficando assim aderente ao tubo (outra opção a este tipo de betão é cascalho). A cravação do tubo pode ser conseguida percutindo o tubo moldador, ou caso o obturador seja um

rolhão formado *in-situ*, recorre-se à percussão por apiloamento directamente sobre o mesmo. Atingida a cota desejada procede-se à expulsão do rolhão. Se estiver aderente ao tubo moldador, o que se faz é percutir fortemente o rolhão conseguindo que este se esboroe, ao mesmo tempo que se prende o tubo moldador à máquina, impedindo-o de acompanhar o rolhão. No caso da obturação metálica cónica, como a sua ligação não funciona à tracção, a introdução de um movimento do tubo para cima desliga-os imediatamente (Brito, 1999a). A armadura é então instalada com os seus espaçadores respectivos e efectua-se a betonagem como na modalidade imediatamente anterior. Da mesma forma que nos outros tipos de estacas, compacta-se os 3 metros superiores da estaca e saneia-se a cabeça da mesma. Um esquema da sequência de execução desta alternativa é apresentado na figura 2.5.



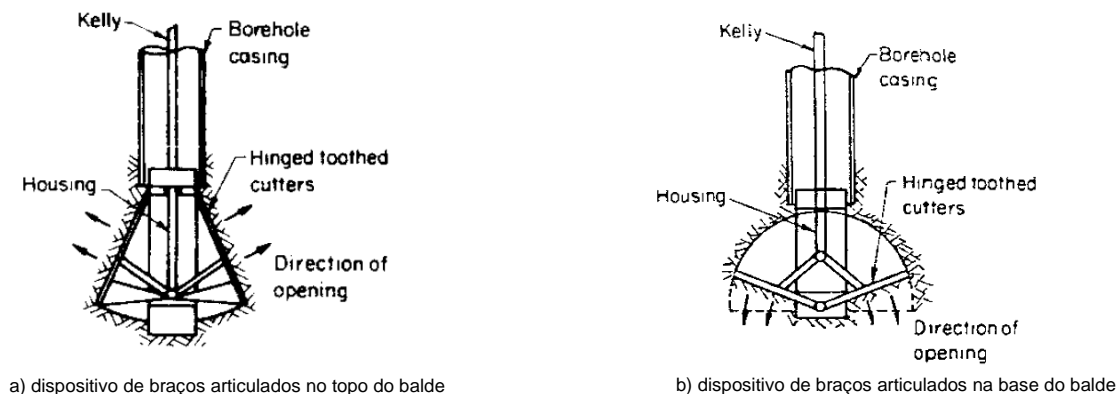
**Figura 2.5** – Sequência de execução de estacas moldadas com tubo moldador recuperado de base obturada (Santos, 2008).

Dentro das estacas de tubo moldador recuperado, existem diversas variantes da sua execução, mas como a descrição de todas estas variantes sai fora do contexto desta dissertação elas não serão aqui abordadas. Este tipo de estacas em relação ao anterior de tubo perdido tem uma vantagem económica bastante significativa, no entanto, a capacidade e a qualidade final poderão ficar comprometidas devido a potenciais problemas associados à recuperação do tubo moldador.

Em estacas de tubo moldador recuperado é também possível executar o alargamento da base. Na execução do alargamento da base de uma estaca, em terreno argiloso, recorre-se a equipamentos e a técnicas relativamente simples. Por outro lado, em terrenos sem coesão e saturados o processo complica-se, visto que é necessário recorrer-se a um equipamento de escavação que trabalhe imerso em lamas bentoníticas. O perfil do furo é constantemente monitorizado por sensores controlados remotamente, e uma vez que a escavação esteja completa o perfil é verificado recorrendo a técnicas de sondas-ultrasónicas. As vantagens económicas desta técnica consistem sobretudo na poupança do uso do betão e na redução de volume de escavação. Contudo, devido à execução morosa da base alargada por meios mecânicos, mesmo em terrenos favoráveis, comparado com o tempo de executar uma estaca de fuste maior, leva a concluir que esta solução é pouco vantajosa (Tomlinson, 1995).

A escavação do alargamento da base é feita com base na rotação dos dois dispositivos apresentados na figura 2.6. Por norma, o mais favorável é aquele que tem os braços articulados no topo do balde, pois este dispositivo dá uma forma cónica à base, permitindo manter a estabilidade das suas paredes em estratos fracturados e ainda, devido ao tipo de mecanismo do dispositivo, os seus braços são

forçados a retornar ao balde à medida que este é retirado. O outro dispositivo é capaz de criar bases mais alargadas que o primeiro, e devido a acção de corte ser sempre na base da escavação, produz uma base mais limpa. No entanto, a forma da base é menos estável e na retirada do equipamento, este tem tendência a encravar no furo.



*Figura 2.6 – Dispositivos para alargar a base das estacas (Tomlinson, 1995).*

## 2.3 Estacas sem deslocamento

A instalação de estacas sem deslocamento consiste na extracção do solo através de um processo de escavação, formando assim um furo que será preenchido na sua totalidade por betão. Em condições favoráveis à execução deste tipo de estacas, as paredes do furo poderão vir a manter-se estáveis durante todo o processo de execução. Contudo em condições não tão favoráveis a escavação precisa de um suporte temporário, nomeadamente por via de um tubo moldador, de lamas bentoníticas ou de um polímero estabilizador. O tubo moldador poderá também ser permanente, mas ao contrário das estacas de deslocamento, este será instalado num furo previamente escavado. Uma outra técnica que é também considerada como sendo sem deslocamento é a de trado contínuo. Esta técnica consiste na introdução de betão fluido através de um trado que é introduzido no terreno, à priori, por rotação. À medida que o trado é retirado a coluna de betão é formada, sendo depois possível introduzir a armadura.

As vantagens das estacas sem deslocamento são as desvantagens das estacas de deslocamento anteriormente referidas e vice-versa. No entanto, é de referir que durante o processo de escavação, o terreno retirado poderá ser recolhido e inspeccionado, comparando os seus dados com os usados em projecto. Por outro lado, durante a escavação do terreno ocorrem pequenos deslocamentos negativos, e de facto, em terrenos arenosos poderá ocorrer descompressão do solo devido ao processo de escavação. No caso da técnica de trado contínuo, o trado está presente durante todo o processo de escavação podendo evitar a descompressão das paredes do furo.

### 2.3.1 Com recurso a tubo moldador temporário

O estrato superficial de um furo de estaca é geralmente composto por solos fracos e soltos, e portanto, torna-se necessário suportar temporariamente as paredes do furo. É usual recorrer a um tubo moldador para evitar o colapso no troço inicial, mesmo quando o restante furo está estabilizado por via de acção

de lamas bentoníticas ou de polímeros estabilizadores, descritos na secção seguinte. O tubo moldador tem ainda outra função que é o de tornar estanque estratos permeáveis que estejam abaixo do nível freático.

Depósitos superficiais, secos e granulares são descomprimidos pelo equipamento (trado curto) durante o processo de escavação, mas geralmente permanecem estáveis durante o tempo necessário para que seja introduzido um tubo moldador de pequeno comprimento. Durante o processo de betonagem extrai-se o tubo, devendo este ser retirado a um ritmo constante de forma a diminuir a possibilidade de colapso do solo. O nível de betão dentro do tubo deverá, portanto, ser controlado, facilitando a extracção do mesmo e evitando que o nível de betão fique abaixo da base do tubo.

### **2.3.2 Com recurso a lamas bentoníticas ou polímeros estabilizadores**

Quando o furo da estaca tem uma profundidade considerável de solos instáveis, a instalação de tubos temporários de grande comprimento torna-se um processo moroso, sendo preferível recorrer-se ao uso de lamas bentoníticas.

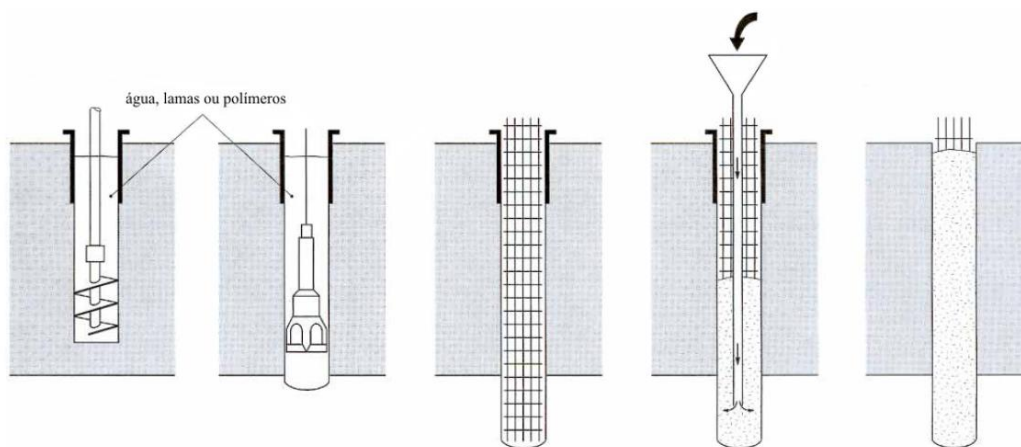
As lamas bentoníticas resultam de uma mistura de água com bentonite, cerca de 5-6%, formando assim um material de propriedades tixotrópicas, isto é, quando em repouso o material tem um comportamento viscoso e quando em movimento tem um comportamento relativamente fluido. Em solos granulares, as lamas conseguem rapidamente penetrar nas paredes do furo formando uma película fina praticamente estanque (*cake*) que em conjunto com a pressão hidrostática oferecida pela própria presença das lamas bentoníticas, confere a estabilização do terreno escavado. Já em solos argilosos as lamas não conseguem penetrar nas paredes do furo, ficando o terreno escavado estabilizado apenas pela pressão hidrostática conferida pelas lamas, cuja densidade é superior à da água e inferior à do betão.

No que diz respeito à execução de estacas com recurso a lamas bentoníticas, começa-se por montar a central de fabrico e reciclagem, que ocupará ainda um espaço significativo do estaleiro, e só então depois se prossegue à escavação do terreno. Tal como nos métodos acima referidos, a selecção do equipamento de escavação e remoção dos solos no furo é feita consoante a consistência do próprio terreno. Dever-se-á realizar uma escavação prévia com o trado curto para permitir a introdução do tubo-guia e, simultaneamente melhor posicionar e verticalizar a escavação. Ao longo da escavação, o furo vai sendo preenchido com lamas bentoníticas, devendo manter-se o nível das lamas constante durante todo o processo. A profundidade da coluna preenchida com lamas não tem necessariamente de corresponder à totalidade do comprimento da estaca. No entanto, deve manter-se acima do nível freático pelo menos 2 metros. Ao atingir-se a profundidade desejada, recorre-se à limpadeira para efectuar a limpeza do fundo do furo de detritos do terreno. Dever-se-á verificar o teor de areia presente nas lamas bentoníticas antes de proceder à betonagem, sendo que um elevado teor pode acarretar o risco de misturar as partículas de areia com o betão. Por esta razão, poderá ter de se trocar as lamas bentoníticas presentes no furo. De seguida, introduz-se a armadura e efectua-se a betonagem do furo, com o auxílio de uma *trémie*, isto é, de baixo para cima, em simultâneo com a extracção das lamas bentoníticas que, como já referido anteriormente, têm uma densidade inferior à do betão. Proceder-se à extracção do tubo-guia sendo válidas as considerações feitas no método a cima descrito. Por último,



tal como nos métodos anteriores, a cabeça da estaca deve ser saneada e executado o maciço de fundação. Na figura 2.7 é possível observar-se o esquema da realização de estacas moldadas com recurso a lamas bentoníticas.

As lamas bentoníticas já usadas são levadas à central de fabrico e reciclagem para que possam ser recicladas e reutilizadas nas estacas seguintes. Assim que a lama entra no tanque de deposição de impurezas esta é deixada em repouso para que as partículas maiores se depositem no fundo (decantação). A lama é então bombeada por desarenadores, que por centrifugação separam as restantes partículas sólidas da lama (Carneiro, 2015). Depois de terminada a reciclagem e/ou fabricação das lamas, deverão ser analisadas as suas características reológicas e comparadas com os limites estabelecidos na norma europeia EN 1536.



**Figura 2.7** – Sequência de execução de estacas moldadas com recurso a lamas bentoníticas ou polímeros estabilizadores (Santos, 2008).

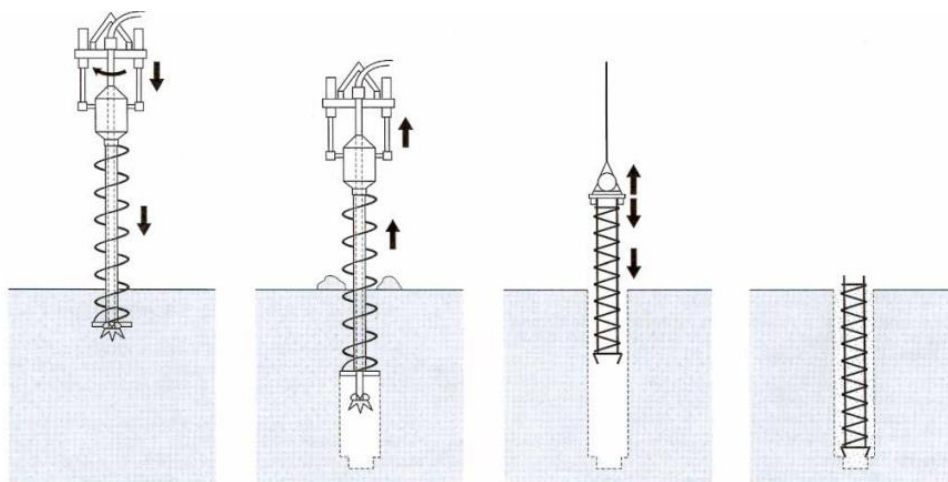
Em alternativa às lamas bentoníticas, apareceu posteriormente no mercado, outro tipo de estabilizante conhecido por polímeros estabilizadores. O polímero apresenta uma aparência gelificada e translúcida que através da sua longa estrutura molecular mantém as pequenas partículas de detritos do solo em suspensão. Este estabilizante poderá ser inicialmente mais dispendioso do que as lamas bentoníticas, contudo, visto que os polímeros podem ser reciclados sem o frequente desarenamento exigido pelas lamas, esta solução torna-se mais económica em obras de grande envergadura e de estaleiro limitado, uma vez que não necessita de uma central de desarenamento. Por outro lado, como os polímeros estabilizadores são menos densos do que as lamas bentoníticas, não são tão indicados quando o nível freático se encontra perto da superfície do furo.

### 2.3.3 Com recurso a trado contínuo

A tecnologia de trado contínuo prescinde de tubo moldador e de lamas bentoníticas para a estabilização das paredes do furo da estaca. Neste método, a escavação é feita por rotação recorrendo a um trado contínuo que à medida que é rodado, vai penetrando no terreno e mantendo estável o solo no interior do furo, sem necessidade de sustar as paredes do mesmo. Entende-se por trado contínuo, um eixo munido de uma hélice semelhante a uma broca com veio de comprimento pelo menos igual à

profundidade da estaca, sendo o veio oco para permitir a introdução do betão directamente no fundo da escavação.

Para se dar início ao processo construtivo é então verticalizado o trado contínuo que se encontra munido de um obturador. À semelhança de outras tecnologias referidas, o equipamento de escavação, neste caso o trado contínuo, é inserido por rotação com o auxílio de uma giratória, muitas vezes designada por “Kelly”. Atingindo a cota de escavação pretendida, bombeia-se um betão altamente trabalhável para dentro do trado contínuo, o que por si só irá expulsar o cone obturador. É boa prática exercer um certo número de rotações no trado antes de o retirar, de modo a garantir que a base do furo fique completamente preenchida por betão. Garantida a boa execução da betonagem da base, é então retirado o trado por completo (sem rotação) a uma velocidade correspondente ao caudal bombeado, garantindo sempre que a coluna de betão bombeado está mergulhada em betão já colocado. Assim como mencionado em tecnologias anteriores, depois da betonagem completa da estaca, é conveniente compactar os 3 metros superiores usando um vibrador, já que no topo da estaca o betão não tem força suficiente para se auto-compactar. De seguida, retira-se a terra que se acumulou junto ao furo e insere-se a armadura com o auxílio a prato e tubo rígido acoplado a vibrador eléctrico. Em alternativa, para facilitar a entrada das armaduras no betão, é possível ligar directamente as armaduras a um vibrador, ainda que tenha um funcionamento discutível pois é gerada uma concentração de finos do betão em torno dos varões. Ainda assim, por vezes o peso próprio da armadura não é suficiente, sendo ainda necessário recorrer a auxiliares que empurrem a armadura para baixo. Durante este processo os espaçadores têm tendência a soltarem-se, pelo que a maneira mais corrente de garantir o recobrimento da armadura é executar um diâmetro de estaca um pouco maior do que o definido em projecto. Depois de inserida a armadura recupera-se o prato e o tubo rígido. Por último, assim como nos restantes métodos, saneia-se a cabeça da estaca e executa-se o maciço de fundação. Com o objectivo de evitar o saneamento da estaca, que é sempre um processo moroso, é possível retirar o betão ainda fluido à superfície do furo. Na figura 2.8 é apresentado um esquema da execução deste tipo de estacas.

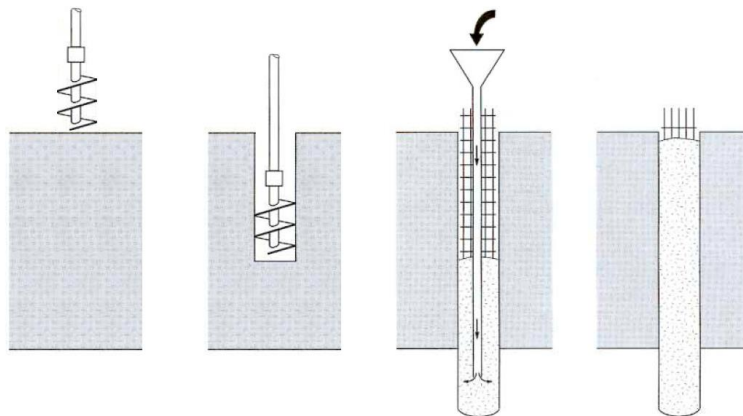


**Figura 2.8** – Sequência de execução de estacas moldadas com recurso a trado contínuo (Santos, 2008).

### 2.3.4 Sem recurso a sustimento

As estacas sem recurso a qualquer sustimento para suporte das paredes da escavação, devem ser formadas em solos coerentes que se mantenham estáveis durante a escavação e em alturas de condições climatéricas favoráveis. Por norma, é difícil garantir a qualidade das estacas formadas segundo esta técnica, sobretudo devido à eventual mistura de solo com betão e ao irregular recobrimento da armadura. Contudo, em consequência da não utilização de qualquer sustimento, este método construtivo é uma solução económica de fácil e rápida execução, o qual dá origem a vibrações e níveis de ruído bastante reduzidos.

Quanto ao processo construtivo, este passa primeiro pela selecção do equipamento de escavação à rotação, o trado curto, e se necessário do trépano. Assim como nos restantes métodos, esta técnica requer também o uso de uma limpadeira. Porém, uma vez que este método está limitado a um tipo de solo mais coerente, a limpadeira será apenas utilizada para limpeza do fundo do furo. Depois de verticalizada a haste do trado, dá-se início ao processo de escavação por troços. O terreno tem de ser coesivo o suficiente para que as paredes do furo se mantenham estáveis, ao mesmo tempo que adere à hélice do trado quando este é extraído. Uma vez retirado o trado curto, o terreno recolhido é expelido ao lado do furo por centrifugação, dando assim continuidade ao processo de escavação. Assim que atingida a cota desejada e o fundo do furo se encontre limpo, é inserida a armadura convenientemente munida de espaçadores. Seguidamente é feita a betonagem directamente de um camião betoneira para o funil da *trémie* que deverá estar previamente limpa de detritos de betão, proveniente de estacas executadas anteriormente. Como já referido em métodos anteriores, com o objectivo de evitar o saneamento da cabeça da estaca é possível remover o betão ainda fluido à superfície e assim que possível executa-se o maciço de fundação. Um esquema da sequência construtiva destas estacas moldadas é apresentado na figura 2.9.



**Figura 2.9** – Sequência de execução de estacas moldadas sem recurso a sustimento (adaptado de Brito (1999a)).

A possibilidade de ocorrência de afluxo de água é bastante comum, sendo um dos factores que mais influencia a forma como se actua em obra. Se a afluência de água for reduzida, é possível recorrer a uma bomba que retire a água presente no furo durante a fase de limpeza do mesmo. Uma vez acabada a fase de limpeza, dá-se início à fase de betonagem até que a cota de betão seja superior à cota de afluxo de água. De seguida insere-se a armadura que fica parcialmente mergulhada por betão já

colocado, sendo assim possível dar continuidade ao processo de betonagem. Caso durante o intervalo de tempo entre o fim da bombagem e o início da betonagem apareça alguma quantidade de água no furo, esta será forçada a encaminhar-se para as paredes do mesmo pois a betonagem será feita pelo centro, o que por si só forma uma grande concentração de betão, não deixando que a água o altere. Caso a afluência de água seja elevada, torna-se necessário betonar a estaca de baixo de água.

### 3. NORMA EUROPEIA EN 1536

Os Eurocódigos referem fundamentalmente regras de dimensionamento, surgindo assim a necessidade de desenvolver outras referências normativas que visem melhorar a cooperação e harmonização entre o projecto e a execução, assim como, garantir uma correcta execução dos trabalhos no âmbito da segurança e da qualidade. Posto isto, a EFFC (*European Federation of Foundation Contractors*) solicitou ao Comité Europeu de Normalização (CEN) que estabelecesse um comité técnico para desenvolver normas europeias que abrangessem aspectos práticos da execução de fundações. Em Fevereiro de 1992 é assim formado o Comité Técnico de Normalização Europeia CEN/TC 288 “Execução de obras geotécnicas especiais” ficando o seu secretariado técnico a ser dirigido pela AFNOR - Associação Francesa de Normalização (Sands, 1992).

Até aos dias de hoje, o CEN/TC 288 publicou treze normas europeias, das quais algumas já foram ratificadas, tendo em conta a experiência adquirida no uso das próprias normas e/ou com base noutras que incluem elementos úteis ao campo da geotecnia.

Esta dissertação destina-se ao estudo de uma dessas treze normas, a norma europeia EN 1536 “Execução de obras geotécnicas especiais – Estacas moldadas” que foi publicada em 1999 e ratificada em 2010 e 2015. Tal como o próprio nome indica esta norma estabelece princípios gerais da execução de estacas moldadas incluindo ensaios e monitorização, complementando assim o Eurocódigo 7 - parte 1 e 2. Serve ainda de apoio à execução de cortinas de estacas e barretas.

A EN 1536 está, portanto, estruturada em onze capítulos:

#### 1º Capítulo

Refere detalhadamente a que estacas moldadas se destina esta norma. Portanto, vão sendo apontados diversos requisitos que uma estaca moldada terá de cumprir para que esta norma lhe possa ser aplicada. Primeiramente são mencionadas todos os requisitos referentes às características geométricas, sendo estas as seguintes: tipos de secção, limites de diâmetro, esbelteza admissível e inclinação máxima. Uma vez que esta norma contempla estacas de base alargada, são também estabelecidos para estes casos, limites de inclinação dos taludes e de diâmetro máximo da base. Nestes limites é feita uma distinção entre solos coesivos e não coesivos, visto que, em solos não coesivos existe uma menor estabilidade do furo. Em seguida são apontados todos os tipos de disposições das estacas no terreno, tais como: estacas isoladas, grupos de estacas, cortinas de estacas secantes, contíguas e afastadas. São ainda mencionados outros requisitos em relação aos métodos de escavação e de execução de estacas moldadas, bem como os materiais que as constituem. Por último, é referido estritamente que esta norma não se aplica a microestacas, colunas de jetgrouting, paredes moldadas, colunas e estacas mixed-in-place e melhoramento do solo para estacaria.

#### 2º Capítulo

Apresenta as referências normativas que são indispensáveis para a aplicação desta norma, como por exemplo: EC 7 – parte 1 e 2, EC 1, EC 2, EC 3, EC 4, entre outras.

### 3º Capítulo

Contém todos os termos e definições usados ao longo do documento para esclarecimento do utilizador.

### 4º Capítulo

Refere toda a informação necessária que deve ser tida em conta pelo empreiteiro e projectista antes da execução dos trabalhos. Portanto, é mencionado um conjunto de informações relevantes que de certo modo ajudam a evitar a ocorrência de surpresas desagradáveis num estado mais avançado da obra (i.e. desabamentos, reclamações, etc.). Este conjunto de informações acaba por ser um estudo prévio das condições de vizinhança, sejam elas restrições legais, restrições ambientais, estruturas adjacentes, estratificação do terreno, obstruções, cavidades, etc. De acordo com a EN 1536, uma vez obtidas todas estas informações, é possível definir valores limites de quaisquer tipos de deslocamentos que possam afectar estruturas adjacentes durante a execução dos trabalhos. Por este motivo, é também sugerido neste capítulo que exista um sistema de monitorização e supervisão adequado.

### 5º Capítulo

No seguimento do que foi sugerido no capítulo anterior, o quinto capítulo refere de uma forma mais específica algumas informações a ter em conta referentes à prospecção geotécnica. Qualquer projecto de estacaria, necessita do apoio de estudos realizados previamente ao terreno, que dêem informações precisas acerca da sua estratificação e do seu comportamento. Estes estudos, denominados frequentemente de prospecção geotécnica, são compostos por sondagens e ensaios *in-situ* ou laboratoriais. As informações obtidas através destes estudos permitem ao projectista dimensionar um sistema de estacaria que melhor se adequa às condições do terreno. Já ao empreiteiro, permite seleccionar o equipamento mais apropriado à execução das estacas tendo em conta as possíveis dificuldades que poderá encontrar durante a escavação. Deste modo a norma oferece algumas sugestões, alertando o utilizador para o facto que é possível minimizar algumas anomalias que acontecem em obra através de uma melhor prospecção geotécnica.

### 6º Capítulo

São abordados os materiais e produtos utilizados para executar estacas moldadas. Este capítulo aborda este tema da perspectiva da construção, alertando o leitor para uma série de fenómenos e patologias que podem ocorrer durante a execução dos trabalhos devido à utilização de materiais inadequados. Assim sendo, são referidos tanto os materiais que constituem a estaca propriamente dita (betão e o aço), como outros materiais que são utilizados somente durante a execução, como é o caso das lamas bentoníticas e os polímeros estabilizadores.

No que diz respeito ao betão, segundo a EN 1536, a menos que seja indicado o contrário, o betão produzido *in-situ* deverá estar em conformidade com a EN 206-1 "Betão parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade". O betão deverá cumprir os requisitos de resistência e durabilidade quando em estado de presa assim como os requisitos de consistência aquando em estado fresco. Segundo a EN 1536 o betão em estado fresco deverá ter uma alta resistência contra a segregação, ter uma elevada plasticidade e boa coesão, fluir bem, auto compactar-se adequadamente e ser suficientemente trabalhável ao longo de todo o processo de betonagem, levando em consideração a possível remoção de tubos moldadores temporários. Posto isto, a norma recomenda o uso de cimento

do tipo CEM II e CEM III, ou a substituição parcial do cimento do tipo CEM I por material do tipo II (pozolanas), uma vez que desta forma é possível melhorar a trabalhabilidade e a durabilidade do betão, assim como obter uma hidratação lenta com baixa libertação de calor. A baixa libertação de calor durante a fase de presa permite betonar grandes massas de betão evitando a fissuração da peça betonada. Para minimizar a segregação, a norma sugere que os agregados tenham uma granulometria contínua, sem desfasamento, e que tenham preferivelmente uma forma arredondada. O tamanho máximo dos agregados não deve exceder os 32 mm ou  $\frac{1}{4}$  do espaçamento livre entre varões longitudinais, considerando-se assim o menor valor dos dois. É ainda sugerido que a relação água/cimento não deva exceder 0,6 de modo a evitar também fenómenos de segregação. São referidos ainda neste capítulo, os adjuvantes do betão que, segundo a norma, deverão estar em conformidade com a EN 206-1. Os adjuvantes normalmente utilizados são os redutores de água/plastificantes, superplastificantes e os retardadores de presa.

Em relação ao aço, a norma remete o leitor para outras normas já existentes e especializadas neste tipo de material (p.e EN 10080, EN 10025-2, EN 10210, EN 10219, EN 10248, EN 10249, EN 13670). São ainda referidos os fenómenos de corrosão electroquímica nas armaduras devido a efeitos electrostáticos produzidos por elementos metálicos de aço galvanizado. Os efeitos electrostáticos podem ainda afectar negativamente a eficiência das lamas bentoníticas ou dos polímeros estabilizadores, inibindo assim a correcta betonagem da estaca. Posto isto, segundo a EN 1536, não devem ser usados elementos metálicos que sejam de aço galvanizado ou de outro metal que possam produzir efeitos electrostáticos.

Relativamente às lamas bentoníticas, estas devem ter propriedades específicas para que confirmem a estabilidade do furo de uma forma eficaz. Assim sendo, para as lamas bentoníticas que ainda não foram utilizadas, a EN 1536 indica uma tabela de valores limite das seguintes propriedades: densidade, tempo de escoamento do cone de Marsh, pH, espessura do *cake* e volume de água separada por presso-filtração. Seguidamente é apresentada outra tabela para as lamas bentoníticas reutilizadas onde, para além das propriedades mencionadas anteriormente, é acrescentado o teor de areia limite. É ainda mencionado a possibilidade dos polímeros estabilizadores trabalharem em conjunto com as lamas bentoníticas, uma vez que podem ser usados como aditivos para melhorar a efectividade reológica.

## 7º Capítulo

Aborda questões que podem afectar o dimensionamento, tais como: a existência de solos contaminados, efeitos nocivos da água, obstruções no terreno, lavagem de finos, entre outros. Assim sendo, ao longo deste capítulo, a norma adverte várias maneiras de contornar estas questões através do dimensionamento, tais como: pela inclusão de tubos moldadores permanentes, pelo correcto dimensionamento do recobrimento que é influenciado por questões ambientais ou pelas dimensões da própria estaca, pela correcta disposição dos varões de aço, etc.

No caso de serem encontradas obstruções impenetráveis antes de atingir a profundidade de fundação projectada, o dimensionamento deve ser revisto com base em informação disponível acerca da obstrução. Se essas obstruções forem penetráveis, as estacas não devem ser fundadas nestas, a menos que as seguintes situações se verifiquem simultaneamente: seja comprovada uma capacidade

resistente suficiente; exista contacto pleno da base da estaca com a obstrução; seja assegurado um comportamento de deformação similar ao das outras estacas adjacentes.

## 8º Capítulo

Este capítulo é o mais extenso da EN 1536 e aborda princípios da execução de estacas moldadas, advertindo o utilizador para as patologias que podem surgir devido às más praticas construtivas. Portanto, são sugeridos princípios que permitem a correcta execução de estacas, sendo estes referentes aos seguintes factores: tolerâncias construtivas; ao processo de escavação; à instalação e concepção das armaduras; ao processo de betonagem e saneamento da cabeça das estacas.

Relativamente às tolerâncias construtivas, na prática é impossível executar uma determinada estaca numa posição exacta ou que a mesma seja rigorosamente vertical. Por esta razão, torna-se necessário ter controlo da posição exacta de cada estaca, uma vez que estes desvios podem afectar o dimensionamento do maciço de encabeçamento e causar interferências em estacas adjacentes. Assim sendo, a EN 1536 indica um conjunto de tolerâncias geométricas dentro das quais as estacas moldadas devem ser executadas.

No que diz respeito aos princípios construtivos do processo de escavação indicados pela EN 1536, estes têm como propósito evitar diversos defeitos na estaca que podem ocorrer quando não são tidas as precauções necessárias. Estes princípios vão sendo descritos para os diversos tipos de estacas moldadas, nomeadamente: estacas executadas com tubo moldador, estacas com recurso a lamas bentoníticas, estacas com recurso a trado contínuo e estacas sem recurso sustimento. Nesta secção, a norma adverte o utilizador para diversas anomalias que poderão ocorrer durante a fase de escavação, evitando assim a necessidade de reparações que, no caso de fundações indirectas, são sempre tarefas complicadas e onerosas.

O processo de instalação e concepção da armadura é outro aspecto abordado neste capítulo. Segundo a norma, a armadura deve ficar correctamente alinhada com o eixo da estaca e assegurar o recobrimento ao longo de todo o comprimento. Deste modo, são recomendados princípios acerca da concepção das armaduras (emendas, amarrações, disposição e número de espaçadores, etc.) para que estas possam ser introduzidas sem ocorrer distorções permanentes e que todos os varões permaneçam na posição correcta.

Quanto ao processo de betonagem, de acordo com a EN 1536, o furo deve ser preenchido de betão de maneira a formar uma coluna contínua, monolítica e sã. O furo deverá estar convenientemente limpo de detritos que possam contaminar o betão. No caso de estacas moldadas de base alargada devem ser tomadas precauções especiais na limpeza da base. A betonagem deve ser também efectuada de forma controlada e suave, evitando ainda a segregação do betão. Posto isto, a norma recomenda vários princípios acerca deste processo, quer seja por betonagem por gravidade ou em condições submersas através de um tubo *trémie*. São ainda referidos alguns princípios para as estacas com recurso a trado contínuo e com recurso a tubo moldador temporário visto que estes elementos são removidos durante o processo de betonagem. A norma recomenda também um conjunto de princípios a ter quando, acidentalmente, ocorre a perda de imersão do tubo *trémie* no betão fresco durante a betonagem.



Por último são ainda recomendados princípios de execução de cortina de estacas, contudo estes não serão abordados nesta dissertação.

### 9º Capítulo

Indica factores adicionais a ter em conta para o estabelecimento da monitorização, ensaios e controlo da execução das estacas moldadas. De acordo com a EN 1536, a execução de qualquer tipo de estaca moldada deve exigir uma cuidada supervisão e monitorização. A finalidade da supervisão é verificar se a execução é realizada de acordo com o que foi previamente especificado, tal como, verificar a conformidade das propriedades dos produtos e materiais a serem usados. Assim sendo, são indicados vários itens que devem ser supervisionados e controlados durante as várias fases da execução das estacas.

Em relação aos ensaios, são referidos os ensaios de carga e os de integridade, que devem respeitar esta norma e a EN 1997-1. As aplicações destes ensaios estão representadas na norma através de uma tabela. Uma vez que a EN 1997-1 estipula vários requisitos para os ensaios de carga, estes devem ser realizados e registados segundo a mesma. Como para os ensaios de integridade não existe uma norma específica, estes, segundo a EN 1536, devem ser registados com as seguintes informações: motivo do ensaio, método do ensaio, resultados e conclusões finais acerca da integridade da estaca.

### 10º Capítulo

Recomenda a informação que deve estar presente nos relatórios de obra. Segundo a norma os relatórios de obra devem consistir em duas partes, isto é, uma primeira parte que faça referência ao próprio local e a algumas informações de carácter geral (p.e tipo e dimensões da estaca moldada, método construtivo, armaduras, especificações do betão, etc.) e uma segunda parte que contenha informação mais detalhada acerca do processo construtivo. As informações que, tanto a primeira como a segunda parte, devem conter são apresentadas no capítulo 10 desta norma através de tabelas. No anexo C da EN 1536 é possível encontrar vários exemplos de relatórios de obra para cada tipo de estaca moldada.

### 11º Capítulo

No último capítulo desta norma é feita uma advertência ao leitor para um conjunto de precauções a ter referentes à segurança em obra durante a execução de estacas moldadas. De acordo com a EN 1536 deve ser dada especial atenção a todos os processos construtivos que exijam a presença de homens a trabalhar junto de equipamento pesado, a furos de estacas abertos e a inspeções realizadas dentro das escavações. A escavação manual deve ser reduzida ao máximo e deve ser realizada somente em condições secas, onde o terreno é naturalmente estável. Devem ainda ser reduzidas ao máximo as perturbações e danos ambientais que possam ser causados durante a execução dos trabalhos.

## **3.1 Princípios gerais da execução**

A execução de estacas moldadas é um trabalho específico que requiere mão-de-obra especializada e fiável, uma vez que quando finalizadas, são praticamente impossíveis de serem inspeccionadas. Além de que a reparação tardia pode ser extremamente morosa e dispendiosa, se não quase impossível. Assim sendo, a forma de evitar a ocorrência de defeitos e de garantir o correcto desempenho destes

elementos passa por executá-los de forma correcta. Através da aplicação dos princípios gerais da execução de estacas moldadas, presentes na EN 1536, é possível garantir a correcta execução em termos de segurança e qualidade final. Como já referido anteriormente, estes princípios estão descritos no oitavo capítulo da norma e são referentes a tolerâncias construtivas, ao processo de escavação, à instalação e concepção das armaduras, e ao processo de betonagem e saneamento da cabeça das estacas.

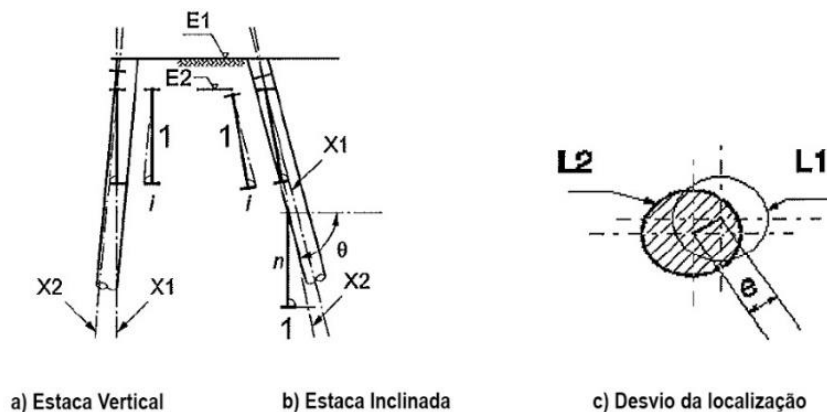
### 3.1.1 Tolerâncias construtivas

Em obra é impossível executar consistentemente estacas na posição exacta e/ou com a precisa inclinação definida no projecto. O adequado posicionamento da máquina de escavação é um requisito fundamental, pois se a ferramenta de escavação penetrar no terreno com um ligeiro erro inicial, este vai agravando ao longo da escavação, tornando a sua correcção cada vez mais difícil e dispendiosa. A plataforma de trabalho deve então estar bem preparada para que o equipamento de escavação possa operar nas melhores condições. A posição e inclinação de cada estaca devem também ser controladas, uma vez que estes desvios podem afectar o dimensionamento tanto das estacas como do maciço de encabeçamento e causar interferências noutras estacas adjacentes.

Caso uma estaca isolada tenha sido realizada com desvios relativos à sua posição original, a carga para a qual foi originalmente dimensionada será aplicada excentricamente, dando origem a um momento flector adicional aplicado na cabeça da estaca.

Assim sendo, a EN 1536 especifica tolerâncias geométricas que uma vez excedidas, torna-se necessário fazer uma revisão ao dimensionamento. Seguem-se as seguintes tolerâncias geométricas presentes na norma: Desvios da localização no plano ( $e$ ) de estacas verticais e inclinadas medidos à cota da plataforma de trabalho:  $e \leq 0,10$  m para estacas de diâmetro ( $d$ ) inferior a 1,0 m;  $e = 0,1 \times d$  para estacas de diâmetro ( $d$ ) superior a 1,0 m e inferiores a 1,5 m;  $e \leq 0,15$  m para estacas de diâmetro ( $d$ ) superior a 1,5 m. Desvio de inclinação ( $i$  – tangente do ângulo de desvio entre a linha do centro da estaca dimensionada e a executada):  $i \leq 20$  mm/m de comprimento para estacas verticais ou de inclinação ( $\alpha$ ) menor que 1 em 15 ( $\alpha \geq 86^\circ$ );  $i \leq 40$  mm/m de comprimento para estacas de inclinação entre 1 em 4 e 1 em 15 ( $76^\circ \leq \alpha \leq 86^\circ$ ). Na figura 3.1 é possível observar-se estes termos.

A EN 1536, não só especifica tolerâncias geométricas como também faz referência a tolerâncias do posicionamento da topo da armadura e da cota final da cabeça das estacas. A menos que seja indicado o contrário, a posição do topo da armadura depois da betonagem deve ser igual ao valor nominal com um desvio de 15 cm no máximo. Em relação à cota final da cabeça da estaca, esta deve ser de tal modo que permita uma junta de ligação com o desvio máximo de -4/+7 cm em relação à cota definida em projecto.



#### Legenda

- E1 Cota da plataforma de trabalho
- E2 Cota final da cabeça da estaca
- X1 Linha do centro da estaca dimensionada
- X2 Linha do centro da estaca executada
- i Tangente do ângulo de desvio (entre a linha do centro da estaca dimensionada e a executada)
- n Inclinação da linha do centro da estaca dimensionada com a horizontal
- $\theta$  Ângulo da linha do centro da estaca dimensionada com a horizontal
- L1 Localização da estaca dimensionada
- L2 Localização da estaca executada
- e Desvio da localização no plano à cota da plataforma de trabalho

**Figura 3.1** – Definição dos termos das tolerâncias geométricas (EN1536:2010).

### 3.1.2 Processo de escavação

O processo de escavação é parte fundamental na execução de estacas moldadas, uma vez que é nesta fase que é formado o furo da estaca. Durante a escavação, devem ser tomadas as medidas necessárias para que as paredes do furo se mantenham estáveis ao longo de todo o processo. Assim sendo, é necessário levar-se em conta as condições e características geotécnicas do terreno, de modo a seleccionar o método de escavação e os equipamentos mais adequados. Estes equipamentos devem assim evitar ao máximo a formação de material solto na base da estaca e permitir que os furos sejam executados rapidamente. A escavação é um processo bastante delicado uma vez que a presença de qualquer tipo de material indesejado dentro do furo pode resultar na contaminação do betão e comprometer assim o comportamento da estaca. Para o caso de solos com risco de colapso ou susceptíveis a escoar para dentro do furo, é necessário recorrer-se a meios de suporte, de forma a manter a estabilidade do furo e impedir a entrada descontrolada de solo e água.

A EN 1536 aborda vários princípios a ter-se em conta durante o processo de escavação para os vários tipos de sustimento nomeadamente, tubo moldador, lamas bentoníticas e trado contínuo. Por último, são ainda enunciados princípios para escavações sem qualquer sustimento.

A escavação suportada com tubo moldador pode ser executada depois ou durante a instalação do próprio tubo. Para facilitar a introdução e a possível recuperação do tubo, este deverá ser livre de distorções longitudinais e diametrais. As juntas de ligação entre dois troços deverão permitir a transmissão de forças longitudinais e de momentos torsores por forma a não existir nenhuma folga significativa. O tubo terá ainda que ser dimensionado de modo a resistir às forças de instalação e de recuperação, como também às pressões externas provocadas pelo terreno. Caso seja especificado

uma broca de dentes localizada na extremidade inferior do tubo, esta deve ser o mais pequena possível a fim de facilitar a introdução e a recuperação do tubo moldador.

Quando a escavação é executada abaixo do nível freático em solos permeáveis ou em condições artesianas, é necessário que exista uma pressão interna dentro do tubo, podendo esta ser facilmente conferida através de uma coluna de água (ou de outro fluido) a uma cota não inferior a 1,0 m acima do nível piezométrico. Esta pressão interna serve assim para equilibrar as pressões externas do terreno que devido à presença de água são mais elevadas. Este incremento de pressão interna pode ainda ser reduzido se o tubo moldador utilizado for capaz de suportar a totalidade das pressões externas, ou caso seja possível manter um nível de betão suficiente durante a instalação do tubo.

Caso os furos sejam instáveis, o tubo moldador deverá levar um avanço em profundidade em relação à escavação. Este avanço pode ser ajustado conforme as condições do terreno e do nível freático. Se houver a possibilidade da base da escavação instabilizar, o avanço do tubo ou a pressão interna deverão ser mais elevados. De acordo com a EN 1536, os tubos moldadores temporários não podem ser instalados em pré-escavações suportadas por meio de lamas bentoníticas, a menos que sejam tomadas precauções especiais para evitar a contaminação do betão por esse fluido. Este aspecto será mais detalhado no capítulo seguinte.

Nas escavações suportadas por lamas bentoníticas, estas deverão reunir as características apresentadas no sexto capítulo da EN 1536 (Tabelas 3.1 e 3.2). Durante toda a escavação e betonagem, a cota das lamas bentoníticas deve ser tal que seja sempre estabelecida uma pressão interna suficiente para manter a estabilidade do furo e prevenir a migração de partículas de solo para dentro do mesmo. A EN 1536 sugere também que a parte superior da escavação seja protegida por um tubo guia, por forma a guiar o equipamento de escavação, conferir a estabilidade de estratos superficiais menos resistentes e assegurar a segurança dos trabalhadores. De acordo com a norma, a cota das lamas bentoníticas no interior do tubo guia deve estar a pelo menos 1,5 metros acima do nível freático. Contudo, também é mencionado que o nível das lamas poderá também ser reduzido com base na experiência e em cálculos.

**Tabela 3.1** – Propriedades das lamas bentoníticas nunca antes utilizadas (EN1536:2010).

Propriedades <sup>a</sup>	Valores
Densidade em g/cm <sup>3</sup>	< 1,10
Tempo de escoamento do cone de Marsh em s	32 a 50
<i>Bentonite fluid loss</i> - Volume de água separada por presso-filtração em cm <sup>3</sup>	< 30
pH	7 a 11
Espessura do <i>cake</i> em mm	< 3
<sup>a</sup> Repare nas notas da Tabela 3.2, referentes aos procedimentos dos ensaios.	

**Tabela 3.2 – Propriedades das lamas bentoníticas (EN1536:2010).**

Propriedades <sup>a</sup>	Fases	
	reciclagem	antes da betonagem
Densidade em g/cm <sup>3</sup>	não se aplica	< 1,15
Tempo de escoamento do cone de Marsh <sup>b</sup> em s	32 a 60	32 a 50
<i>Bentonite fluid loss</i> <sup>c</sup> - Volume de água separada por presso-filtração em cm <sup>3</sup>	< 50	não se aplica
pH <sup>d</sup>	7 a 12	não se aplica
Teor de areia em % do volume	não se aplica	< 4
Espessura do <i>cake</i> em mm	< 6	não se aplica

<sup>a</sup> O valor do tempo de escoamento do cone de Marsh, o volume de água separada por presso-filtração, o teor de areia e a espessura do *cake*, podem ser determinados, por exemplo, com o auxílio da EN ISSO 13500.

<sup>b</sup> O valor do tempo de escoamento do cone de Marsh é o tempo necessário para que um volume de 946 ml escoe pelo orifício do cone. Também pode ser usado um volume de 1000ml, mas neste caso os valores identificados na Tabela 3.1 e 3.2 precisam de ser ajustados.

<sup>c</sup> A duração do ensaio *bentonite fluid loss* pode ser reduzido a 7,5 min para ensaios de controlo de rotina. No entanto, nestes casos, os valores para o ensaio *bentonite fluid loss* e para a espessura do *cake* devem ser ajustados. O valor obtido no ensaio *fluid loss* de duração de 7,5 min será aproximadamente metade do valor obtido no ensaio de 30 min.

<sup>d</sup> Valores indicativos.

Nos casos em que as lamas bentoníticas são excessivamente viscosas, um rápido movimento da limpadeira poderá provocar um “efeito de pistão”. Ou seja, durante a extracção da limpadeira, poderão ocorrer reduções de pressão interna significativas, causando colapsos locais das paredes do furo. Deste modo, a velocidade de escavação deve ser controlada e ajustada conforme necessário, assim como reforçado o controlo da viscosidade das lamas (Fleming, et al., 2009).

Quando a escavação é executada com recurso a trado contínuo a estabilidade do furo é conferida através do próprio trado. A fim de minimizar os efeitos sobre o terreno circundante, a escavação deve ser realizada no menor espaço de tempo possível e com o menor número de rotações.

O avanço da escavação e a velocidade do trado devem assim ser ajustadas de acordo com as condições do terreno, de modo a que a extracção do solo seja limitada preservando a estabilidade das paredes do furo. Em solos de maior dureza, a reduzida velocidade de escavação conjugada com a excessiva velocidade rotacional do trado poderá causar o desgaste do solo lateral. Este desgaste torna assim o solo circundante solto, podendo originar cavidades preenchidas por água caso a mesma esteja presente. Posto isto, o trado contínuo deve ser munido de torque e força axial suficiente, bem como, possuir o mesmo passo de hélice em toda a sua extensão. Uma vez atingida a profundidade pretendida, o trado só poderá ser retirado do furo se o terreno em redor for estabilizado pela ascensão do betão ou permaneça estável por si só. Caso não seja possível finalizar a estaca e o trado tenha que ser removido, este deve ser extraído por rotação inversa e o furo deverá ser preenchido novamente com solo ou com lamas bentoníticas.

As escavações sem nenhum tipo de sustimento são apenas possíveis em terrenos cujas condições geotécnicas se mantenham estáveis durante todo o processo de escavação e onde o colapso das paredes do furo seja pouco provável. Este tópico será discutido posteriormente, no capítulo 4 desta dissertação.

Segundo a EN 1536, a parte superior da escavação de um furo sem sustimento deve ser protegida por um tubo guia a menos que esta seja executada em terreno firme e o diâmetro do furo seja inferior a 0,6 m. Uma vez que os estratos superiores da escavação são usualmente compostos por materiais mais soltos ou de fraca resistência, o tubo guia confere assim alguma estabilidade na parte superior da escavação. Além de servir como guia para o equipamento de escavação sendo este aspecto de grande importância para estacas de grande diâmetro.

Durante o processo de escavação existe a possibilidade de se formar bases alargadas. A formação adequada de um alargamento da base exige que o furo seja estável ou, se necessário, esteja estabilizado por lamas bentoníticas, ou por tubos moldadores, permitindo assim uma betonagem completa de betão são. Este processo deve ser executado por equipamentos mecânicos que permitam o seu controlo a partir da superfície.

### **3.1.3 Instalação e Concepção da armadura**

A armadura das estacas moldadas, assim como em outros elementos de betão armado, tem como finalidade suportar os esforços de tracção, bem como proporcionar a este elemento um comportamento dúctil na rotura. Deve assim, ser armazenada em boas condições de limpeza e deve estar limpa e livre de ferrugem durante o processo de instalação e betonagem. As uniões entre varões devem ser de tal modo que a resistência de cada varão seja transmitida efectivamente de um para outro. Além de que durante a formação das estacas as uniões não podem de modo algum provocar deslocamentos prejudiciais à armadura. Estas uniões podem ser executadas por entre médio de sobreposição de varões, soldadura ou por meio de dispositivos mecânicos especiais (acopladores, etc.). A concepção da armadura e a união entre varões deve ser de tal forma que a armadura possa ser elevada e instalada sem que ocorram distorções permanentes e que todos os varões permaneçam na posição correcta.

Por forma a garantir a correcta posição e conseguinte recobrimento do betão, é necessário que a armadura esteja munida de espaçadores. Os espaçadores devem estar distribuídos simetricamente em redor da armadura, onde pelo menos três deles são aplicados em cada patamar. No caso de estacas de diâmetro igual ou superior a 1,2 metros é necessário que o número de espaçadores por patamar aumente. Segundo a EN 1536 os patamares não podem ter um intervalo superior a 3 metros. Deve ainda ter-se em conta uma distância de tolerância entre os espaçadores e as paredes do furo para garantir uma instalação segura da armadura e evitar possíveis danos às paredes do furo.

Uma vez que o furo esteja completamente limpo, a armadura deve ser instalada o mais brevemente possível, sendo assegurado o seu correcto alinhamento com o eixo da estaca e mantido o correcto recobrimento em toda a sua extensão. Durante a betonagem é necessário que a armadura esteja suspensa ou segura, de modo a manter o seu correcto posicionamento e a manter o comprimento das armaduras de espera designado. Caso se pretenda uma instalação da armadura posterior à

betonagem, esta só é permitida se o método já tenha sido realizado em condições geotécnicas similares. Esta instalação deve ser feita logo após a betonagem estar completa e pode ser assistida por uma leve vibração ou mesmo empurrando a armadura para baixo.

#### **3.1.4 Betonagem e Saneamento de estacas**

O processo de betonagem deve ter início logo após a conclusão da escavação e subsequente limpeza do furo. Caso o furo seja suportado por lamas bentoníticas, poderá ocorrer que estas contenham em suspensão uma quantidade significativa de areias ou siltes que uma vez depositados na base do furo poderão vir a contaminar o betão. Para estes casos é necessário comparar as propriedades das lamas com as indicadas na tabela 3.2, e se necessário proceder à sua substituição antes do início da betonagem. Em estacas de base alargada, o processo de limpeza da base do furo é realizado com recurso a ferramentas mecânicas designadas especialmente para o próprio efeito.

Segundo a EN 1536 o processo de betonagem deve ser feito de tal modo que se forme uma coluna monolítica, continua e sã. Por este motivo, é necessário que esteja disponível uma quantidade suficiente de betão durante todo o processo de betonagem, permitindo uma operação controlada e suave. Qualquer material que possa afectar o desempenho da estaca moldada não pode entrar em contacto com o betão para não o contaminar. Nomeadamente a água, que por percolação poderá causar a migração de cimentos e finos para o solo, sendo necessário nestes casos recorrer-se a algum tipo de contenção das paredes do furo.

A betonagem deve também ser realizada de modo a evitar a segregação do betão, ou seja, impedir uma distribuição não uniforme dos seus constituintes. Caso a betonagem seja realizada por gravidade, a base do furo não pode conter água, uma vez que a presença desta pode levar a que ocorra a segregação comprometendo assim a qualidade da ligação entre a estaca e o firme. Se a base do furo tiver água, esta pode ser retirada através de uma bomba ou em alternativa a betonagem deverá ser realizada em condições submersas através de um tubo trémie. Este tubo para além de prevenir a segregação do betão previne também a contaminação do betão pelas lamas bentoníticas. Segundo a EN 1536, para que o tubo trémie permita o livre fluimento do betão este tem de ser liso e limpo de resquícios de betão resultantes da betonagem de outras estacas. O diâmetro interno deve ter 6 vezes a dimensão do maior agregado ou 150 mm, sendo considerado o maior valor dos dois. Para permitir que a primeira remessa de betão saia do tubo trémie, o tubo é levantado levemente, não excedendo um valor igual ao diâmetro interno do tubo. A betonagem procede assim rapidamente, preenchendo toda a base da estaca de modo a que nenhuma quantidade de betão, que possa ter segregado no início da descarga, fique retida. Durante a betonagem, é necessário que a ponta do tubo trémie se mantenha imersa em betão a uma profundidade de pelo menos 1,5 m para estacas de diâmetro menor que 1200 mm e 2,5 m de profundidade para estacas de diâmetro superior a 1200 mm, permitindo assim que todo betão contaminado ascenda até ao topo do furo onde posteriormente será retirado através do saneamento da cabeça da estaca. Caso a imersão do tubo trémie seja acidentalmente perdida durante a betonagem, o processo deve parar imediatamente, a menos que o betão já inserido mantenha a mesma trabalhabilidade e que seja possível reimmergir o tubo trémie a uma profundidade suficiente sem que nenhuma quantidade de água ou de betão contaminado fique abaixo da cota de saneamento da

estaca. Ainda assim, a EN 1536 recomenda que para estes casos sejam realizados ensaios de integridade às estacas.

Em relação ao processo betonagem de estacas com recurso a tubo moldador temporário, este é executado em simultâneo com a extracção do tubo. Segundo a EN 1536, a extracção do tubo moldador só deve ter início quando o nível de betão estiver a uma cota suficiente dentro do tubo por forma a gerar uma pressão adicional que permita uma protecção contra a entrada de solo ou água na base do tubo, prevenindo ainda a elevação da armadura. A extracção do tubo é realizada enquanto o betão apresentar a consistência desejada. Tanto a betonagem como a velocidade de extracção do tubo devem ser de tal forma que não ocorra a entrada de solo ou água no betão fresco, mesmo quando uma repentina queda do nível do betão possa ocorrer devido a uma cavidade no terreno.

A betonagem de estacas com recurso a trado contínuo é realizada através do veio oco do próprio trado à medida que este vai sendo retirado do terreno. Durante o processo de betonagem, é necessário que o betão que se encontra na ponta do trado seja mantido sob uma pressão superior à pressão externa do terreno, de modo a que o volume desocupado pela extracção do trado seja simultaneamente preenchido por betão.

Uma vez que o processo de betonagem esteja concluído é necessário proceder-se ao saneamento da cabeça das estacas. Neste processo pretende-se remover o betão contaminado que se concentrou na parte superior da estaca. Os equipamentos e métodos utilizados ao longo deste processo, devem ser tais que não danifiquem o betão são, as armaduras ou quaisquer instrumentos instalados na estaca. Quando possível deve-se remover o betão contaminado antes do mesmo fazer presa. Contudo, segundo a EN 1536, o saneamento final só deve ser realizado depois do betão ter ganho alguma resistência. Após a conclusão do saneamento da cabeça da estaca, caso algumas extremidades tenham ficado danificadas é necessário mantê-las limpas, uma vez que serão posteriormente betonadas em conjunto com o maciço de encabeçamento.

### **3.2 Patologias na escavação do terreno**

Durante a realização de estacas moldadas podem ocorrer diversas situações que conduzam à formação de uma série de patologias e defeitos. A execução deste tipo de fundação requer assim pessoal devidamente qualificado e uma elevada experiência por parte do empreiteiro. De uma forma geral, a maioria das patologias na estacaria prendem-se com especificações incorrectas e inexperiência por parte dos operadores. Uma grande parte destes problemas ocorrem durante a escavação do furo que pode ou não estar estabilizado por algum tipo de sustimento.

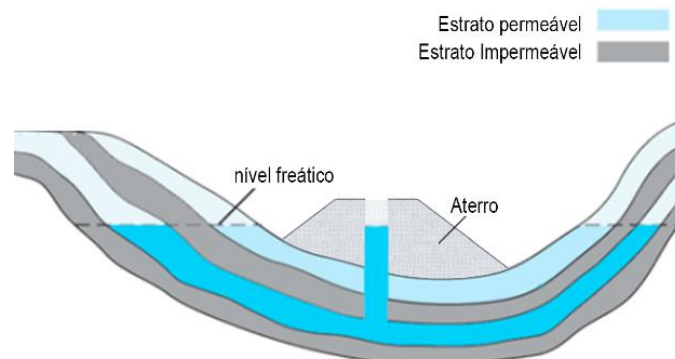
Ao longo do capítulo da escavação, a EN 1536 vai sugerindo alguns princípios a ter-se em conta durante a formação do furo da estaca. A maioria destes princípios são precauções a adoptar para que se evitem qualquer tipo de anomalias durante este processo. Estas patologias serão aqui abordadas de forma a clarificar a razão pela qual a EN 1536 sugere tais princípios.



### 3.2.1 Patologias de carácter geral

#### 3.2.1.1 Entrada não controlada de água ou solo

A primeira indicação que a norma sugere é referente a medidas de prevenção de entrada não controlada de água e/ou solo para dentro do furo. Este fenómeno pode afectar de diversas maneiras o desempenho e a execução das estacas moldadas, nomeadamente: a estabilidade das paredes do furo, a estabilidade das fundações adjacentes pela ausência de solo, originar cavidades instáveis do lado de fora da estaca, danificar o betão fresco da estaca moldada ou até mesmo em outras estacas adjacentes realizadas recentemente, formar vazios ao longo do fuste da estaca durante a betonagem e ocorrer lavagem de cimento. Claro está que os solos onde existe um maior risco são solos granulares soltos, solos argilosos de baixa coesão e solos de comportamento variável. Segundo a EN 1536, de modo a garantir a estabilidade do furo e impedir a entrada descontrolada de água e/ou solo devem ser utilizados meios de suporte, onde os mais comuns são os tubos moldadores, lamas bentoníticas ou polímeros estabilizadores e trado contínuo. Caso o terreno apresente lençóis freáticos, deverão ser tecidas considerações acerca dos níveis piezométricos, tentando assim controlar a entrada de água que ocorrerá uma vez que estes sejam perfurados. Uma das medidas que tem vindo a ser utilizada para controlar esta entrada de água é realizar um aterro temporário que tenha uma cota superior ao nível piezométrico do lençol freático. Ou seja, conforme a escavação vai sendo realizada a partir do topo do aterro, assim que o lençol freático é perfurado a água ascende até ao nível piezométrico, ficando desta forma controlada pelo próprio aterro temporário, como é possível observar-se no esquema da figura 3.2.

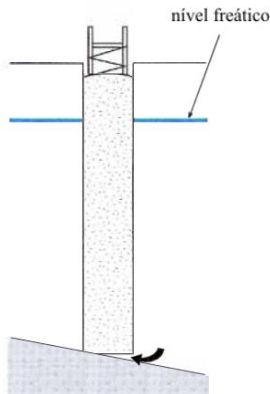


*Figura 3.2 – Aterro de contenção de água em terrenos com lençóis freáticos.*

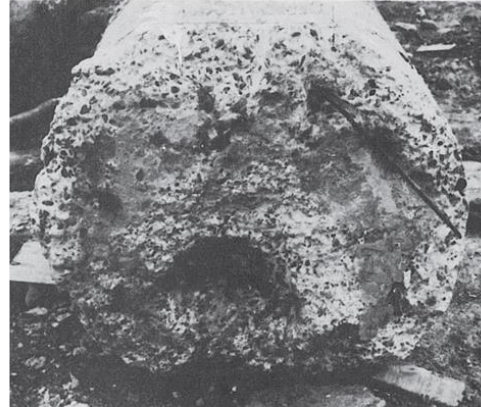
#### 3.2.1.2 Ligação entre a base da estaca e o firme

De acordo com o parágrafo 8.2.1.3 da EN 1536, para que se desenvolva a capacidade de resistência de ponta pretendida é necessário que o furo seja escavado até ao maciço de fundação previsto e que se garanta o total contacto da base com o mesmo. Caso o maciço firme esteja inclinado, a norma recomenda que a base da escavação deva ficar nivelada. Esta sugestão destina-se a evitar que solos finos, por percolação, deteriorem a base da estaca e comprometam assim a sua resistência de ponta. Na figura 3.3 apresenta-se um esquema deste processo de deterioração. Antes de proceder à betonagem é recomendado que a base do furo se encontre limpa de solo solto, detritos ou qualquer outro material que possa afectar o desempenho da estaca. Caso a betonagem seja realizada sem a

devida limpeza da base, esta ficará parcialmente preenchida por detritos de solo como é possível observar na figura 3.4.



**Figura 3.3** – Esquema da deterioração da base da estaca por percolação de finos.



**Figura 3.4** – Base da estaca devido à presença de silte antes da betonagem (Fleming, et al., 2009).

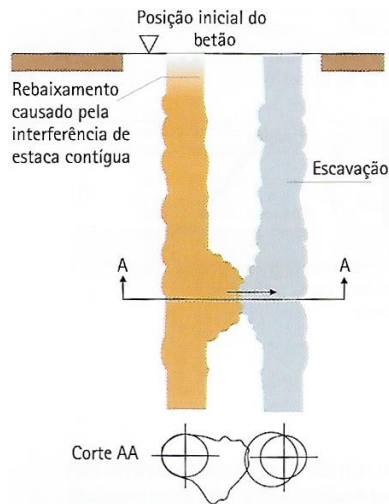
### 3.2.1.3 Escavação aberta durante um longo período de tempo

De acordo com a EN 1536 as escavações concluídas devem ser deixadas abertas apenas o tempo necessário para permitir a limpeza da base do furo, realizar as diversas verificações necessárias e, se previsto, a instalação da armadura. Caso o furo fique aberto durante um longo período de tempo poderá ocorrer que as paredes do furo percam a coesão resultando no estrangulamento da estaca e na contaminação do betão. Além de que facilmente pequenas ferramentas, sacos, botas, entre outros objectos podem facilmente cair para dentro do furo.

Contudo poderá suceder-se casos em que não seja possível terminar as estacas até ao fim do dia de trabalho. Para estas situações a EN 1536 sugere que uma profundidade equivalente a no mínimo duas vezes o diâmetro do fuste mas não inferior a 1,5 metros deva ser escavada no dia seguinte imediatamente antes da betonagem. Esta advertência tem por objectivo garantir a resistência de ponta pretendida e a qualidade da ligação da base da estaca com o firme evitando a contaminação do betão por detritos que possam ter surgido durante a noite.

### 3.2.1.4 Execução de estacas adjacentes a outras recentemente betonadas

Segundo a EN 1536 as estacas executadas com uma diferença temporal menor que 4 horas devem de ter uma distância entre centros de quatro vezes o seu diâmetro ou 2 metros, sendo adoptado o maior dos dois. Ao longo do processo de escavação as tensões radiais são reduzidas, podendo assim afectar as estacas adjacentes realizadas com pouco tempo de cura. Em terrenos pouco resistentes ou instáveis é possível mesmo verificar-se uma alteração da cota do elemento anteriormente betonado, como é possível observar-se na figura 3.5. Assim sendo, é boa prática que as estacas realizadas com uma diferença temporal menor que 4 horas sejam realizadas a uma distância mínima recomendada pela norma.



**Figura 3.5** – Execução de estacas próximas a outras recentemente betonadas (Milititsky, et al., 2005).

### 3.2.1.5 Seleção do tipo de equipamento de escavação

Conforme o parágrafo 8.2.2.1 da EN 1536, a escavação pode ser executada de forma contínua ou faseada. Os equipamentos mais comuns de uma escavação faseada são: o trado curto, trépano, limpadeira, etc. Já para a escavação contínua, o equipamento mais recorrente é o trado contínuo. De acordo com a EN 1536 o tipo de equipamento de escavação a ser usado deve ser apropriado ao tipo de solo, ao nível freático e a outras condições de modo a evitar ao máximo a formação de material solto na base do furo e permitir uma escavação rápida. Caso as paredes do furo sejam suportadas com recurso a lamas bentoníticas poderá ocorrer o caso que o próprio equipamento prejudique a estabilidade conferida pelas lamas. Assim sendo, o diâmetro e a velocidade de operação do equipamento devem ser ajustadas ao furo, evitando perturbações às paredes da escavação como a formação de “efeitos pistão” já referidos anteriormente em 3.1.2.

## 3.2.2 Patologias de escavações suportadas por tubos moldadores

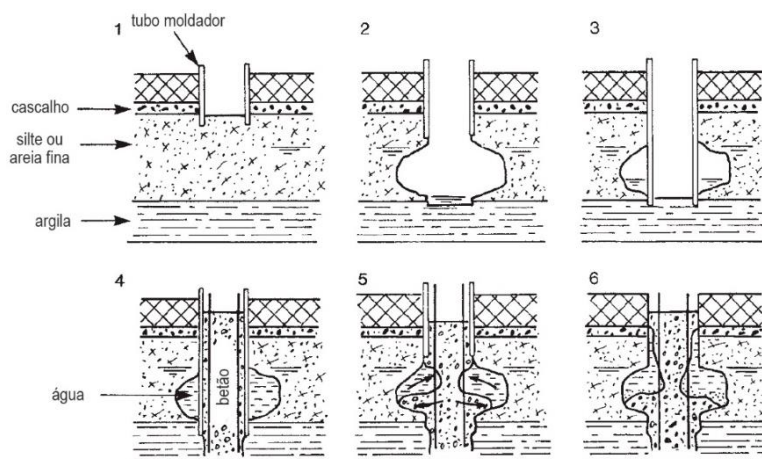
### 3.2.2.1 Recuperação do tubo moldador

De acordo com o parágrafo 8.2.3.3 da EN 1536, as técnicas de execução de estacas moldadas que envolvam tubos moldadores devem garantir a segurança da sua instalação e subsequente recuperação durante o processo de betonagem, a não ser que se trate de um tubo moldador permanente. A extracção do tubo moldador pode causar defeitos na estaca, particularmente se o *timing* da subida do tubo não for o adequado. Caso seja demasiado rápido pode ocorrer o estrangulamento da estaca, já se for demasiado lento pode ocorrer a diminuição da secção devido ao betão já seco se agarrar às paredes do tubo. Assim sendo, a norma recomenda que o tubo seja cilíndrico e sem nenhuma distorção longitudinal ou diametral significativa a fim de facilitar a sua extracção. O processo de extracção pode ainda ser agravado através da presença prévia de resquícios de betão no tubo moldador resultantes da execução de outras estacas, aumentando desta forma a fricção entre o tubo e o betão. Sendo necessário que o tubo moldador se encontre limpo antes de ser usado. Outro factor que poderá dificultar a extracção do tubo prende-se com as juntas de ligação entre dois troços de tubo. Ou seja, caso as juntas não estejam em bom estado ou caso os troços do tubo não se encontrem bem acoplados entre si, poderá ocorrer a perda de água do betão, provocando uma consolidação local. A parcela do betão

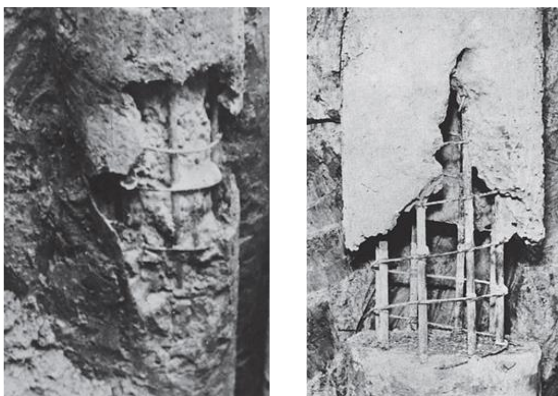
já consolidado agarra-se às paredes do tubo moldador dificultando assim a extracção do mesmo, dando-se ainda o risco de ocorrer a separação do fuste da estaca.

### 3.2.2.2 Contaminação do betão devido à presença de bolsas de água

Como referido anteriormente em 3.1.2 a EN 1536 recomenda a não instalação de tubos moldadores temporários em pré-escavações estabilizadas por lamas bentoníticas. Nestes casos, a presença do tubo moldador poderá originar a retenção de lamas em cavidades já existentes. Por sua vez, as lamas ou outros fluidos, como a água, entrarão em contacto com o betão aquando da remoção do tubo moldador conforme se observa no esquema da figura 3.6. Na figura 3.7 apresenta-se assim os defeitos que podem ocorrer nestes casos. Também é possível que estas cavidades não estejam preenchidas por nenhum fluido, no entanto com a extracção do tubo as cavidades serão preenchidas por betão e fragmentos de solo. A estaca apresentará assim aumentos de secção localizados, correspondentes ao preenchimento da cavidade pelo betão que se encontra contaminado, assim como é possível observar-se na figura 3.8.



**Figura 3.6** – Esquema da formação de bolsas de água (Fleming, et al., 2009).



**Figura 3.7** – Defeito nas estacas provocado pela presença de bolsas de água (Fleming, et al., 2009).



**Figura 3.8** – Defeito na estaca provocado por bolsas de ar (Fleming, et al., 2009).

### 3.2.3 Patologias de escavações suportadas por lamas bentoníticas

De acordo com o parágrafo 8.2.4.1 da EN 1536 as propriedades das lamas bentoníticas deverão estar de acordo com as tabelas 3.1 e 3.2 citadas anteriormente. Contudo as propriedades deste fluido podem

ainda ser alteradas devido à contaminação do solo solto libertado durante a escavação. Esta contaminação resulta assim num incremento de densidade e viscosidade, provocando uma redução das pressões internas exercidas pelas lamas e consequentemente provocando a diminuição do seu efeito estabilizador. Tal fenómeno verifica-se mais frequentemente perto da cabeça da estaca, especialmente se o nível freático estiver a uma cota elevada. A EN 1536 recomenda então a utilização de um tubo guia para evitar o colapso dos terrenos mais soltos em estratos superficiais, além da função de guiar o equipamento de escavação.

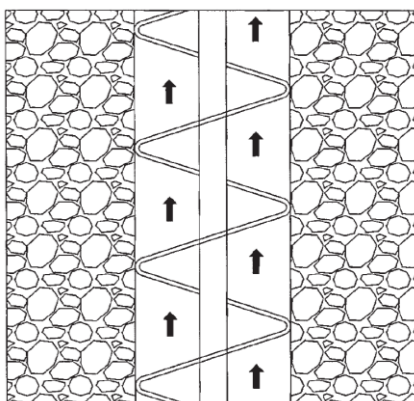
### 3.2.4 Patologias de escavações suportadas por trado contínuo

#### 3.2.4.1 Sobre-escavação lateral

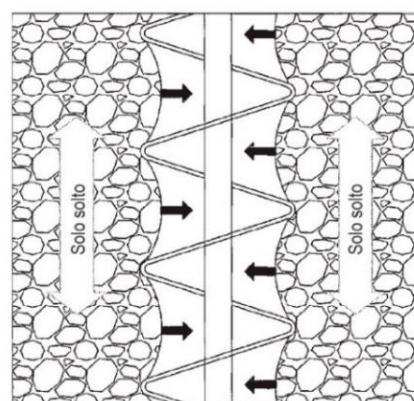
Segundo o parágrafo 8.2.5.3 da EN 1536 a escavação com trado contínuo deve ser realizada no menor espaço de tempo possível e com o menor número de rotações possível, a fim de minimizar os efeitos sobre o solo envolvente, como se pode observar na figura 3.9. A norma alerta assim o leitor para o problema da sobre-escavação lateral do terreno que ocorre, nomeadamente, quando o trado encontra um estrato de elevada dureza. O reduzido avanço da escavação juntamente com um elevado número de rotações faz com que o próprio trado fique sujeito a cargas laterais provocadas pelo solo, tornando o solo envolvente solto e susceptível à formação de cavidades preenchidas por água. Na figura 3.10 apresenta-se um esquema representativo do efeito da sobre-escavação.

A sobre-escavação lateral tende também a remover o solo que se encontra nas hélices do trado, permitindo assim que durante a betonagem o betão suba pelas hélices em vez de permanecer sempre abaixo da base do trado sob pressão. Caso o betão preencha uma grande extensão do espaço entre as hélices, poderá ocorrer que durante a formação da estaca o betão transborde para a superfície enquanto o trado ainda se encontra dentro do furo. Nesta altura, deixa então de ser possível manter o excesso de pressão que o betão deve ter na base do trado que permite evitar o estrangulamento da estaca.

Para evitar o fenómeno da sobre-escavação lateral do terreno, a norma recomenda que o equipamento de escavação seleccionado seja munido de torque suficiente para escavar o estrato de maior dureza e que tenha um passo de hélice constante em toda a sua extensão a fim de minimizar o efeito sobre o solo envolvente.



**Figura 3.9** – Esquema representativo de uma escavação normal com trado contínuo (Fleming, et al., 2009).



**Figura 3.10** – Esquema representativo do efeito da sobre-escavação (Adaptado de Fleming, et al. (2009)).



### **3.2.4.2 Extracção do trado contínuo**

Segundo a EN 1536 o trado só deve ser extraído do furo se o terreno envolvente estiver estabilizado pela ascensão de betão ou caso as paredes do furo permaneçam estáveis por si mesmas. O volume de betão necessário deve ser introduzido continuamente à medida que o trado é extraído devendo o mesmo ser monitorizado. Se a qualquer momento o trado for extraído a uma velocidade superior ao volume de injeção de betão, as paredes do furo podem colapsar ocorrendo desta forma o estrangulamento da estaca. Através de uma monitorização constante é possível evitar-se que o operador cause estas extracções repentinas e que depois tenha que abrandar para que o volume betão normalize. Estas extracções descontínuas do trado podem assim resultar em estacas com uma série de estrangulamentos e de bolbos ao invés de elementos de secção contínua (Brown, et al., 2007).

### **3.2.5 Patologias de escavações sem sustimento**

#### **3.2.5.1 Necessidade de recurso a tubo guia**

De acordo com o parágrafo 8.2.6.3 da EN 1536 a escavação sem recurso a sustimento deve ser realizada com recurso a tubo guia, a menos que a escavação seja realizada em solo firme e que o diâmetro da estaca seja inferior a 600 mm. Os estratos superiores do furo geralmente são constituídos por solos mais soltos ou menos resistentes, e portanto é natural que a norma sugira um tubo guia para assegurar a estabilidade das paredes do furo ao longo do estrato superior. Além de que este elemento é fundamental para guiar o equipamento de escavação em furos de diâmetros elevados.

#### **3.2.5.2 Instabilização da escavação**

À medida que o processo de escavação ocorre, as tensões no terreno são aliviadas, podendo gerar a entrada de solo para dentro do furo e até mesmo ocorrer o colapso da escavação. Segundo o parágrafo 8.2.6.1 da EN 1536 as escavações sem recurso a sustimento são apenas permitidas em terrenos que se mantenham estáveis durante a escavação e em que não ocorra colapso do solo para dentro do furo. A norma sugere ainda que a estabilidade de escavações sem sustimento deva ser demonstrada antes do início dos trabalhos através de estacas moldadas experimentais ou por intermédio de experiência adquirida em casos semelhantes.

Contudo, nem sempre é possível recorrer-se a estacas experimentais ou por motivos monetários ou de prazos de execução. Assim sendo, torna-se pertinente desenvolver-se uma análise criteriosa acerca da estabilidade deste tipo de escavação, com a finalidade de estudar o seu comportamento na rotura, complementando deste modo a EN 1536.

## 4. ESTABILIDADE DO FURO DE ESCAVAÇÃO

No presente capítulo apresenta-se o estudo realizado sobre a estabilidade de um furo de estaca. Antes de prosseguir com a apresentação deste estudo, convém voltar a referir o objectivo desta dissertação que se centra na discussão e clarificação dos princípios gerais enunciados na EN 1536 referentes à fase de escavação. Neste capítulo, pretende-se realizar um estudo mais aprofundado acerca de um destes princípios, discutindo-se e analisando-se a estabilidade de escavações de furos de estaca sem qualquer sustimento, nomeadamente tubos moldadores, lamas bentoníticas, trado contínuo, etc. Nesta análise só serão estudados terrenos respondendo em condições não drenadas, considerando-se assim que a eventual rotura ocorre antes de ocorrer qualquer dissipação da pressão intersticial.

A análise de estabilidade do furo é realizada de forma isolada para duas situações. A primeira situação é referente à análise da estabilidade radial do furo que pretende estudar a hipótese de colapso devido à redução das tensões radiais no terreno provocada pelo próprio processo de escavação. A outra situação prende-se no estudo da estabilidade do fundo da escavação à medida que a profundidade escavada aumenta, averiguando-se é formado um mecanismo de colapso na base.

### 4.1 Análise da estabilidade radial do furo

Nesta análise será estudada a hipótese de colapso de um furo de estaca devido ao alívio de pressões radiais provocadas no terreno através do processo de escavação. Uma vez que a secção de escavação aproxima-se bastante da secção circular é possível adoptar diversas soluções clássicas presentes na literatura que apresentam a evolução do estado de tensão ao redor deste tipo de aberturas. Nos subcapítulos que se seguem serão apresentadas soluções clássicas para maciços em regime elástico e elastoplástico sendo estas posteriormente verificadas através de uma análise numérica.

#### 4.1.1 Solução analítica em regime elástico

Numa primeira análise admite-se duas simplificações: que o terreno se comporta como meio contínuo e que este tem comportamento elástico. Na figura 4.1 apresenta-se uma placa rectangular com um furo de secção circular, de dimensões suficientemente elevadas em relação ao diâmetro da abertura para que se considere que as tensões iniciais no contorno da placa,  $\sigma_{H_1}$  e  $\sigma_{H_2}$ , não sejam afectadas pela abertura do furo.

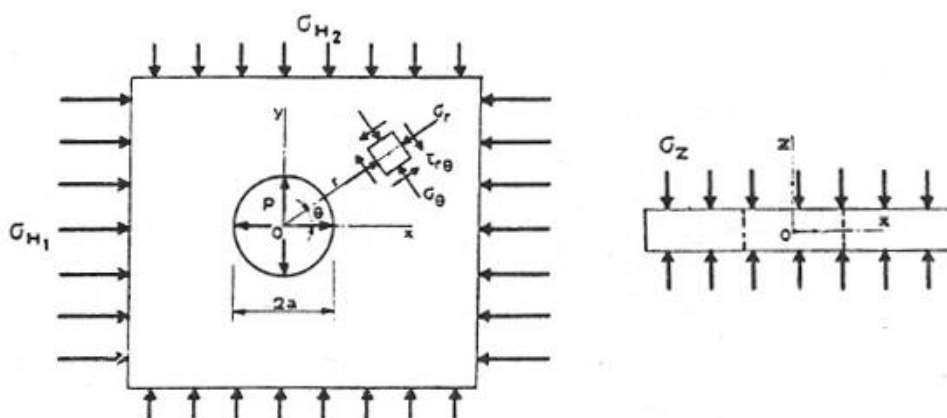


Figura 4.1 – Esquema representativo de uma placa rectangular com um furo de secção circular (Adaptado de Rocha (1976)).

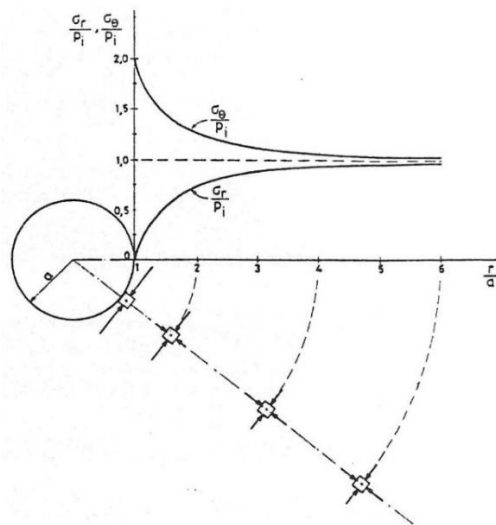
O estado de tensões no plano da placa, num ponto à distância  $r$  do eixo da abertura quando a pressão interior na parede do furo é nula,  $p = 0$ , é dado pelas conhecidas equações de Kirsch. Esta solução clássica define um estado de tensão ao redor de uma circunferência de raio  $a$ , num meio elástico infinito regido por um estado plano de tensões e submetido a um estado de tensões,  $\sigma_{H_1}$  e  $\sigma_{H_2}$ , representado em coordenadas polares pelas seguintes equações:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{1}{2}(\sigma_{H_1} + \sigma_{H_2})\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2}(\sigma_{H_1} - \sigma_{H_2})\left(1 - 4\frac{a^2}{r^2} + 3\frac{a^4}{r^4}\right)\cos 2\theta \\ \sigma_\theta &= \frac{1}{2}(\sigma_{H_1} + \sigma_{H_2})\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2}(\sigma_{H_1} - \sigma_{H_2})\left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right)\cos 2\theta \\ \tau_{r\theta} &= -\frac{1}{2}(\sigma_{H_1} - \sigma_{H_2})\left(1 + 2\frac{a^2}{r^2} - 3\frac{a^4}{r^4}\right)\sin 2\theta\end{aligned}\quad (4 - 1)$$

Sendo  $\sigma_r$  as tensões radiais,  $\sigma_\theta$  as tensões circunferenciais e  $\tau_{r\theta}$  as tensões tangenciais. Considerando que as tensões laterais iniciais do maciço são iguais em todas as direcções,  $\sigma_{H_1} = \sigma_{H_2} = p_i$ , estas expressões convertem-se em:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= p_i\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \\ \sigma_\theta &= p_i\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \\ \tau_{r\theta} &= 0\end{aligned}\quad (4 - 2)$$

Na figura 4.2 está representada a evolução de  $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$  em redor do furo. Como se pode observar, as tensões variam rapidamente com  $\frac{r}{a}$  e tendem ambas para o valor da tensão lateral inicial  $p_i$ . Ou seja, em qualquer ponto o aumento de  $\sigma_\theta$  em relação a  $p_i$  iguala a redução sofrida por  $\sigma_r$ . Na parede do furo  $\sigma_r = 0$  e  $\sigma_\theta = 2p_i$  (Rocha, 1976).



**Figura 4.2** – Evolução das tensões  $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$  em torno do furo em terreno em regime elástico (Rocha, 1976).



### 4.1.2 Solução analítica em regime elastoplástico

No presente capítulo, tal como no anterior, admite-se que o terreno se comporta como um meio contínuo, mas considera-se um comportamento mais complexo, o elástico – perfeitamente plástico. Por definição, materiais elastoplásticos, são aqueles em que o comportamento apenas se mantém elástico até serem alcançados estados de tensão que determinem a rotura, os quais são definidos pelos chamados critérios de rotura. Uma vez atingidos esses estados de tensão, as deformações podem evoluir sem modificação do estado de tensão (Rocha, 1976).

Entre os numerosos critérios de rotura, o mais habitualmente adoptado para solos respondendo a condições drenadas é o critério de Mohr-Coulomb. Segundo este critério, se o estado de tensão num ponto for  $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$ , verifica-se rotura se

$$\sigma'_1 = K_p \sigma'_3 + \sigma_c \quad (4 - 3)$$

Onde o coeficiente de impulso passivo é definido por:

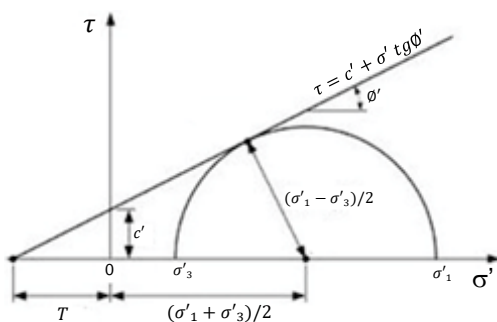
$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \quad (4 - 4)$$

E a resistência à compressão uniaxial por:

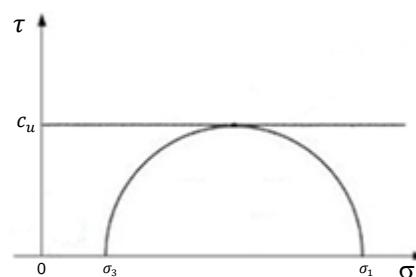
$$\sigma_c = 2c' \sqrt{K_p} \quad (4 - 5)$$

Sendo  $c'$  e  $\phi'$ , a coesão efectiva e o ângulo de resistência ao corte. Em termos representativos, figura 4.3, o critério de Mohr Coloumb corresponde a afirmar que a rotura ocorre quando as tensões principais máximas e mínimas  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$ , correspondem a uma circunferência tangente à recta

$$\tau = c' + \sigma' \text{tg}\phi' \quad (4 - 6)$$



**Figura 4.3** – Representação do critério de rotura de Mohr Coulomb (Adaptado de Neves (2016)).



**Figura 4.4** – Representação do critério de Tresca (Adaptado de Neves (2016)).

Onde a abcissa da intercepção da recta de Mohr-Coulomb com o eixo  $O\sigma'$ , é dada por

$$T = \frac{\sigma_c}{K_p - 1} \quad (4 - 7)$$

Para solos respondendo a condições não drenadas, figura 4.4, o critério de rotura adoptado é o critério de Tresca:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2c_u \quad (4 - 8)$$

Sendo  $c_u$  a resistência não drenada do maciço.

Ambos os critérios não consideram o valor da tensão principal intermédia na rotura. Pelo que, para que se possam aplicar estes critérios ao comportamento de uma abertura em equilíbrio plano de tensões, é necessário abordar o problema da tensão paralela ao eixo do furo  $\sigma_z$ , figura 4.1, ser ou não tensão intermédia.

#### 4.1.2.1 Estado de tensão em equilíbrio elastoplástico para a situação drenada

Considere-se a placa perpendicular ao eixo da abertura circular, escavada em maciço com estado de tensão inicial isotrópico no plano da secção transversal  $\sigma_{H_1} = \sigma_{H_2} = p_i$ , figura 4.1. Admitindo que  $\sigma_z$  é sempre tensão intermédia, a distribuição de tensões na zona plastificada,  $\sigma'_r$  e  $\sigma'_\theta$ , para decréscimo uniforme da pressão radial interna  $p$ , pode ser descrita da seguinte forma (Rocha, 1976):

$$\begin{aligned} \sigma'_r &= (p + T) \left(\frac{r}{a}\right)^{K_p-1} - T \\ \sigma'_\theta &= K_p(p + T) \left(\frac{r}{a}\right)^{K_p-1} - T \end{aligned} \quad (4 - 9)$$

Devido à simetria de revolução, a superfície que separa a zona plastificada da que se mantém em regime elástico, é cilíndrica circular de eixo coincidente com o eixo Oz do furo da estaca. Segundo Rocha (1976) o raio da superfície de transição  $b$  pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$b = a \left( \frac{2 - p_i + T}{K_p + 1} \frac{1}{p + T} \right)^{\frac{1}{K_p-1}} \quad (4 - 10)$$

Claro está que o estado de tensão nos pontos da superfície de transição, obtém-se a partir das Eq. 4-9 fazendo  $r = b$ , e que atendendo à Eq. 4-10 torna-se independente de  $p$

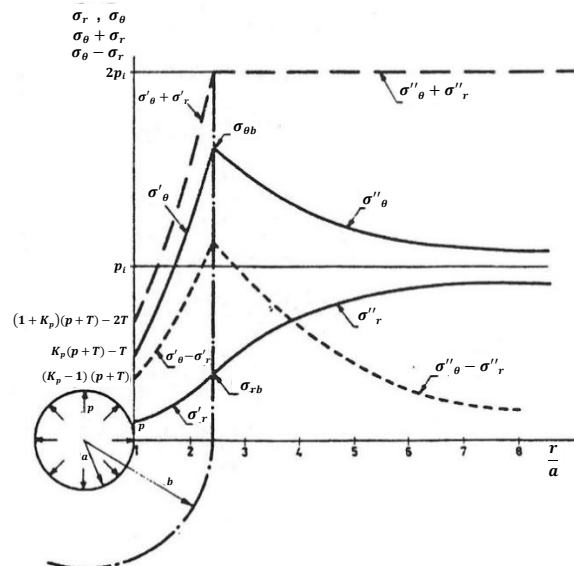
$$\begin{aligned} \sigma_{rb} &= \frac{2}{K_p + 1} p_i - \frac{K_p - 1}{K_p + 1} T \\ \sigma_{\theta b} &= \frac{2K_p}{K_p + 1} p_i + \frac{K_p - 1}{K_p + 1} T \end{aligned} \quad (4 - 11)$$

Conforme a pressão radial interna  $p$  é reduzida, a zona plastificada propaga-se mantendo-se sempre o estado de tensão na superfície de transição entre a região elástica e a plástica.

Já na zona de regime elástico, o estado de tensão é definido através da seguinte expressão (Rocha, 1976):

$$\begin{aligned} \sigma''_r &= p_i - (p_i - \sigma_{rb}) \frac{b^2}{r^2} \\ \sigma''_\theta &= p_i + (p_i - \sigma_{rb}) \frac{b^2}{r^2} \end{aligned} \quad (4 - 12)$$

Na figura 4.5 é representado o tipo de evolução das tensões  $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$  em redor do furo. Junto à parede existe uma zona já plasticificada e à medida que se afasta atinge-se a zona de transição. Imediatamente depois, encontra-se a zona que se mantém em regime elástico. Ao contrário da evolução de tensões em regime elástico (figura 4.2) o valor máximo das tensões  $\sigma_\theta$  não se verifica na parede do furo de estaca mas sim no interior do maciço, na zona de transição. Isto resulta de uma transferência das tensões mais elevadas, que são as circunferenciais, da parede do furo para o interior do maciço, o que constitui o mecanismo essencial do fenómeno de plasticificação.



**Figura 4.5** – Evolução das tensões  $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$  em torno do furo em terreno respondendo em condições drenadas (Adaptado de Rocha (1976)).

#### 4.1.2.2 Estado de tensão em equilíbrio elastoplástico para a situação não drenada

Para solos respondendo em condições não drenadas, a distribuição de tensões na zona plasticificada traduz-se pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}\sigma_r' &= p + 2c_u \log_e \frac{r}{a} \\ \sigma_\theta' &= p + 2c_u \left(1 + \log_e \frac{r}{a}\right)\end{aligned}\tag{4 - 13}$$

O raio de transição, pode ser obtido por:

$$b = a e^{\left(\frac{p_i - p}{2c_u} - \frac{1}{2}\right)}\tag{4 - 14}$$

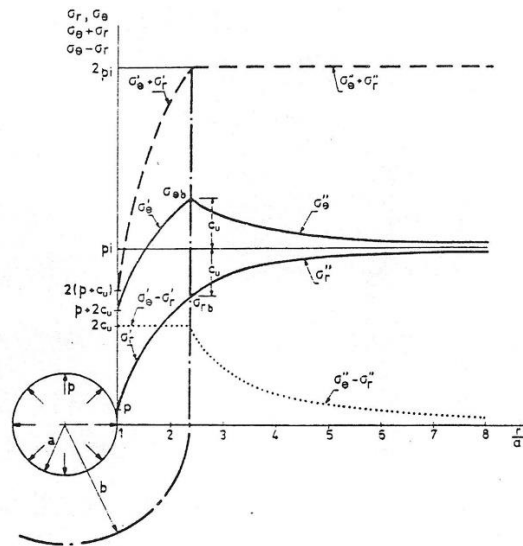
E o estado de tensão na superfície de transição é:

$$\begin{aligned}\sigma_{rb} &= p_i - c_u \\ \sigma_{\theta b} &= p_i + c_u\end{aligned}\tag{4 - 15}$$

Em que finalmente o estado de tensão na zona em regime elástico é dado por:

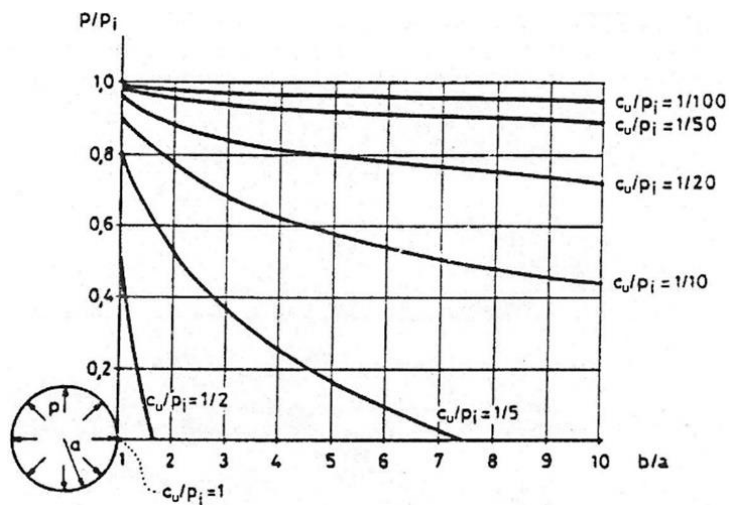
$$\begin{aligned}\sigma_r'' &= p_i - c_u \frac{b^2}{r^2} \\ \sigma_\theta'' &= p_i + c_u \frac{b^2}{r^2}\end{aligned}\tag{4 - 16}$$

Na figura 4.6 é apresentada a evolução das tensões radiais e circunferenciais, bem como a soma e a diferença destas, ao longo da distância ao eixo do furo de estaca. Note-se que a diferença entre as curvas  $\sigma_r'$  e  $\sigma_\theta'$  é constante e igual a  $2c_u$ , ou seja o material encontra-se em rotura.



**Figura 4.6** – Evolução das tensões  $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$  em torno do furo em terrenos respondendo em condições não drenadas (Adaptado de Rocha (1976)).

A figura 4.7 representa a variação da pressão interna do furo,  $p$ , com o raio da superfície de transição,  $b$ , em função da relação entre a resistência não drenada e o estado de tensão inicial,  $\frac{c_u}{p_i}$ .



**Figura 4.7** – Variação da pressão interna do furo com o raio da superfície de transição (Adaptado de Rocha (1976)).

Observa-se assim que para  $p = 0$  a plastificação inicia-se quando  $\frac{c_u}{p_i} = 1,0$  aumentando rapidamente o raio de transição com a diminuição do valor do parâmetro normalizado  $\frac{c_u}{p_i}$ .

#### 4.1.3 Estabilidade radial das paredes do furo segundo a solução analítica

Da Eq. 4-10 é possível determinar o valor da pressão radial interna do furo  $p$  em função do raio da superfície de transição:

$$p = \frac{p_i}{\text{sen}\phi'} \left( (1 - \text{sen}\phi') \left( \frac{a}{b} \right)^{\frac{2\text{sen}\phi'}{1-\text{sen}\phi'}} \left( \text{sen}\phi' + \frac{c'}{p_i} \cos\phi' \right) - \frac{c'}{p_i} \cos\phi' \right) \quad (4 - 17)$$

A qual demonstra que, excluída a hipótese de a coesão ser nula, haverá mesmo sempre um valor finito de  $b$  para o qual  $p = 0$ , isto é, um terreno elastoplástico seria sempre autoportante desde que possuísse alguma resistência à compressão uniaxial (Rocha, 1976).

No caso dos materiais puramente atríticos, em que,  $c' = 0$ , e portanto  $T = 0$ , quando  $p \rightarrow 0$ , o raio da superfície de transição tende para infinito. Ou seja, segundo esta análise elastoplástica, um furo de escavação em materiais puramente atríticos necessitaria sempre de suporte.

Para solos respondendo em condições não drenadas, através da Eq. 4-14 é também possível determinar a pressão radial interna em função de  $b$ :

$$p = p_i - 2c_u \left( \log_e \left( \frac{b}{a} \right) + \frac{1}{2} \right) \quad (4 - 18)$$

Demonstra-se assim que em condições não drenadas, excluindo a hipótese de a resistência não drenada ser nula, as paredes da abertura são sempre autoportantes independentemente da magnitude da tensão inicial do maciço,  $p_i$ . Uma vez que haverá sempre uma região plastificada finita correspondente às tensões laterais impostas pelo terreno. Por outras palavras, à medida que a tensão inicial na fronteira aumenta, a superfície de transição  $b$  aumenta para um dado valor finito, nunca sendo formado um mecanismo de colapso.

#### 4.1.4 Análise numérica da estabilidade radial do furo

A análise numérica apresentada é com recurso ao software FLAC 2D – *Fast Lagrangian Analysis Continua*. Este programa computacional modela meios contínuos através de formulações derivadas das técnicas de diferenças finitas (MDF). Conforme o nome indica, o método consiste na resolução de equações diferenciais através da aproximação de derivadas por diferenças finitas.

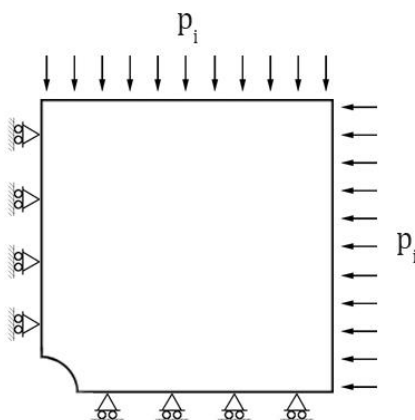
Neste capítulo que se segue pretende-se através do FLAC, verificar as soluções analíticas apresentadas anteriormente assim como verificar também a estabilidade radial de um furo em terrenos respondendo a condições não drenadas. Os resultados obtidos através da ferramenta numérica serão assim confrontados com os obtidos através das soluções analíticas, permitindo assim avaliar a fiabilidade dos resultados obtidos pelo FLAC. Uma síntese destas verificações pode ser consultada através da tabela 4.1.

**Tabela 4.1** – Verificações realizadas através do Software FLAC.

Configuração do modelo	Verificação	Solução Analítica	Malha utilizada
Estado plano de tensões	Estado de tensão em redor do furo em material elástico	Kirsch	20x20m
	Estado de tensão em redor do furo em material elastoplástico e estabilidade radial da abertura.	Solução analítica Rocha (1976)	20x20m

#### 4.1.4.1 Metodologia de modelação numérica da análise de estabilidade radial

A verificação numérica das soluções analíticas previamente apresentadas em 4.1.1 e 4.1.2 será realizada em estado plano de tensão com o plano perpendicular ao eixo do furo. Devido à simetria do problema apenas um quarto deste necessita ser analisado. Apresenta-se assim na figura 4.8 o modelo que se pretende analisar no software FLAC.



**Figura 4.8** – Modelo que se pretende estudar no software FLAC para análise da estabilidade radial do furo.

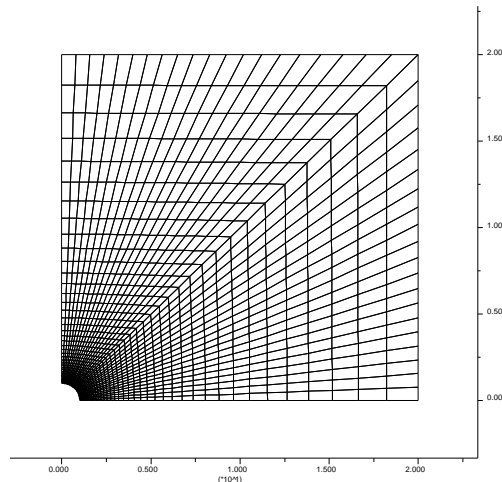
A malha de diferenças finitas utilizada consiste numa malha de 40x40 elementos quadrilaterais, formulada através de uma função denominada por *HOLE.fis*. Esta função é escrita em linguagem *FISH*, (linguagem de programação do FLAC), e vem incluída com o *software* aquando da sua instalação, podendo esta ser consultada no Anexo 1.

A função *HOLE.fis* permite criar uma malha radial de um quarto de círculo em que cada ponto nodal é definido por coordenadas polares *alfa* e *ro*. A malha pode ser ajustada, alterando apenas as variáveis *rmin* (raio do interior do furo), *rmul* (número de raios desde o eixo até à fronteira) e *gratio* (índice espaçamento da malha).

Para esta análise o valor adoptado para raio do interior do furo é de 1 metro. Já a distância do centro do furo à fronteira toma um valor de 10 vezes o diâmetro adoptado, uma vez que é esta a relação recomendada pelo próprio *software* para análises de escavações singulares. Para o índice de espaçamento da malha foi adoptado o valor de 1,10 por forma a refinar a malha na zona próxima à parede do furo e a obter resultados mais precisos nessa zona. Na tabela 4.2 encontram-se indicados o valor dos parâmetros de entrada da função *HOLE.fis* para a realização da malha que se encontra também ilustrada na figura 4.9.

**Tabela 4.2** – Valores das variáveis de entrada adoptados na função HOLE.fis para a realização da malha.

Valores das variáveis de entrada adoptados	
<i>rmin</i> - raio do furo da estaca [m]	1,00
<i>rmul</i> - número de raios do furo desde o eixo até à fronteira	20
<i>Gratio</i> - índice espaçamento da malha	1,10



**Figura 4.9** – Malha de diferenças finitas de 20 m x 20 m com 1600 elementos quadriláteros.

Uma vez que este problema é analisado tirando partido da sua própria simetria, as condições de fronteira impostas neste modelo devem também respeitar esta simplificação. Assim sendo, nas fronteiras são impedidos apenas os deslocamentos perpendiculares a estas.

As verificações que se pretendem realizar são, portanto, referentes a dois tipos de comportamento dos materiais, comportamento elástico e elastoplástico. As propriedades do terreno em regime elástico inseridas, são respectivas a um solo modelo. Contudo, é importante notar que para a análise em regime elástico, estas não terão propriamente grande interferência no estudo do estado de tensões.

Na análise de maciços em regime elastoplástico, como referido anteriormente, a verificação do estado de tensões ao redor de um furo será realizada para a situação não drenada. Nesta situação assume-se que as variações volumétricas são praticamente nulas pelo que nesta análise adopta-se um valor de coeficiente de poisson ( $\nu$ ) muito próximo de 0,5. Segundo Rocha (1976), quando a pressão no interior do furo é nula a plastificação inicia-se para  $\frac{c_u}{p_i} = 1,0$ , sendo que a zona plastificada aumenta conforme o valor deste parâmetro normalizado decresce. Assim sendo, nesta verificação serão analisadas as evoluções das tensões principais máximas e mínimas para os valores de  $\frac{c_u}{p_i}$  de 1,0; 0,4; 0,3 e 0,25 pretendendo-se assim verificar a evolução do estado de tensão à medida que a região plastificada aumenta. Desta forma, o valor da pressão lateral,  $p_i$ , mantém-se fixo à medida que a resistência não drenada do maciço varia. Consequentemente o módulo de elasticidade deveria também variar em conformidade com a resistência não drenada, mas uma vez que este não terá grande influência no estudo do estado de tensões, assume-se que o módulo de elasticidade mantém-se igual em todos os casos. Na tabela 4.3 são identificadas as propriedades dos terrenos utilizados nas análises dos dois tipos de comportamento do solo.

**Tabela 4.3** – Propriedades dos solos introduzidos nas análises numéricas.

Propriedades dos solos introduzidos	E (MPa)	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)	$p_i$ (kPa)
Análise em regime elástico	10	0,45	20	---	100
Análise em regime elastoplástico	10	0,45	20	25 a 100	100

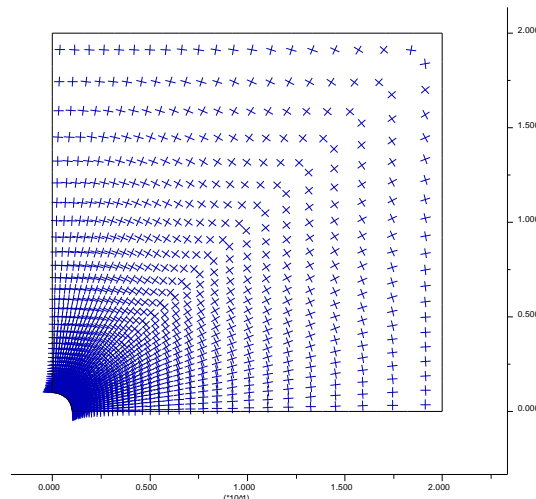
Em conformidade com a solução analítica anteriormente apresentada, o critério de rotura adoptado nesta análise numérica é também o critério de Tresca. Para aplicar este critério de rotura no *software* FLAC, é necessário adoptar o critério de Mohr Coulomb, fazendo  $\phi = 0$  e  $\psi = 0$ , sendo  $\psi$  o ângulo de dilatação do solo.

Como referido em 4.1.2, os materiais que respondem em condições não drenadas são sempre autoportantes face à escavação de um furo circular. Ou seja, à medida que as tensões na fronteira aumentam, a zona de plastificação progride sem nunca ocorrer colapso. Note-se que na solução analítica apresentada por Rocha (1976) o colapso não é tido como uma limitação de deslocamentos mas sim como a formação de uma cunha de rotura que dê origem a um mecanismo de colapso.

Deste modo, procede-se também a uma verificação da estabilidade radial das paredes do furo. Esta verificação é realizada através do decréscimo do parâmetro normalizado  $\frac{c_u}{p_i}$ , monitorizando-se os pontos de plastificação bem como os deslocamentos radiais junto à parede do furo. Estes deslocamentos são analisados através de uma verificação da progressão do cálculo iterativo. Isto é, em cada 5 iterações o valor dos deslocamentos radiais vai sendo armazenado, sendo possível representar uma curva da evolução dos deslocamentos à medida que o programa computacional realiza o cálculo iterativo. Esta curva será então analisada por forma a verificar se é alcançado um estado de equilíbrio ou de colapso.

#### 4.1.4.2 Resultados da simulação numérica da análise de estabilidade radial

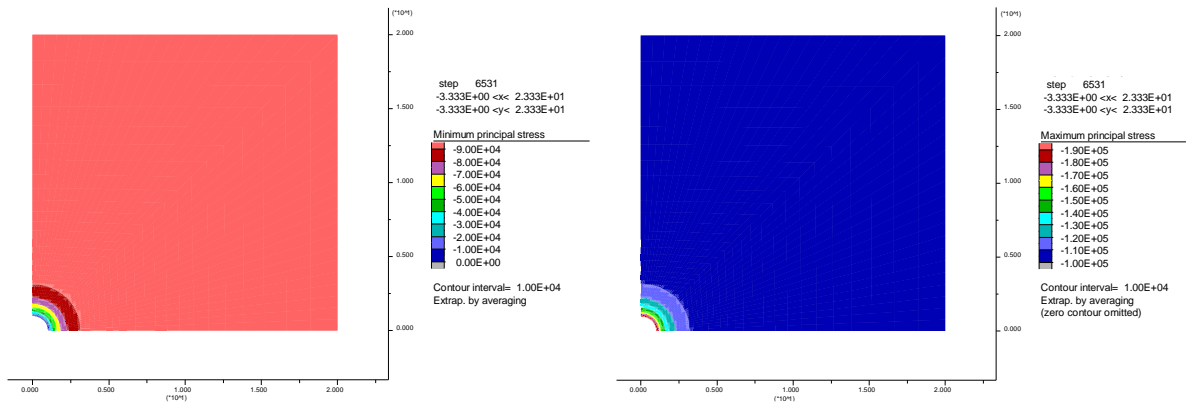
A simulação numérica realizada em materiais de regime elástico é confrontada com a tão bem conhecida solução clássica de Kirsch. Esta solução define um estado de tensões principais ao redor de uma abertura circular, considerando como direcções principais as direcções radiais e circunferenciais. Na figura 4.10, verifica-se as direcções principais obtidas pela modelação numérica, onde se confirma as direcções principais definidas na solução de Kirsch.



**Figura 4.10** – Direcções principais obtidas na simulação numérica para materiais elásticos.

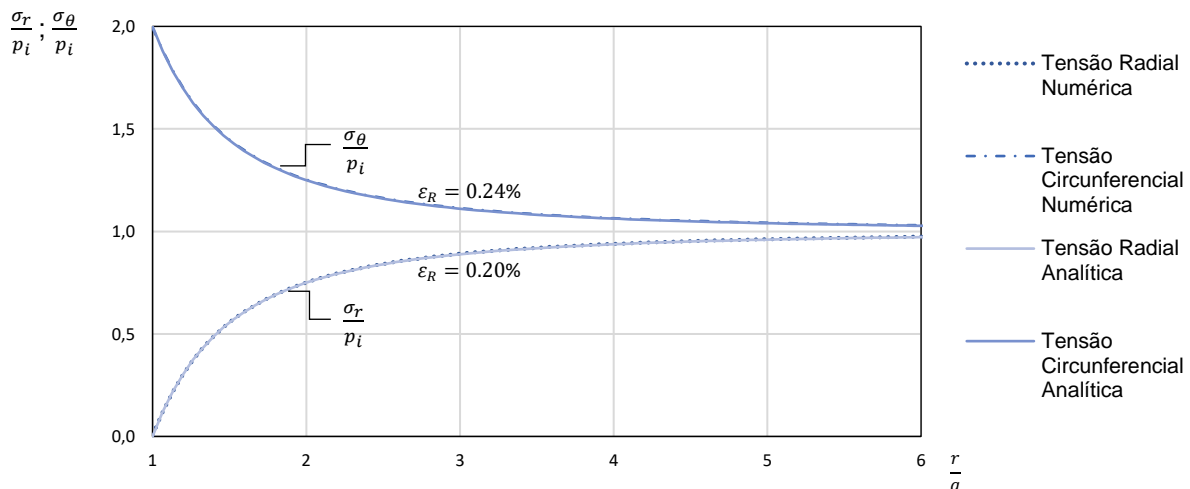


Na figura 4.11 estão representadas as tensões principais mínimas à esquerda e as máximas à direita, respectivamente, as radiais e as circunferenciais. Como é possível observar-se, tal como referido na solução analítica, as tensões principais variam rapidamente à medida que nos afastamos da parede do furo, tendendo ambas para o estado de tensão inicial  $p_i$ .



**Figura 4.11** – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elásticos.

Na figura 4.12, apresenta-se um perfil perpendicular à parede do furo da evolução das tensões radiais e circunferenciais, obtidas através da simulação numérica em materiais elásticos e comparadas simultaneamente com a solução clássica de Kirsch.

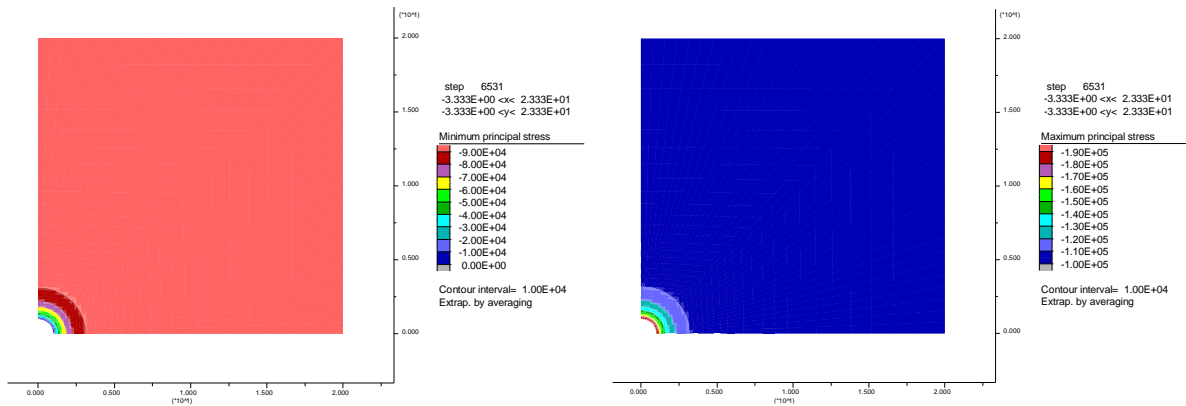


**Figura 4.12** – Comparação entre a evolução das tensões  $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$  obtidas na análise numérica e as obtidas através da solução clássica de Kirsch. Erros relativos médios  $\epsilon_R$ .

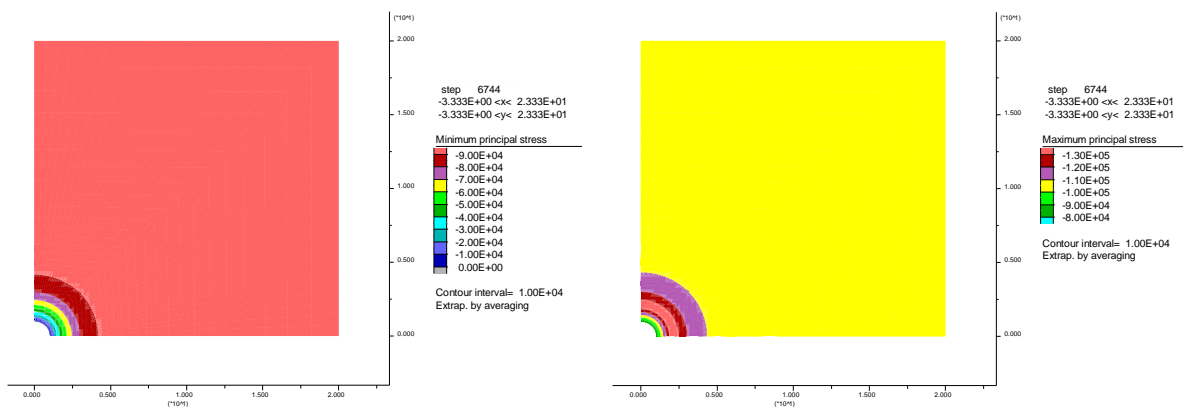
O erro relativo é determinado a partir da diferença entre o valor analítico e o numérico para o mesmo ponto a dividir pelo respectivo valor analítico. O erro relativo médio das tensões radiais é de 0,20%, ao passo que o das tensões circunferenciais é de 0,24%, verificando-se assim valores muito reduzidos pelo que leva a concluir que a simulação numérica realizada é bastante fiel à solução clássica de Kirsch.

A simulação numérica realizada para materiais elastoplásticos recorre também à mesma malha definida acima de 20 x 20 metros. Esta simulação é confrontada com a solução analítica apresentada na obra de Rocha (1976) para a situação não drenada, definida em 4.1.2.2. Nas figuras 4.13, 4.14, 4.15 e 4.16

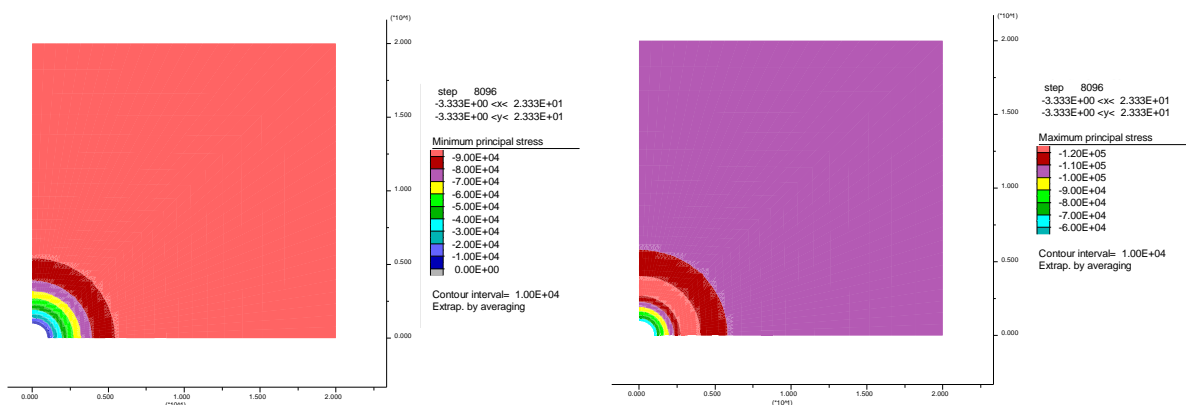
apresentam-se as tensões principais obtidas na simulação numérica para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$ , de modo a observar-se a evolução do estado de tensões do maciço desde o início do fenómeno de plastificação.



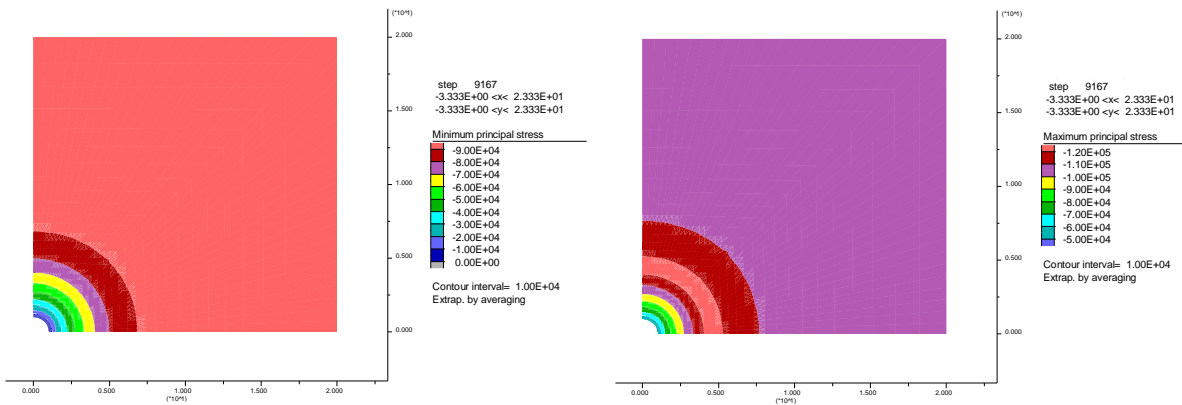
**Figura 4.13** – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elastoplásticos para  $\frac{c_u}{p_i} = 1,0$  onde a partir daqui se inicia o fenómeno de plastificação.



**Figura 4.14** – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elastoplásticos para  $\frac{c_u}{p_i} = 0,4$ .



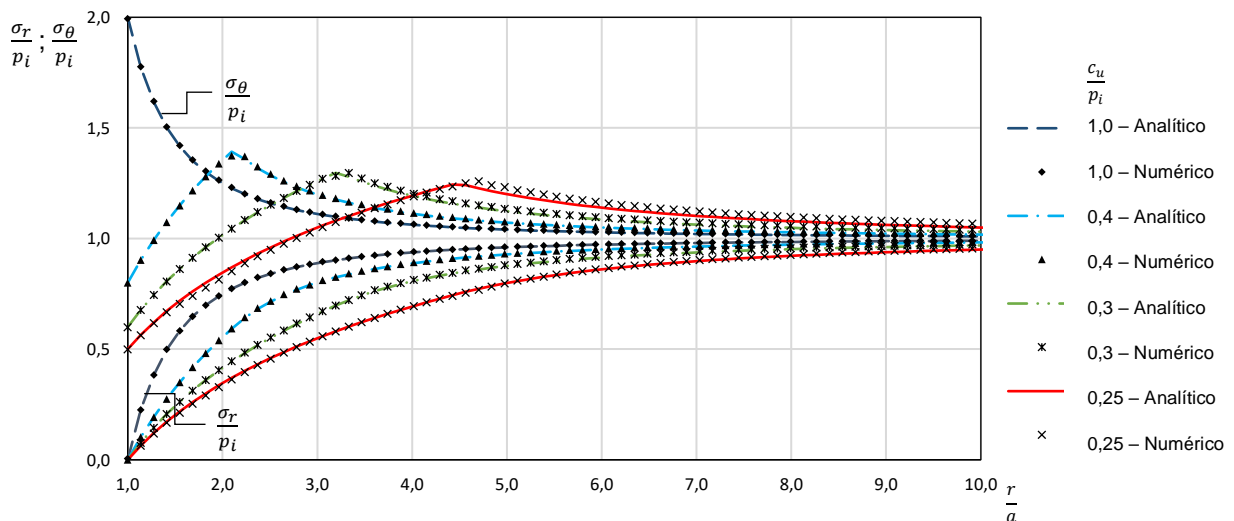
**Figura 4.15** – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elastoplásticos para  $\frac{c_u}{p_i} = 0,3$ .



**Figura 4.16** – Tensões principais mínimas (à esquerda) e tensões principais máximas (à direita) obtidas na simulação numérica em materiais elastoplásticos para  $\frac{c_u}{p_i} = 0,25$ .

Na figura 4.13, verifica-se o valor mais elevado da tensão principal máxima junto à parede do furo. Mas à medida que o valor de  $\frac{c_u}{p_i}$  vai decrescendo (figuras 4.14, 4.15 e 4.16) este valor máximo verifica-se, cada vez mais no interior do maciço. Esta transferência de tensões mais elevadas para dentro do maciço observa-se também na solução analítica apresentada na obra de Rocha (1976), uma vez que este mecanismo é próprio do fenómeno de plastificação. A superfície de transição que separa a região plastificada da que ainda se encontra em regime elástico ocorre quando a tensão circunferencial atinge o valor máximo, sendo esta visível nas figuras acima. Verifica-se assim na simulação numérica que a superfície de transição é cilíndrica circular de eixo coincidente com o eixo do furo. Confirma-se então que quanto menor for o valor de  $\frac{c_u}{p_i}$  maior será a região plastificada.

Seguidamente, na figura 4.17, é apresentado um perfil perpendicular à parede do furo da evolução das tensões radiais e circunferenciais, obtidas através da simulação numérica em materiais elastoplásticos e comparadas simultaneamente com a solução analítica apresentada na obra de Rocha (1976) para a situação não drenada. Os resultados obtidos são respectivos à distribuição de tensões,  $\frac{\sigma_r}{p_i}$  e  $\frac{\sigma_\theta}{p_i}$ , para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$ .



**Figura 4.17** – Comparação da distribuição de tensões obtida na análise numérica com a solução analítica apresentada por Rocha (1976) para terrenos em condições não drenadas.

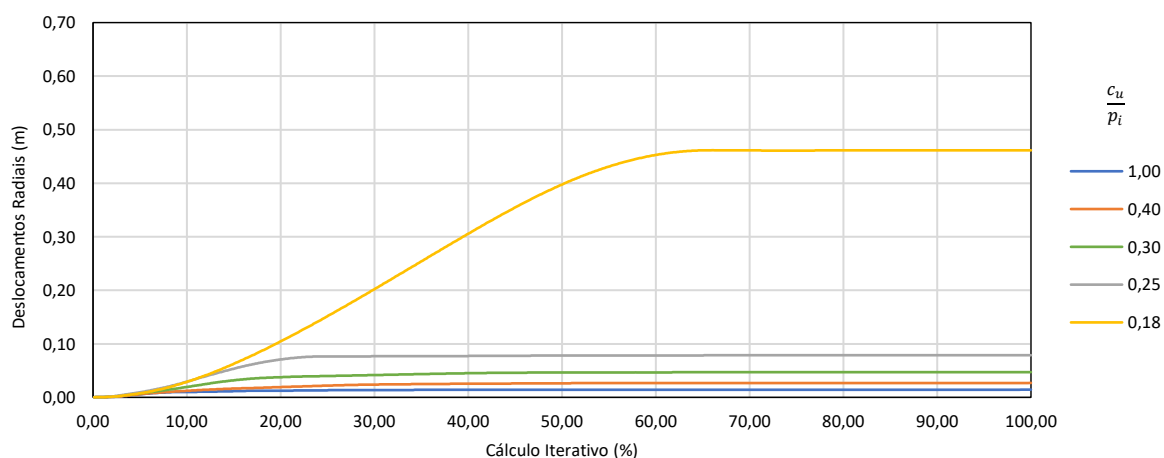
Uma vez que os valores dos erros médios apresentados na tabela 4.4 são bastante reduzidos, é possível concluir que a análise numérica é bastante fiel à solução analítica apresentada por Rocha (1976). A maior diferença entre estas duas soluções reside no valor de tensão circunferencial máximo, o que é perfeitamente espectável visto que não existe pontos nodais na posição exacta da superfície de transição entre o regime elástico e o elastoplástico. Apesar de reduzidos, é possível notar-se também que os erros relativos vão sendo cada vez mais elevados conforme o decréscimo do parâmetro normalizado de  $\frac{c_u}{p_i}$ . Isto deve-se ao facto de a malha ser menos refinada à medida que se afasta da parede do furo. Ou seja, conforme o valor de  $\frac{c_u}{p_i}$  vai sendo reduzido, a zona de transição irá cada vez mais afastar-se das paredes do furo, onde a malha é menos refinada e portanto não é possível proporcionar resultados tão precisos.

**Tabela 4.4** – Erros relativos médios da distribuição de tensões determinadas através da análise numérica para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$ .

Erro relativo médio	$\frac{c_u}{p_i} = 1,0$	$\frac{c_u}{p_i} = 0,4$	$\frac{c_u}{p_i} = 0,3$	$\frac{c_u}{p_i} = 0,25$
$\frac{\sigma_r}{p_i}$	0,17%	0,30%	0,47%	0,69%
$\frac{\sigma_\theta}{p_i}$	0,18%	0,31%	0,53%	0,84%

Relativamente à análise numérica da estabilidade radial do furo, esta é realizada para a mesma malha utilizada nas simulações anteriores de 20 x 20 metros, usando os mesmos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$  simulados na análise acima. Contudo, uma vez que as conclusões retiradas na solução analítica acerca da estabilidade radial verificam a não ocorrência de colapso por mais reduzido que seja o valor de  $\frac{c_u}{p_i}$ , é pertinente analisar outros valores ainda mais reduzidos. Assim sendo, para além dos valores definidos acima é também analisado o valor de  $\frac{c_u}{p_i} = 0,18$ .

Na figura 4.18 apresenta-se a evolução do cálculo iterativo dos deslocamentos radiais num ponto de controlo localizado na parede do furo de 1 metro de raio, para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$ .



**Figura 4.18** – Evolução dos deslocamentos radiais num ponto localizado na parede do furo de 1 metro de raio para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$ .

Nas figuras 4.19, 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23 são representados os pontos de plastificação respectivos aos valores de  $\frac{c_{11}}{p_i}$  estudados na figura a cima.

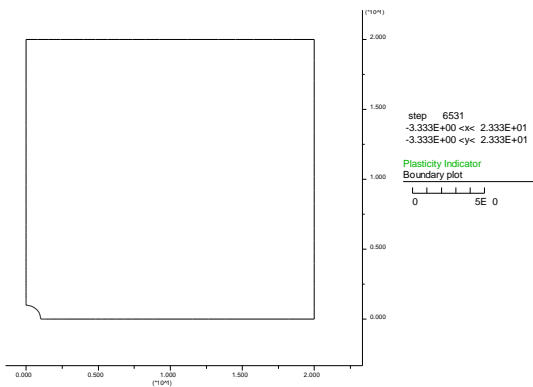


Figura 4.19 – Zona plastificada para o valor  $\frac{c_{11}}{p_i} = 1,0$ .

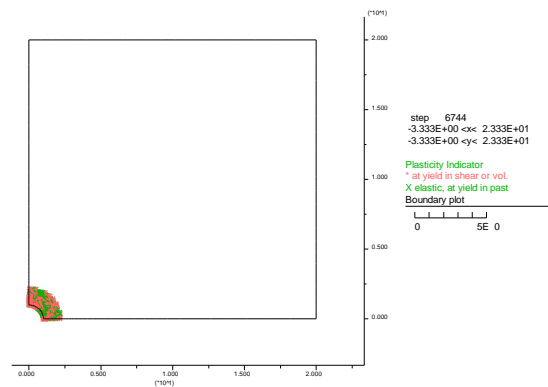


Figura 4.20 – Zona plastificada para o valor  $\frac{c_{11}}{p_i} = 0,4$ .

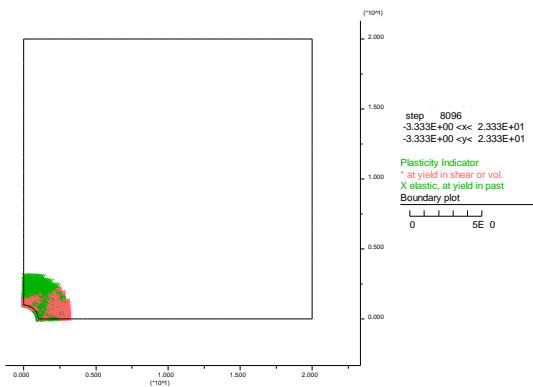


Figura 4.21 – Zona plastificada para o valor  $\frac{c_{11}}{p_i} = 0,3$ .

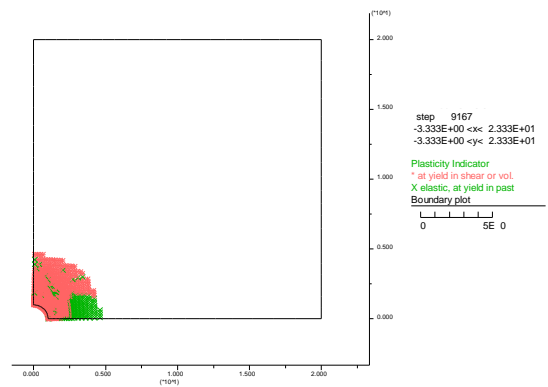


Figura 4.22 – Zona plastificada para o valor  $\frac{c_{11}}{p_i} = 0,25$ .

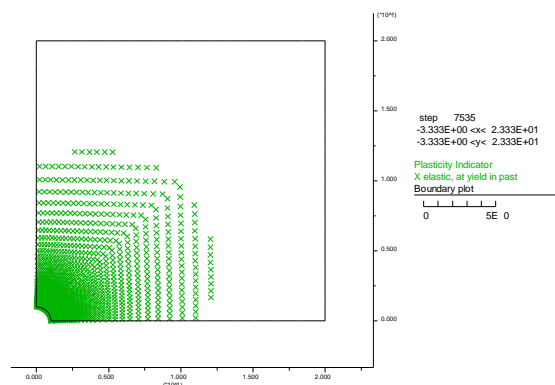


Figura 4.23 – Zona plastificada para o valor  $\frac{c_{11}}{p_i} = 0,18$ .

Como é possível observar na figura 4.18, a progressão iterativa dos deslocamentos radiais tende para um determinado valor finito, verificando-se desta forma que é alcançado um estado de equilíbrio, mesmo para valores tão reduzidos como  $\frac{c_{11}}{p_i} = 0,18$ . Caso contrário a progressão iterativa dos deslocamentos teria um andamento completamente diferente, ou seja, à medida que o software

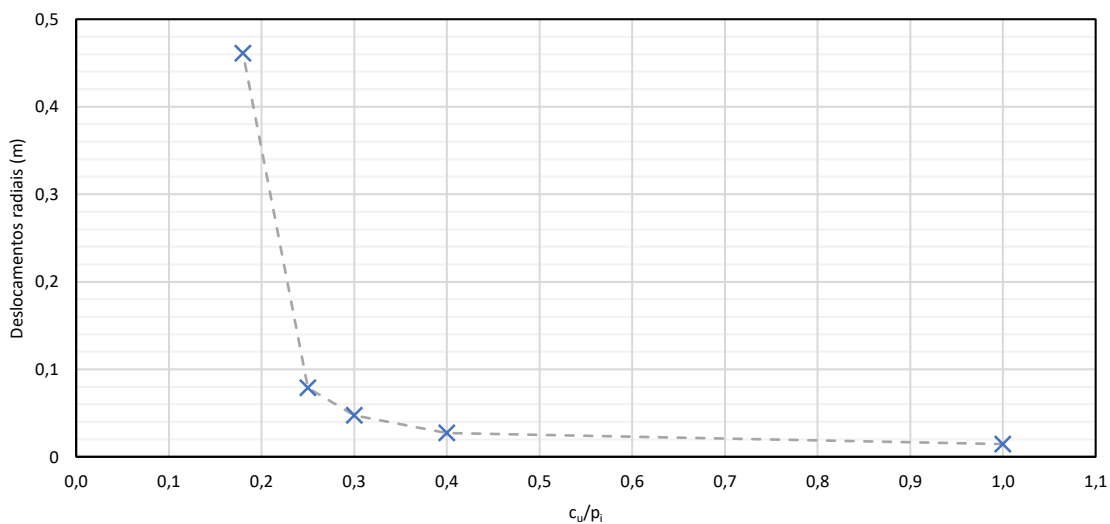
realizava o cálculo iterativo os deslocamentos seriam cada vez mais elevados, sendo este um andamento característico de um estado de colapso.

Desta forma, conclui-se que para todas as análises referentes aos diferentes valores de  $\frac{c_u}{p_i}$  são alcançados estados de equilíbrio, e que para cada estado de equilíbrio existe uma região plastificada, sendo esta tanto maior quanto menor for o valor de  $\frac{c_u}{p_i}$  adoptado. Verifica-se então o que já a solução analítica tinha concluído, que não ocorre colapso radial da parede do furo. Uma vez que quando a resistência não drenada  $c_u$  do maciço decresce relativamente ao estado inicial de tensão,  $p_i$ , a zona de plastificação vai conseqüentemente aumentando, não sendo formado qualquer mecanismo de colapso.

#### 4.1.4.3 Critério de deslocamentos radiais

Apesar de não haver rotura radial da parede do furo, os deslocamentos radiais excessivos podem comprometer a boa execução da estaca moldada, levando ao estrangulamento da secção. Assim sendo é necessário definir-se um critério que indique os valores de deslocamentos radiais admissíveis à boa execução de uma estaca.

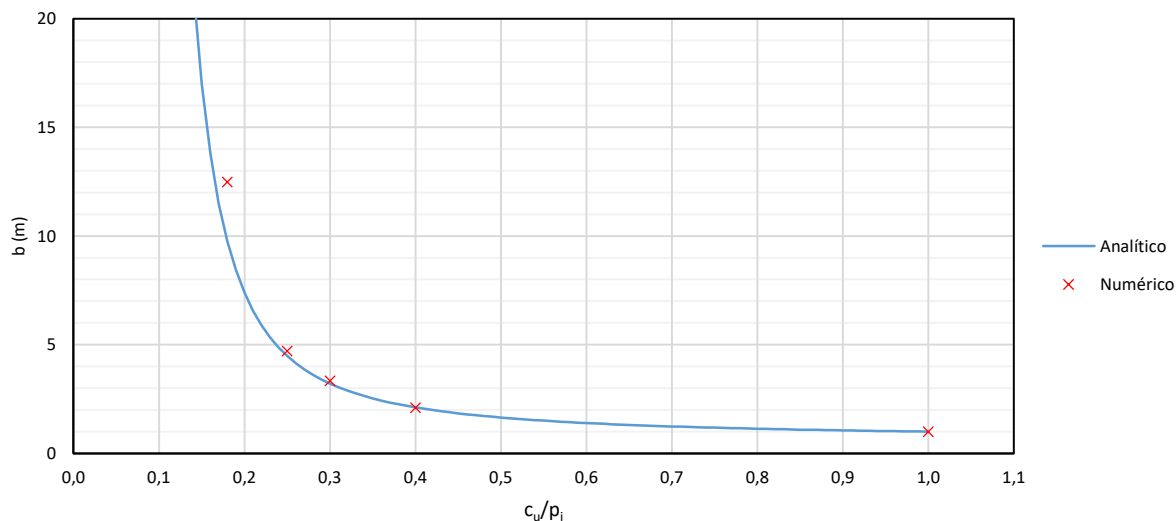
Para este caso de estudo assume-se como critério de deslocamentos,  $\frac{\Delta d}{d} \leq 0,05$ , sendo  $d$  o diâmetro do furo. Ou seja, é admitido uma variação volumétrica inferior ou igual a 10% do volume total do furo. Portanto, uma vez que o raio do furo é de 1 metro, os deslocamentos radiais admissíveis são iguais ou inferiores a 0,05 m. Na figura 4.24 observa-se os deslocamentos radiais obtidos na simulação numérica num ponto de controlo localizado na parede do furo, para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$ .



**Figura 4.24** – Deslocamentos radiais obtidos pela simulação numérica num ponto localizado junto à parede do furo de 1 metro de raio para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$ .

Observa-se assim que para  $\frac{c_u}{p_i} = 0,3$ , os deslocamentos radiais obtidos pela análise numérica são de 0,047 m, aproximadamente 0,05 m. Define-se portanto, de acordo com o critério acima adoptado, que é apenas possível garantir uma boa execução de estacas moldadas para valores de  $\frac{c_u}{p_i}$  iguais ou superiores a 0,3.

Na figura 4.25 apresenta-se os valores do raio da superfície de transição,  $b$ , obtidos para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$  e comparados simultaneamente com a solução analítica de Rocha (1976) já anteriormente representada pela Eq. 4-14 deste trabalho.



**Figura 4.25** – Comparação entre o raio de transição  $b$  obtido nas análises numéricas para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$  com a solução analítica de Rocha (1976).

Verifica-se uma vez mais, que a região plastificada aumenta exponencialmente com o decremento do valor de  $\frac{c_u}{p_i}$  pelo que naturalmente os deslocamentos radiais obtidos na parede do furo aumentam em conformidade com o aumento da região plastificada, podendo isto ser verificado em conjunto com a figura 4.24. Na figura 4.25 é também possível verificar que para valores de  $\frac{c_u}{p_i}$  inferiores a 0,3 o raio de plastificação começa a ter um aumento exponencial, depreendendo-se que também a partir deste valor os deslocamentos radiais passam a ter um aumento bastante significativo.

Contudo nesta análise numérica, à medida que se variou o valor da resistência não drenada para os diversos valores de  $\frac{c_u}{p_i}$  analisados, o valor do módulo de elasticidade,  $E$ , manteve-se constante. No entanto, à medida que a resistência não drenada decresce o módulo de elasticidade deveria também de decrescer. Ainda assim, de modo a simplificar o problema optou-se por manter o valor do módulo de elasticidade constante em todas as análises.

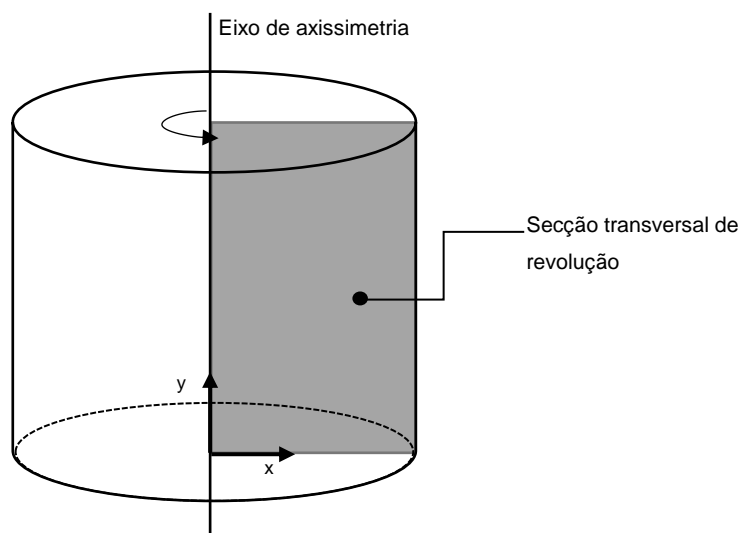
## 4.2 Análise da estabilidade do fundo do furo

Após verificado que não é formado um mecanismo de colapso pela redução das tensões radiais no terreno, torna-se ainda mais pertinente estudar a possibilidade de colapso na base da escavação. Por outras palavras, verificar se a alívio das tenções verticais em conjunto com o alívio das tenções radiais na zona do fundo da escavação, origina um mecanismo de rotura tridimensional. Onde em simultâneo com o movimento das paredes da escavação para o interior do furo ocorrerá também um movimento ascendente da base da escavação.

Uma vez que não foram encontradas na literatura soluções analíticas para esta problemática, este estudo partirá directamente para uma análise numérica que será apresentada e discutida nos subcapítulos seguintes.

#### 4.2.1 Análise numérica da estabilidade do fundo do furo

A análise numérica aqui realizada tira partido da simetria de revolução do próprio problema. As estruturas de simetria de revolução ou axissimétricas são estruturas que podem ser geradas rodando a sua secção transversal 360° segundo o eixo de revolução, conforme apresentado na figura 4.26.



**Figura 4.26** – Estrutura de revolução gerada pela rotação da sua secção transversal em torno do seu eixo de axissimetria.

Estas estruturas tridimensionais podem ser definidas no plano que contenha o eixo de axissimetria, através das suas secções transversais de revolução. Por outras palavras, este problema pode ser totalmente representado no espaço bidimensional, o que leva a que esta análise numérica possa ser realizada com recurso ao software FLAC 2D, modelada em estado axissimétrico.

Nesta simulação numérica pretende-se, portanto, estudar a estabilidade do fundo de escavação de um furo de estaca moldada em terrenos que respondam em condições não drenadas. O processo de escavação do furo é simulado através de uma escavação faseada, em que além de retratar melhor o que ocorre na realidade, permite determinar mais facilmente a profundidade de escavação crítica. Esta profundidade é alcançada a partir do momento em que se verifica um estado de colapso na base do furo.

Este estudo é realizado para dois casos, em que o primeiro consiste na análise da profundidade de escavação crítica de um furo sem qualquer tipo de sustimento e o segundo pretende analisar o mesmo furo mas na presença de água em toda a sua profundidade. Comparando os resultados das profundidades de escavação crítica obtidos no caso 1 e no caso 2, é possível analisar-se o contributo que a presença de água confere à estabilidade do furo de estaca. Uma vez que esta análise é realizada para a situação não drenada, esta simulação será, portanto, em tensões totais. A tabela 4.5 apresenta uma descrição sintetizada das simulações numéricas dos dois casos.

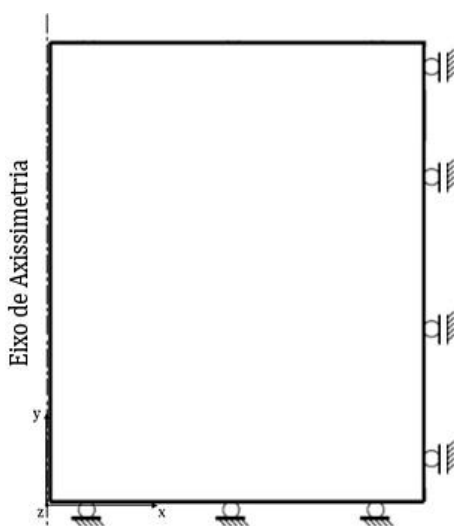


**Tabela 4.5** – Síntese dos casos de estudo que se pretendem simular no programa computacional FLAC.

Casos de estudo	Configuração do modelo	Presença de água no interior do furo	Tipo de escavação	Malha utilizada
Caso 1	Estado Axissimétrico	Não	Faseada de 2 em 2 metros	20 x 30 m
Caso 2		Sim	Faseada de 2 em 2 metros	50 x 60 m

#### 4.2.2 Metodologia de modelação da estabilidade do fundo do furo

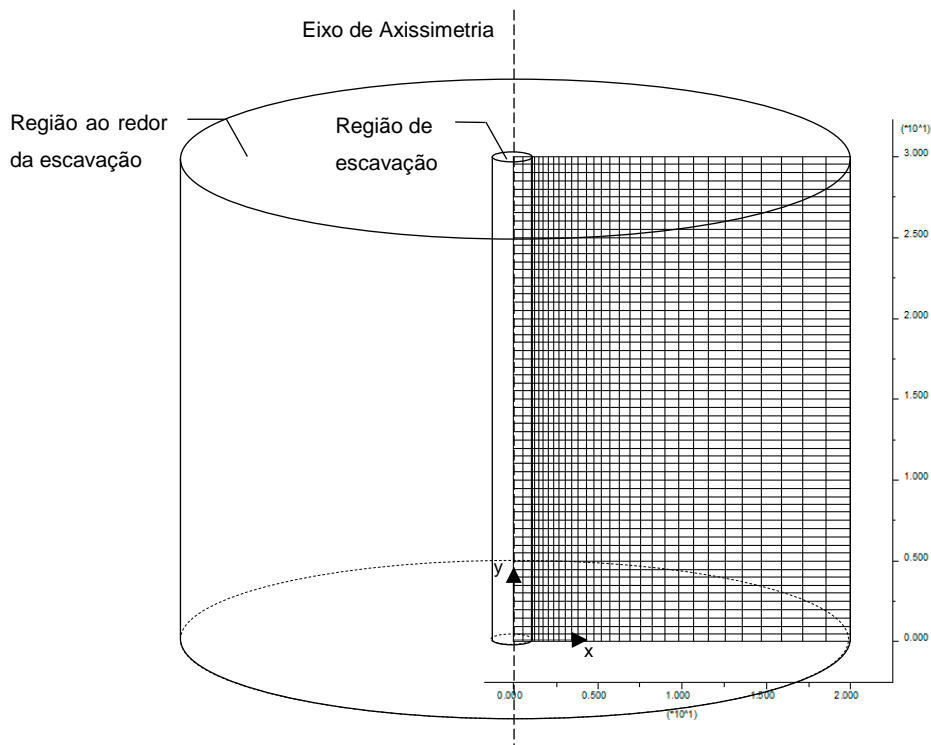
Assim como referido anteriormente, esta análise será realizada tirando partido da simetria de revolução deste problema. Apresenta-se então na figura 4.27, o modelo da secção transversal de revolução que se pretende analisar no *software* FLAC.



**Figura 4.27** – Modelo que se pretende estudar no *software* FLAC para a análise do fundo da escavação do furo.

Nas simulações realizadas em estado axissimétrico, o FLAC utiliza coordenadas cilíndricas. Isto é, a direcção positiva de  $x$  corresponde às coordenadas radiais, a direcção positiva de  $y$  às coordenadas axiais e por fim, a direcção perpendicular ao plano (direcção  $z$ ) corresponde às coordenadas circunferenciais. Por definição o FLAC, nas análises de problemas de revolução cilíndrica, define o eixo de axissimetria na coordenada  $x = 0$ .

A malha de diferenças finitas utilizada para esta análise apresenta-se na figura 4.28. Esta malha com 30 x 60 elementos quadrilaterais encontra-se dividida em duas regiões. A primeira região, localizada junto ao eixo de axissimetria, é relativa à região onde se simula o processo de escavação faseada. A segunda, é referente ao terreno circundante ao furo, onde o índice de espaçamento é ajustado para o valor 1,07 de modo a refinar a malha na zona junto às paredes da escavação.



**Figura 4.28** – Malha de diferenças finitas com 1800 elementos quadrilaterais a partir da qual se realizarão a análises numéricas relativas à estabilidade do fundo do furo.

Relativamente às condições de fronteira impostas nesta análise, o *software* automaticamente impede os deslocamentos perpendiculares ao eixo de axissimetria, de modo a respeitar a simplificação de sólidos de revolução. Naturalmente que na fronteira da base da malha tanto os deslocamentos verticais como os horizontais ficarão impedidos. Já no que diz respeito à outra fronteira paralela ao eixo de axissimetria, esta terá apenas deslocamentos horizontais impedidos por forma a simular um espaço infinito.

A análise que se pretende realizar é referente a um material homogêneo e isotrópico, de comportamento elastoplástico em condições não drenadas. Assim sendo, o critério de rotura adoptado é novamente o critério de Tresca, através, uma vez mais, de uma adaptação do critério de Mohr Coloumb. Este terreno, é, portanto, caracterizado por uma resistência não drenada  $c_u$  e peso volúmico  $\gamma$ .

A análise deste problema poderá ser colocada como a determinação da profundidade crítica de escavação,  $h_{crit}$ , em que se verifica o colapso pela base do furo. Assim sendo, esta análise será realizada segundo o parâmetro normalizado  $\frac{c_u}{\gamma}$ , fazendo variar a resistência não drenada,  $c_u$ . Na tabela 4.6 são identificados as propriedades de um solo tipo analisado para  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,0$  m.

**Tabela 4.6** – Propriedades mecânicas de um solo tipo para a simulação numérica da profundidade crítica de escavação para  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,0$  m.

Propriedades do solo introduzido	E (MPa)	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)
	10	0,45	20	20

Para se proceder a esta análise é necessário definir previamente o estado inicial de tensões no modelo. As tensões verticais  $\sigma_v$ , segundo o eixo  $y$ , são definidas através da variação linear  $\sigma_v = \gamma h$ , sendo  $h$  a profundidade de cada elemento no modelo. Já as tensões horizontais  $\sigma_h$ , segundo o eixo  $x$  e  $z$ , são definidas através da multiplicação de um factor  $K$  por  $\sigma_v$ . Caso esta análise fosse realizada em tensões efectivas este factor  $K$  seria igual ao factor de impulso em repouso,  $K_0$ .

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (4 - 19)$$

Sendo  $\sigma'_h$ , a tensão efectiva horizontal e  $\sigma'_v$  a tensão efectiva vertical. Contudo uma vez que esta análise numérica é realizada para a situação não drenada, e portanto feita em tensões totais, este factor  $K$  tem a seguinte expressão:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (4 - 20)$$

Sendo  $\sigma_h$ , a tensão total horizontal e  $\sigma_v$  a tensão total vertical. Atendendo que as tensões totais resultam da soma das tensões efectivas com as pressões intersticiais e assumindo que o nível freático se encontra à superfície, considerando a Eq. 4-20 tem-se

$$K = \frac{K_0(\gamma - \gamma_w) + \gamma_w}{\gamma} \quad (4 - 21)$$

Sendo  $\gamma$  o peso volúmico do maciço e  $\gamma_w$  o peso volúmico da água. Para solos normalmente consolidados, o impulso em repouso  $K_0$  pode ser obtido através da seguinte expressão empírica (Jaky, 1948)

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (4 - 22)$$

Assumindo que neste estudo  $K_0 = 1$ , através da Eq. 4-21, conclui-se que para esta análise  $K = 1$ .

Definido o estado inicial de tensões do modelo, procede-se então à simulação do processo de escavação do furo. O furo a simular é de 1 metro de raio e, como já referido, o processo de escavação é realizado de modo faseado de 2 em 2 metros, por forma a simular da melhor maneira o que ocorre na realidade e a determinar facilmente a profundidade de escavação crítica,  $h_{crit}$ .

Ao longo das fases de escavação são monitorizados os deslocamentos totais num ponto à superfície do terreno junto ao furo. A progressão iterativa destes deslocamentos é analisada pretendendo-se verificar a cada etapa de escavação se é atingido um estado de equilíbrio ou de colapso. Quando atingido o estado de colapso, procede-se à optimização da profundidade escavada, obtendo-se assim um valor mais preciso de  $h_{crit}$ . Uma vez atingida a profundidade crítica de escavação, é possível verificar o mecanismo de rotura que deu origem ao colapso do furo pela base, bem como determinar a relação de  $h_{crit}$  em função do valor de  $\frac{c_u}{\gamma}$ .

Como já referido, esta análise é realizada para dois casos, em que o primeiro não apresenta qualquer material dentro do furo e o segundo apresenta água em toda a sua profundidade. No segundo caso a

presença de água é simulada através da introdução de uma pressão hidrostática de peso volúmico,  $\gamma_w$ , de 10 kN/m<sup>3</sup>, a cada fase de escavação desde o topo à base do furo. Uma vez determinadas e analisadas as profundidades críticas de escavação para os dois casos, estas são comparadas de modo a constatar a influência que a presença de água tem na estabilidade do furo.

#### 4.2.3 Teste de verificação da malha de diferenças finitas

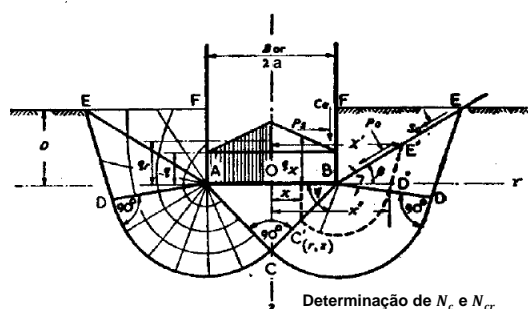
Uma vez que a análise numérica deste problema é realizada sem qualquer referência a soluções analíticas, é pertinente proceder-se a uma verificação da malha de diferenças finitas utilizada. Esta verificação é realizada através da comprovação da solução analítica clássica referente à capacidade resistente da base de uma estaca.

Os estudos desenvolvidos neste domínio remontam desde os anos 20 até aos anos 70, sendo de destacar os trabalhos desenvolvidos por Terzaghi, Meyerhof, Vesic e tantos outros. Estes estudos são derivados da teoria da plasticidade e consideram uma determinada configuração geométrica para as superfícies de rotura. (Santos, 2008)

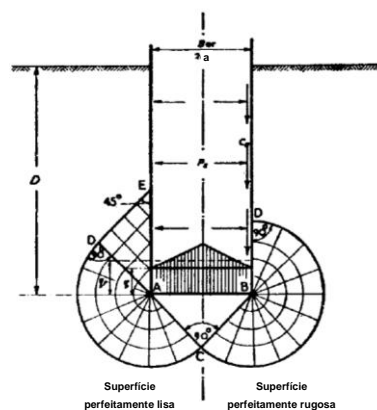
A proposta apresentada por Meyerhof para solos em situação não drenadas, define a capacidade resistente da base de uma estaca,  $q_b$ , através da seguinte expressão:

$$q_b = c_u N_c + \gamma D \quad (4 - 23)$$

Sendo  $N_c$ , o factor de capacidade de carga,  $\gamma$  o peso volúmico do terreno e  $D$  o comprimento da estaca. O mecanismo de rotura definido por Meyerhof depende da altura normalizada  $\frac{D}{2a}$ , como é possível observar-se nas figuras 4.29 e 4.30. A figura 4.29 representa a superfície de rotura para uma estaca curta, que se desenvolve desde a base da estaca até à superfície do solo. Já para uma estaca considerada como longa, figura 4.30, a superfície de rotura não atinge a superfície do terreno.

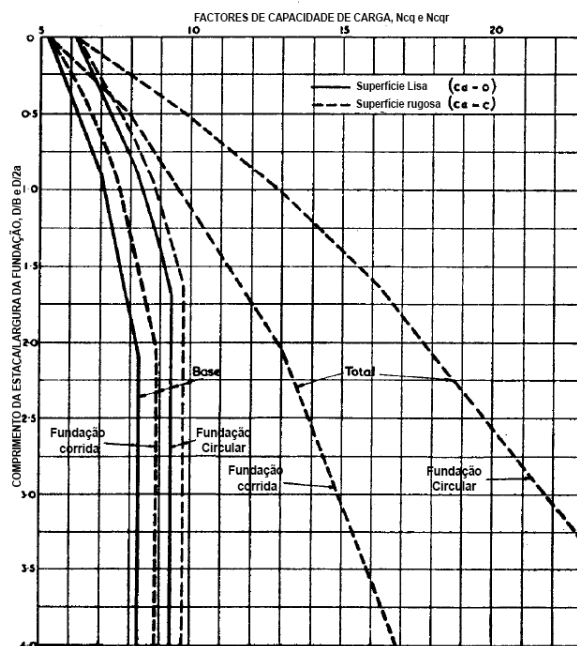


**Figura 4.29** – Superfície de rotura para estacas curtas proposta por Meyerhof (1951).



**Figura 4.30** – Superfície de rotura para estacas longas proposta por Meyerhof (1951).

Na figura 4.31, Meyerhof (1951) indica os valores sugeridos para o factor de capacidade de carga  $N_c$  em função da altura normalizada  $\frac{D}{2a}$ .



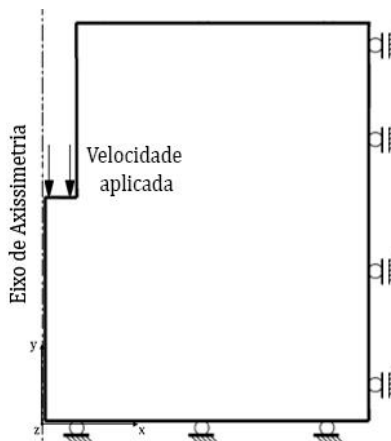
**Figura 4.31** – Factores de capacidade de carga ( $N_c$ ) para fundações corridas e circulares em terrenos em condições não drenadas (Adaptado de Meyerhof (1951)).

Verifica-se assim que para fundações circulares e profundas de superfície lisa, Meyerhof propõe um valor de  $N_c = 9,34$ .

As teorias propostas por diversos autores, diferem essencialmente na configuração da superfície de rotura e na forma como é considerada a contribuição do solo acima do plano da base da estaca. Contudo a discrepância dos valores de  $N_c$  estimado pelos diversos autores é bastante reduzida pelo que é usual considerar-se um valor de aproximadamente  $N_c = 9$  (Santos, 2008). Posto isto, a solução da capacidade resistente da base,  $q_b$ , de uma estaca longa pode ser definida através da seguinte expressão:

$$q_b = 9c_u + \gamma D \quad (4 - 24)$$

Por forma a testar a malha anteriormente apresentada, é utilizado o modelo da secção transversal de revolução representado na figura 4.32, onde se pretende verificar a solução analítica da capacidade resistente da base de uma estaca, definida na Eq. 4-24.



**Figura 4.32** – Modelo que se pretende estudar no software FLAC para verificar a malha de diferenças finitas apresentada no capítulo 4.2.2.

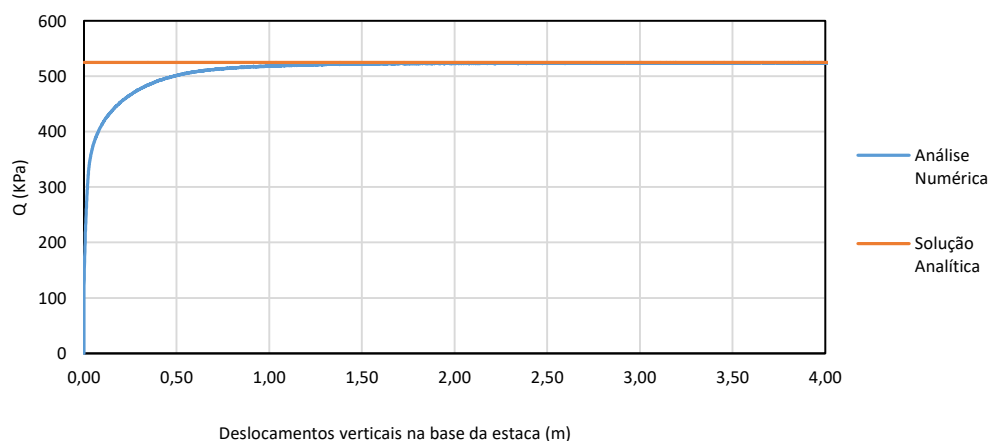
Neste modelo é aplicada uma velocidade descendente e constante na área que representa a base da estaca. O valor da velocidade aplicada é de  $7,5 \times 10^{-5}$  m/iteração, sendo este valor reduzido de modo a minimizar possíveis efeitos de inércia.

A geometria da estaca testada é de 1 metro de raio e 15 m de comprimento. O terreno utilizado nesta verificação tem as características mecânicas apresentadas na tabela 4.7.

**Tabela 4.7** – Propriedades mecânicas do terreno para verificação da malha da análise numérica da estabilidade do fundo da escavação do furo.

Propriedades do solo introduzido	E (MPa)	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)
	10	0,45	20	25

Através da monitorização das forças de reacção nos pontos nodais da base da estaca, é possível analisar-se uma curva de progressão iterativa relacionando os deslocamentos face às forças de reacção. A carga de colapso é então determinada quando os deslocamentos se tornam cada vez mais elevados face ao reduzido incremento das forças de reacção obtidos nos pontos nodais. Assim sendo, na figura 4.33 é representada esta curva de progressão iterativa obtida na análise numérica.

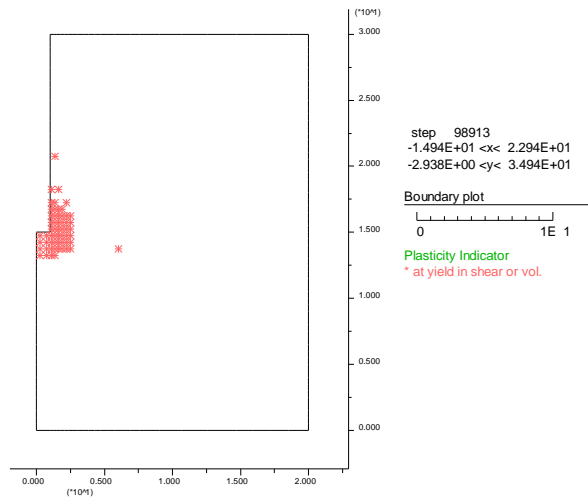


**Figura 4.33** – Comparação da progressão iterativa do carregamento aplicado com os deslocamentos provocados.

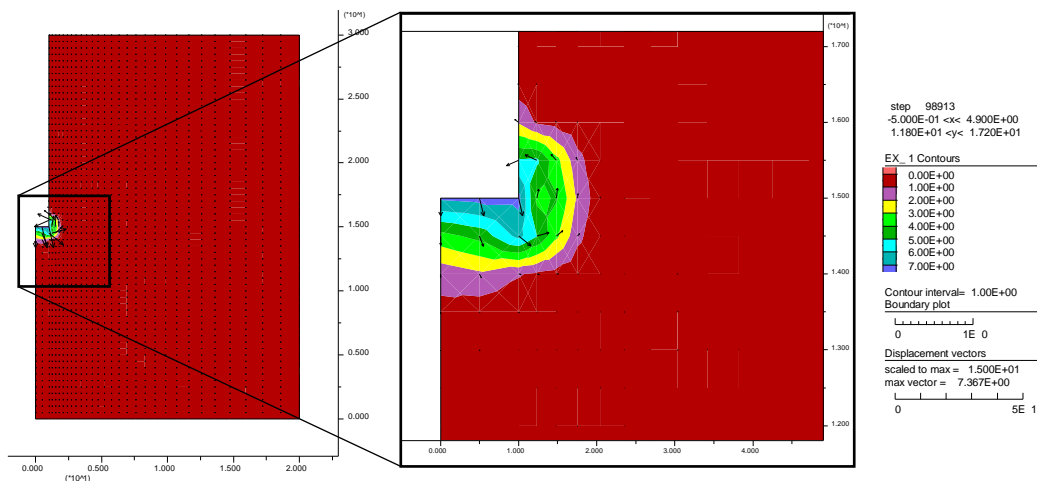
Observa-se, então um valor final da carga de colapso de 523,86 kPa representando um erro relativo de 0,22% quando comparado ao valor obtido pela solução analítica de

$$q_b = 9c_u + \gamma D = 525 \text{ kPa} \quad (4 - 25)$$

Nas figuras 4.34 e 4.35 estão representados, respectivamente, os pontos de plastificação e campo de deslocamentos totais na iminência do colapso. Através destas duas figuras é possível verificar o mecanismo de rotura, sendo de notar que é bastante idêntico ao mecanismo proposto por Meyerhof para estacas longas, representado na figura 4.30.



**Figura 4.34** – Pontos de plastificação quando atingida a carga de colapso da ponta da uma estaca.



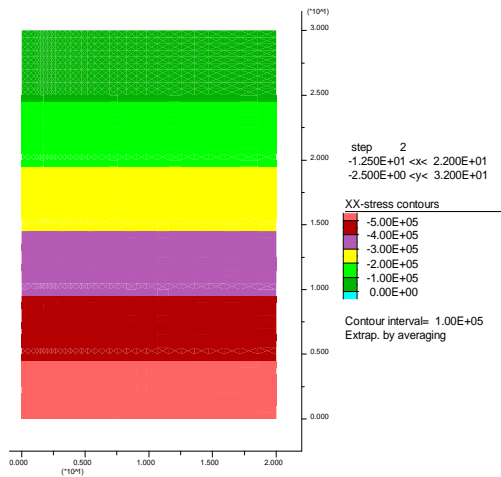
**Figura 4.35** – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso.

Verifica-se deste modo que a malha utilizada para análise numérica da estabilidade do fundo do furo é capaz de produzir resultados bastante fiéis à solução clássica da capacidade resistente da base de uma estaca. Assume-se deste modo que é também capaz de produzir resultados assertivos quando analisado a profundidade crítica de escavação de um furo de estaca moldada.

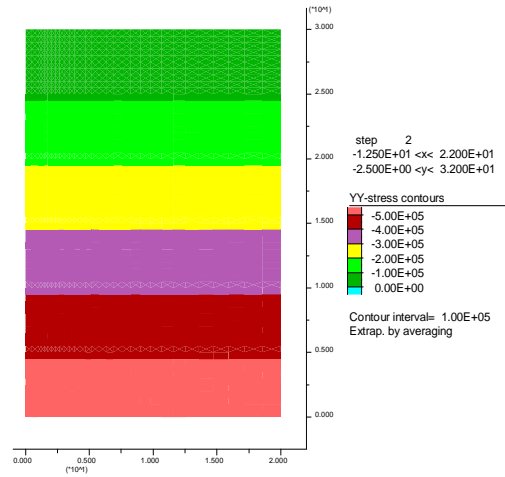
#### 4.2.4 Resultados obtidos para a profundidade de escavação crítica

A análise numérica realizada para a estabilidade do fundo da escavação, pretende determinar a profundidade escavada para a qual se verifica o colapso na base do furo. Como referido anteriormente esta análise numérica é realizada para dois casos, para o caso de um furo sem qualquer tipo de sustimento e para o caso de um furo na presença de água. Neste subcapítulo serão, portanto, apresentados os resultados obtidos para o caso de um furo sem qualquer tipo de sustimento.

Como referido no capítulo 4.2.2 antes de se proceder à simulação da escavação é necessário definir previamente o estado inicial de tensões no modelo. Nas figuras 4.36 e 4.37 apresenta-se o estado inicial de tensões definido para um solo de peso volúmico,  $\gamma$ , de 20 kN/m<sup>3</sup>.



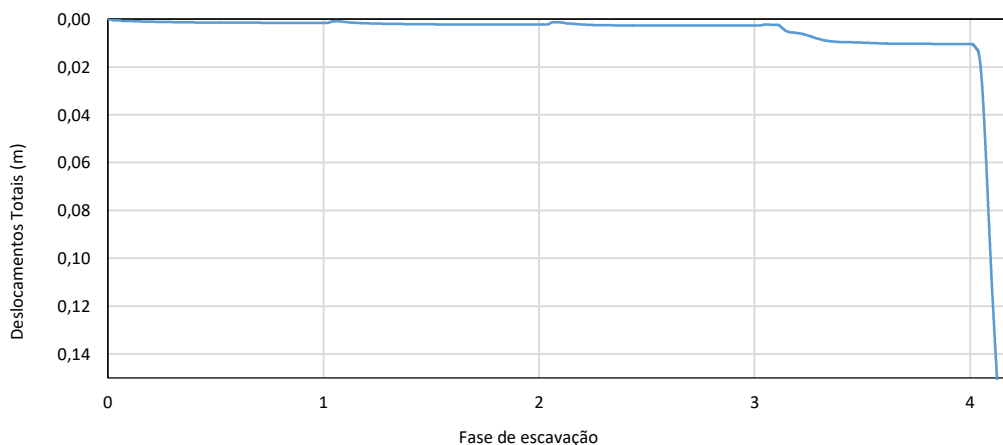
**Figura 4.36** – Tensões horizontais, segundo o eixo  $Ox$ , antes de simulada a escavação,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ .



**Figura 4.37** – Tensões verticais antes de simulada a escavação,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ .

Assim com anteriormente referido, esta análise é realizada para a situação não drenada o que implica que a mesma seja realizada em tensões totais. Pelo que o factor que relaciona as tensões totais horizontais,  $\sigma_h$ , com as tensões totais verticais,  $\sigma_v$ , é aqui designado por  $K$ . Para esta análise este factor  $K$  é igual a 1, tendo este sido previamente fundamentado em 4.2.2. Assim sendo, como é possível observar-se nas figuras 4.36 e 4.37, a distribuição das tensões horizontais é idêntica à distribuição das tensões verticais, respeitando que  $K = 1$ .

Numa primeira abordagem, o processo de escavação de um furo de 1 metro de raio é simulado para o valor de  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,0 \text{ m}$ . Como referido anteriormente este processo é realizado de modo faseado de 2 em 2 metros à medida que os deslocamentos totais vão sendo monitorizados num ponto na superfície do terreno junto à parede do furo. Na figura 4.38 apresenta-se a progressão iterativa dos deslocamentos totais ao longo da simulação das diversas etapas de escavação.



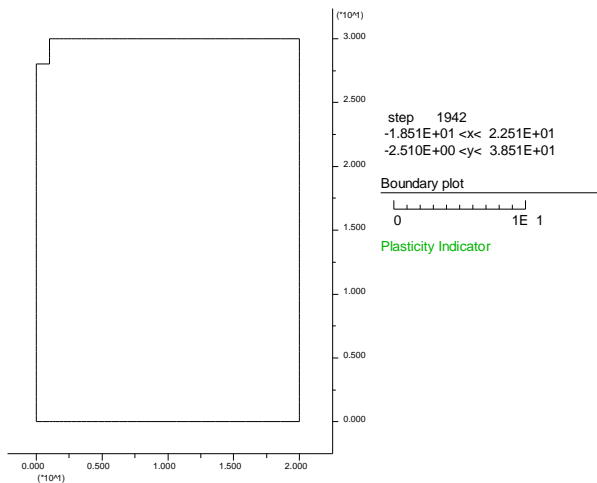
**Figura 4.38** – Evolução iterativa dos deslocamentos totais obtidos num ponto localizado na superfície do terreno junto à parede do furo ao longo das diversas fases de escavação para  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,0 \text{ m}$ .

Através da figura 4.38 verifica-se que os deslocamentos totais aumentam significativamente na quinta fase de escavação. Ao contrário das restantes fases, em que os deslocamentos totais tendem para um determinado valor finito atingindo um estado de equilíbrio, na quinta fase à medida que o FLAC realiza o cálculo iterativo os deslocamentos tendem sempre a aumentar verificando-se um estado de colapso.

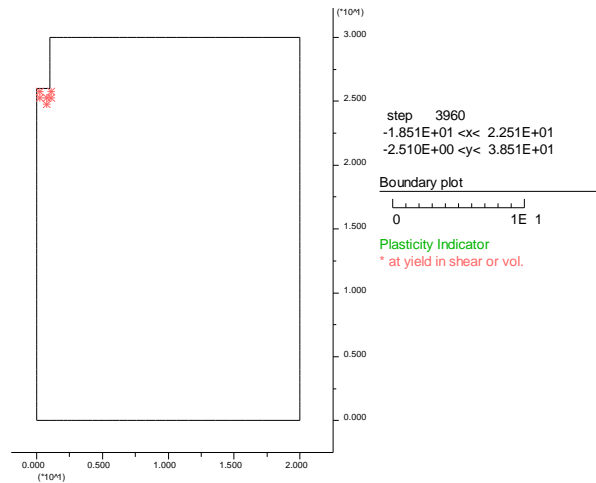


Conclui-se assim que a altura de escavação crítica,  $h_{crit}$ , para  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,0 \text{ m}$ , é compreendida entre os 8 e os 10 metros. Optimizando a profundidade de escavação da quinta fase, verifica-se que o estado de colapso ocorre a partir de uma altura de escavação do furo de 9,5 metros, isto é  $h_{crit} = 9,5 \text{ m}$ .

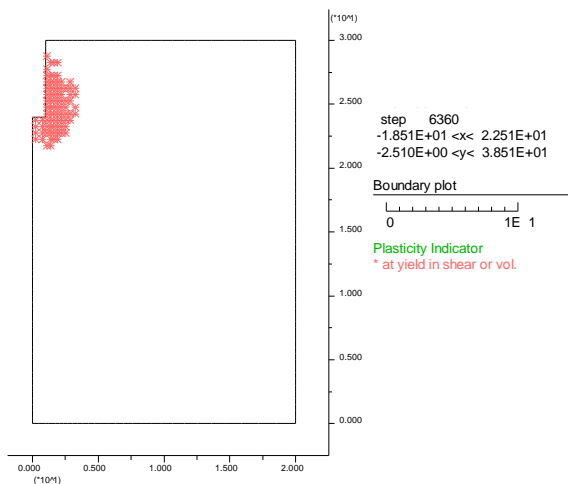
Nas figuras 4.39 a 4.43 apresentam-se as regiões plastificadas que se desenvolvem a cada fase de escavação, podendo assim observar-se a evolução do volume de solo que plastifica e entra em rotura.



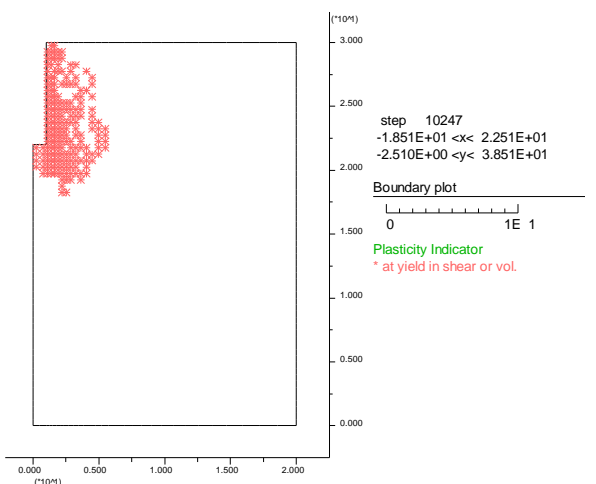
**Figura 4.39** – Região plastificada na 1ª fase de escavação (2 metros de escavação).



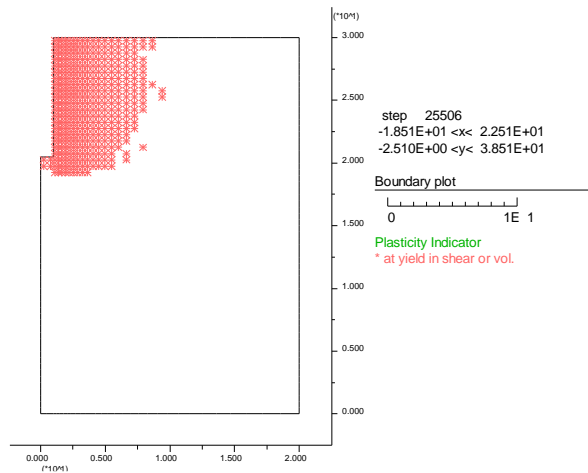
**Figura 4.40** – Região plastificada na 2ª fase de escavação (4 metros de escavação).



**Figura 4.41** – Região plastificada na 3ª fase de escavação (6 metros de escavação).

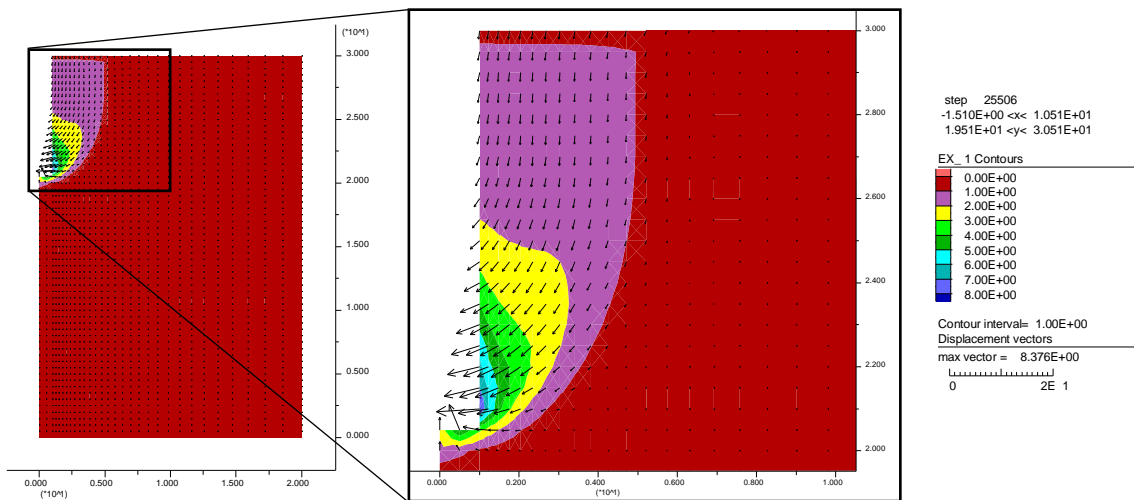


**Figura 4.42** – Região plastificada na 4ª fase de escavação (8 metros de escavação).



**Figura 4.43** – Região plastificada na iminência do colapso ( $h_{crit} = 9,5 \text{ m}$ ).

Verifica-se, portanto, que a plastificação começa a dar-se a partir da segunda fase de escavação na região inferior à base do furo. À medida que a escavação prossegue, a região plastificada vai aumentando até que na última fase, isto é na iminência do colapso, forma-se um volume de solo plastificado em formato de cunha. Na figura 4.44 é apresentado o campo de deslocamentos totais na iminência do colapso, sendo possível observar-se o modo com que este volume de solo plastificado se desloca.

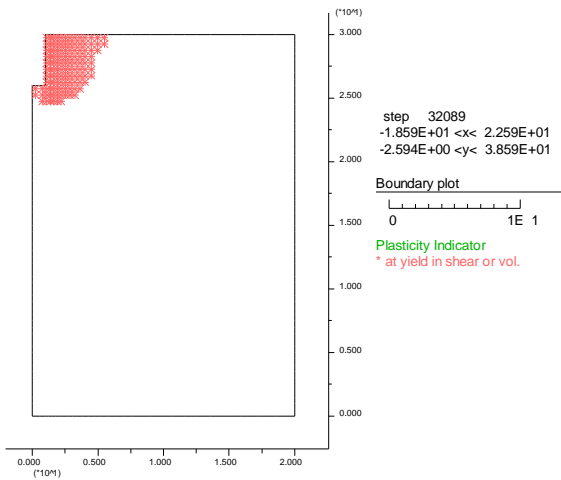


**Figura 4.44** – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso.

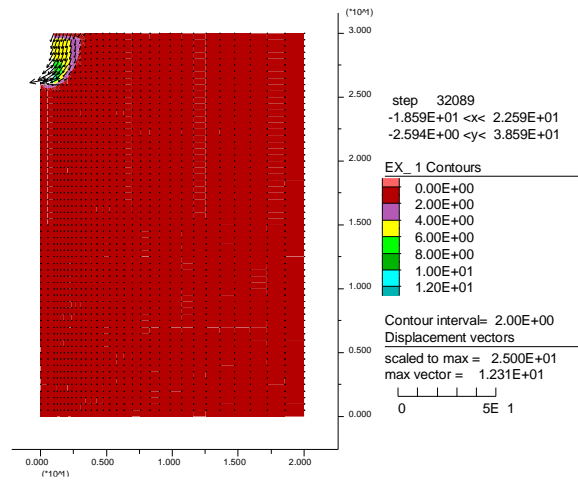
Observa-se, portanto que na iminência do colapso, forma-se uma região plastificada que toma um mecanismo de rotura tridimensional na zona do fundo da escavação. Por outras palavras, ao mesmo tempo que a parede da escavação sofre deslocamentos para o interior do furo, a base da escavação toma um movimento ascendente. Na figura 4.44 verifica-se ainda que os deslocamentos máximos ocorrem na parede do furo junto à base da escavação em simultâneo com elevados deslocamentos ascendentes na base.

Uma vez verificado o colapso pelo fundo da escavação e analisado o valor da profundidade crítica,  $h_{crit}$ , para o valor de  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,0 \text{ m}$ , torna-se pertinente analisar  $h_{crit}$  para outros valores de  $\frac{c_u}{\gamma}$ . Nas figuras

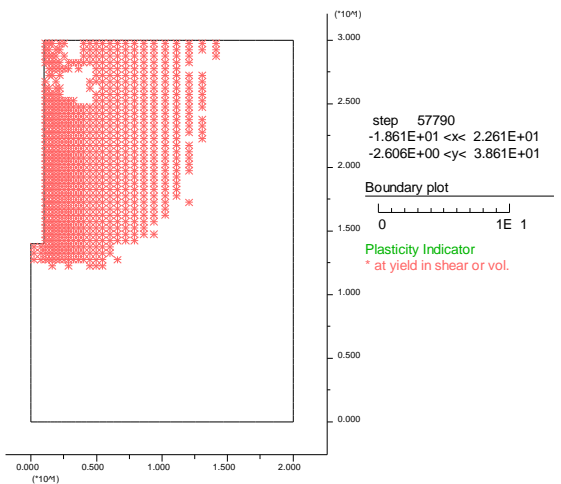
4.45 a 4.48, estão representados as regiões plastificadas e o campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma} = 0,5 \text{ m}$  e  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,5 \text{ m}$ .



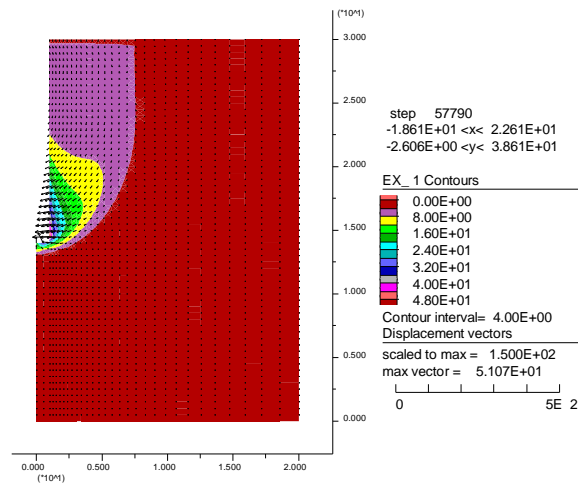
**Figura 4.45** – Região plastificada na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma} = 0,5 \text{ m}$  ( $h_{crit} = 4,0 \text{ m}$ ).



**Figura 4.46** – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma} = 0,5 \text{ m}$  ( $h_{crit} = 4,0 \text{ m}$ ).

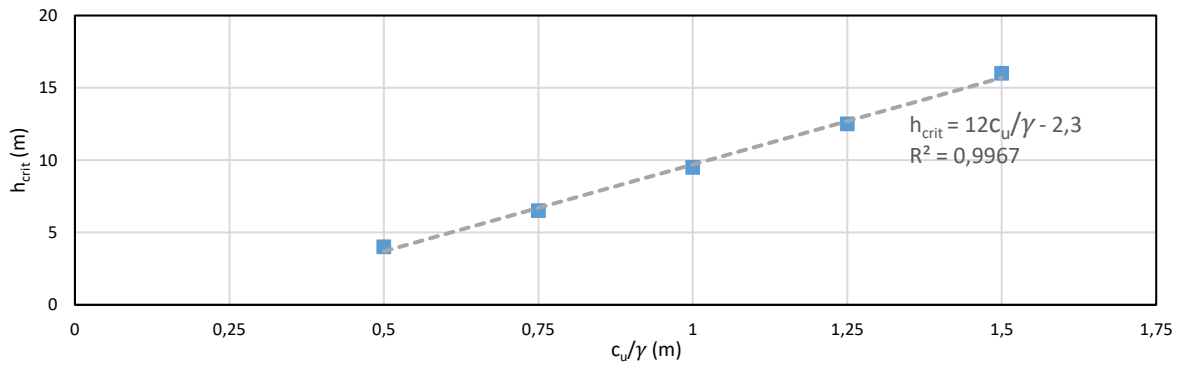


**Figura 4.47** - Região plastificada na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,5 \text{ m}$  ( $h_{crit} = 16,0 \text{ m}$ ).



**Figura 4.48** - Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,5 \text{ m}$  ( $h_{crit} = 16,0 \text{ m}$ ).

Verifica-se desde logo que quanto menor for o valor de  $\frac{c_u}{\gamma}$  menor o valor de profundidade crítica de escavação e vice-versa. Para ambos os valores de  $\frac{c_u}{\gamma} = 0,5 \text{ m}$  e  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,5 \text{ m}$  as regiões plastificadas apresentam a mesma geometria de cunha já representada anteriormente na figura 4.43 para  $\frac{c_u}{\gamma} = 1,0 \text{ m}$  e o campo de deslocamentos demonstra, uma vez mais, o mecanismo tridimensional observado anteriormente, onde à medida que a parede da escavação sofre deslocamentos para o interior do furo, a base da escavação toma um movimento ascendente. Na figura 4.49 apresenta-se as alturas críticas de escavação determinadas para os diferentes valores de  $\frac{c_u}{\gamma}$ .



**Figura 4.49** – Profundidade de escavação crítica em função de  $\frac{c_u}{\gamma}$ .

Através dos valores das profundidades críticas determinadas na análise numérica para cada valor de  $\frac{c_u}{\gamma}$  é possível traçar-se uma recta de regressão linear que resulte numa expressão bastante aproximada da altura de escavação crítica, de um furo de estaca moldada em função de  $\frac{c_u}{\gamma}$ , ou seja,

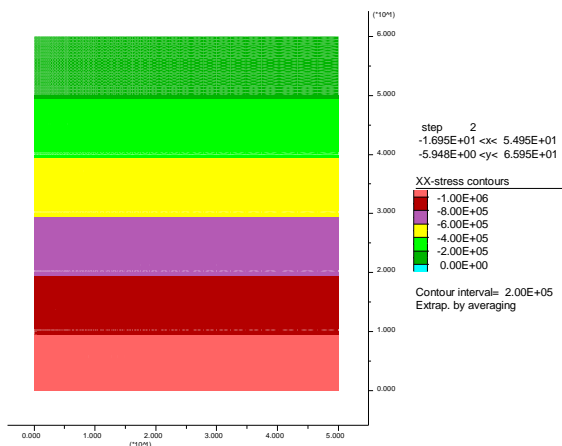
$$h_{crit} = 12 \frac{c_u}{\gamma} - 2,3 \quad (4-26)$$

Para valores de  $\frac{c_u}{\gamma}$  inferiores a 0,5 m, o mecanismo de rotura difere do mecanismo anteriormente observado. Assim sendo a Eq. 4-26 apenas é válida a partir de  $\frac{c_u}{\gamma} = 0,5$  m, uma vez que é a partir deste valor que a rotura ocorre sempre pelo mesmo mecanismo.

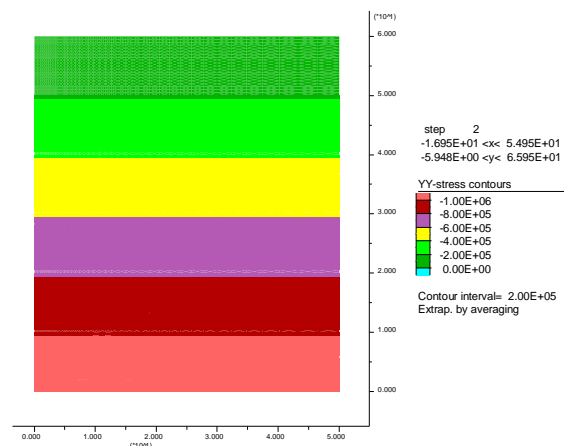
Na prática, os valores da profundidade crítica obtidos para solos de baixas resistências,  $c_u \leq 20 \text{ kPa}$ , devem ser encarados com alguma reserva. Na verdade, existem outros efeitos não contemplados nesta simulação numérica (i.e. ocorrência de fissuras, degradação das propriedades mecânicas do solo, etc.) que poderão conduzir na prática a profundidades críticas de escavação bastante inferiores às determinadas pela Eq. 4-26.

#### 4.2.5 Resultados obtidos para a profundidade de escavação crítica na presença de água

Uma vez que a presença de água tem uma componente estabilizadora é necessário recorrer-se a uma malha mais extensa. Neste estudo a malha utilizada é de 50 x 60 metros com 4800 elementos quadriláteros. Nas figuras 4.50 e 4.51 observa-se o estado inicial de tensões para um solo de peso volúmico,  $\gamma$ , de 20 kN/m<sup>3</sup>.



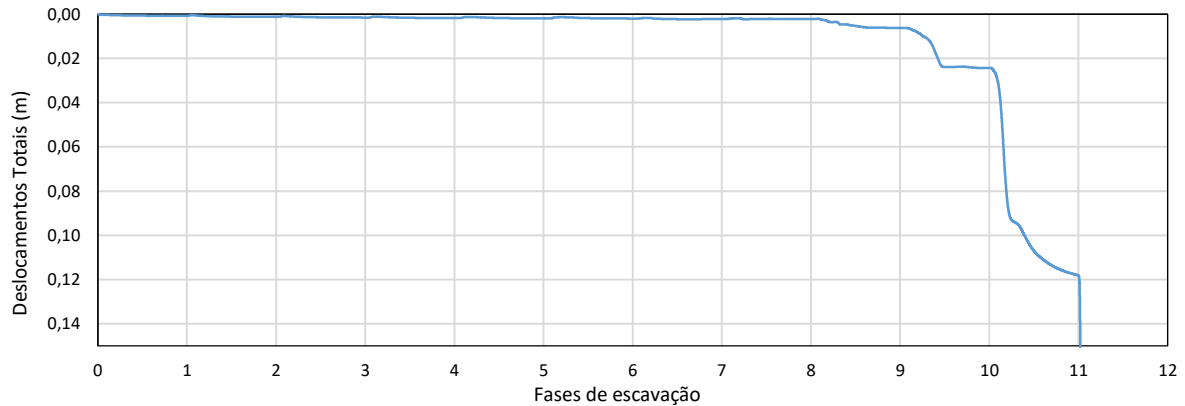
**Figura 4.50** – Tensões horizontais, segundo o eixo 0x, antes de simulada a escavação,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ .



**Figura 4.51** – Tensões verticais antes de simulada a escavação,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ .

Assim como no primeiro caso, o estado inicial de tensões horizontais é igual ao estado inicial de tensões verticais, respeitando novamente que nesta análise, em tensões totais,  $K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1$ .

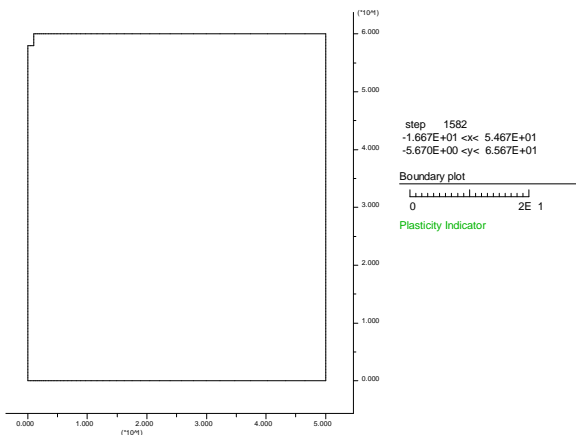
Para este caso o processo de escavação do furo de 1 metro de raio é novamente simulado de modo faseado de 2 em 2 metros. A presença de água é simulada a cada etapa de escavação, introduzindo-se uma pressão hidrostática com  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ . Assim como no caso anterior, ao longo do processo de escavação os deslocamentos totais são monitorizados num ponto à superfície do terreno junto ao furo. Na figura 4.52 é possível observar-se a progressão iterativa dos deslocamentos obtidos ao longo das diversas etapas de escavação para  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w} = 2,0 \text{ m}$ .



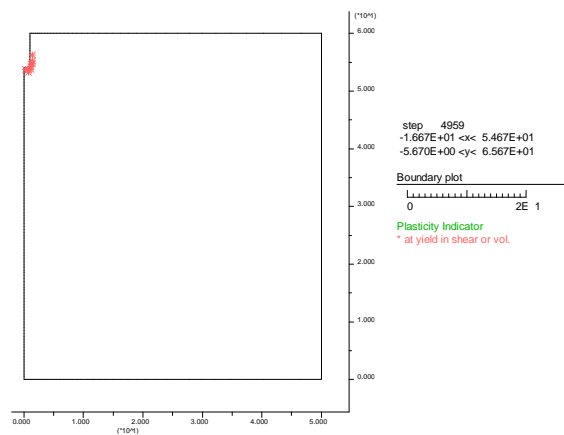
**Figura 4.52** – Evolução iterativa dos deslocamentos totais obtidos num ponto localizado na superfície do terreno ao longo das diversas fases de escavação com água no interior do furo para  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w} = 2,0 \text{ m}$ .

Através da figura 4.52 é possível notar-se que até à décima primeira fase é sempre atingido um estado de equilíbrio e que na décima segunda fase os deslocamentos aumentam significativamente verificando-se aqui um estado de colapso. Verifica-se assim que para  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w} = 2,0 \text{ m}$ , a profundidade crítica de escavação de um furo completamente preenchido por água está compreendida entre os 22 e os 24 metros. Uma vez, otimizado a profundidade de escavação da décima segunda fase, verifica-se que o estado de colapso ocorre a partir dos 23 metros de escavação, isto é  $h_{crit} = 23 \text{ m}$ .

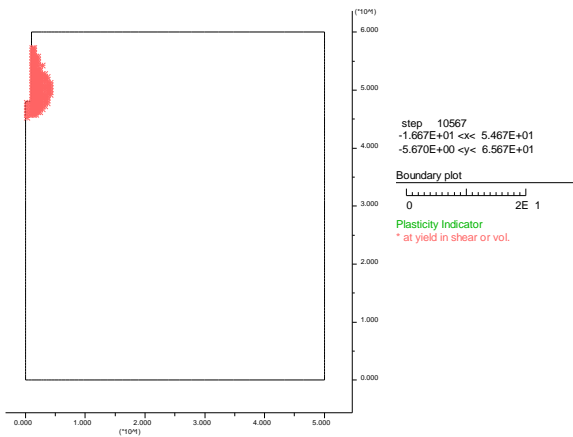
Nas figuras 4.53 a 4.57 apresentam-se as regiões plastificadas que se desenvolvem em algumas etapas de escavação, podendo assim observar-se a evolução do volume de solo que plastifica e entra em rotura.



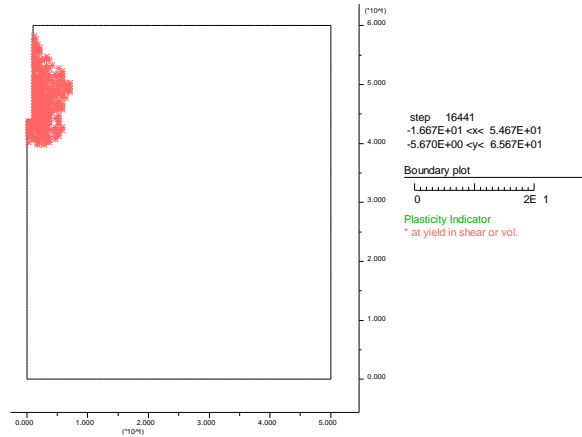
**Figura 4.53** – Região plastificada na 1ª fase de escavação (2 metros de escavação).



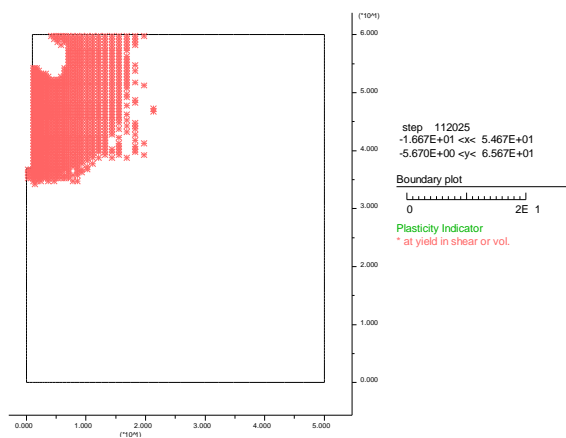
**Figura 4.54** – Região plastificada na 3ª fase de escavação (6 metros de escavação).



**Figura 4.55** – Região plastificada na 6ª fase de escavação (12 metros de escavação).

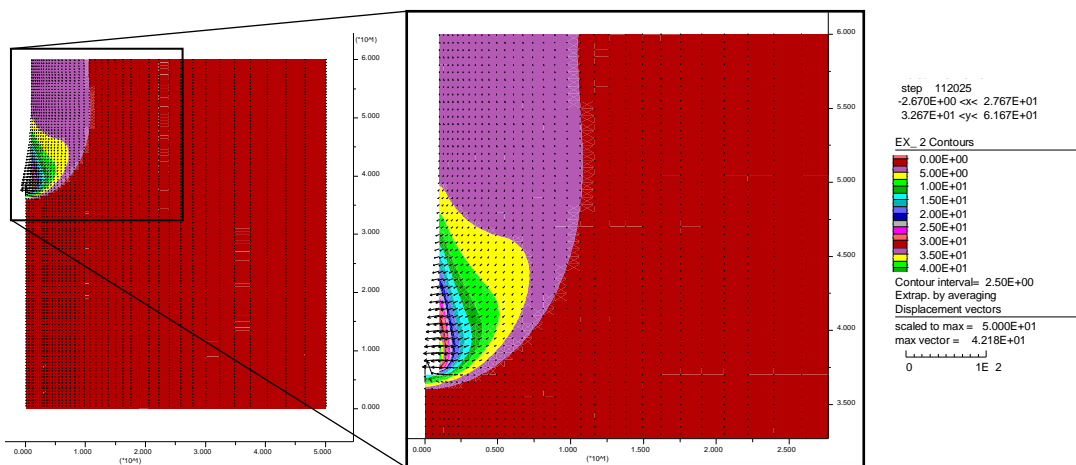


**Figura 4.56** – Região plastificada na 8ª fase de escavação (16 metros de escavação).



**Figura 4.57** – Região plastificada na iminência do colapso do furo preenchido por água ( $h_{crit} = 23,0$  m).

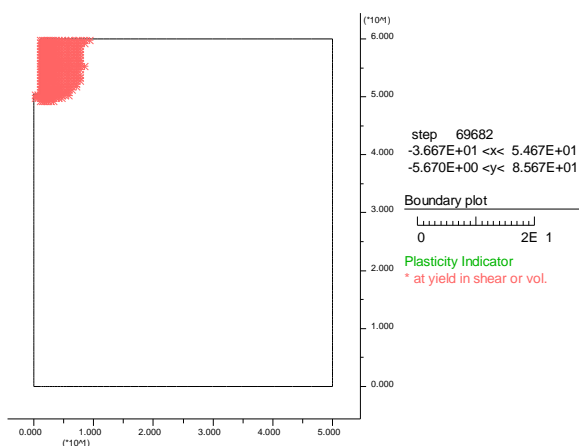
Tal como no primeiro caso, à medida que a escavação prossegue a região plastificada vai aumentando até que na última fase esta região toma um formato de cunha. Na figura 4.58 é apresentado o campo de deslocamentos totais na iminência do colapso, sendo possível verificar o mecanismo de rotura desta obra geotécnica.



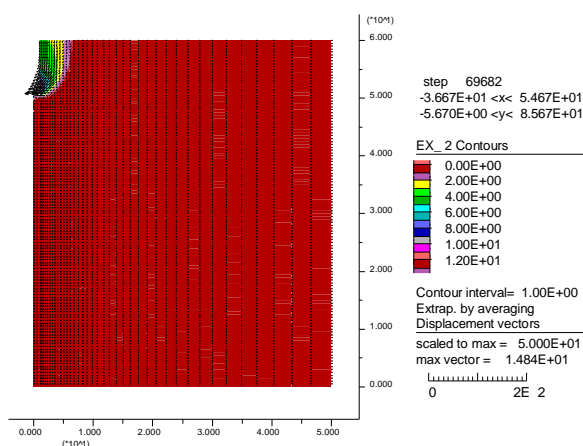
**Figura 4.58** – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso da escavação do furo totalmente preenchido por água.

Verifica-se que na iminência do colapso, a região plastificada rompe pelo fundo. Isto é, o volume de solo já plastificado desloca-se para o interior do furo à medida que a base da escavação toma um movimento ascendente formando-se deste modo um mecanismo tridimensional semelhante ao mecanismo observado no primeiro caso.

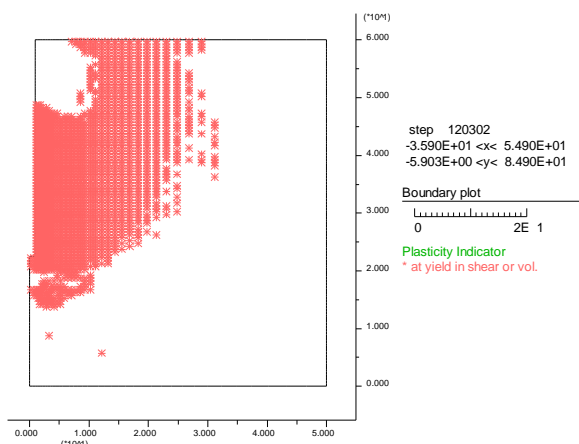
Nas figuras 4.59 a 4.62, apresenta-se as regiões plastificadas e o campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma-\gamma_w} = 1,0 \text{ m}$  e  $\frac{c_u}{\gamma-\gamma_w} = 3,0 \text{ m}$ .



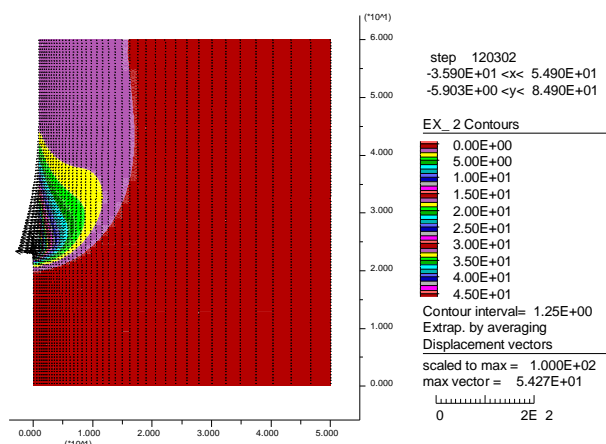
**Figura 4.59** – Região plastificada na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma-\gamma_w} = 1,0 \text{ m}$  ( $h_{crit} = 9,5 \text{ m}$ ).



**Figura 4.60** – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma-\gamma_w} = 1,0 \text{ m}$  ( $h_{crit} = 9,5 \text{ m}$ ).

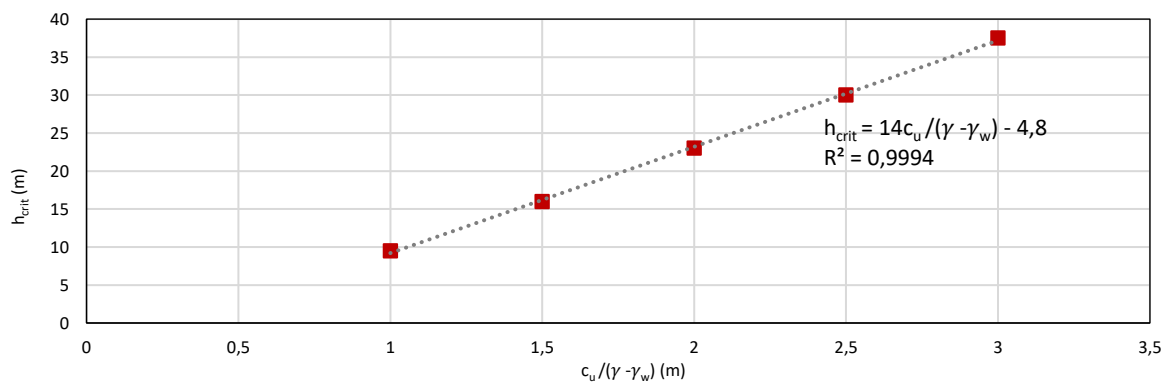


**Figura 4.61** – Região plastificada na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma-\gamma_w} = 3,0 \text{ m}$  ( $h_{crit} = 37,5 \text{ m}$ ).



**Figura 4.62** – Campo de deslocamentos totais na iminência do colapso para  $\frac{c_u}{\gamma-\gamma_w} = 3,0 \text{ m}$  ( $h_{crit} = 37,5 \text{ m}$ ).

Verifica-se imediatamente que o modelo se comporta do mesmo modo para diferentes valores de  $\frac{c_u}{\gamma-\gamma_w}$ , sendo que quanto menor o valor deste parâmetro normalizado menor o valor da profundidade crítica de escavação e vice-versa. Na figura 4.63 apresenta-se as alturas críticas de escavação determinadas de um furo totalmente preenchido por água para os diferentes valores de  $\frac{c_u}{\gamma-\gamma_w}$ .



**Figura 4.63** – Profundidade de escavação crítica em função de  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w}$  para um furo totalmente preenchido por água.

Recorrendo-se a uma recta de regressão linear é possível obter-se uma expressão bastante aproximada para a profundidade de escavação crítica de um furo completamente preenchido por água em função de  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w}$ .

$$h_{crit} = 14 \frac{c_u}{\gamma - \gamma_w} - 4,8 \quad (4-27)$$

Assim como no primeiro caso de estudo, a expressão da profundidade de escavação crítica não passa pela origem. Isto porque, antes de  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w} = 1,0$  m, o mecanismo de rotura começa a ser diferente do mecanismo anteriormente observado. Deste modo, a Eq. 4-27 é apenas válida para valores de  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w}$  superiores a 1,0 m, uma vez que é a partir deste valor que a rotura ocorre sempre com o mesmo mecanismo.

Assim como no primeiro caso, para solos de resistências não drenadas reduzidas,  $c_u \leq 20 \text{ kPa}$ , os valores obtidos através da Eq. 4-27 devem ser encarados com alguma reserva, uma vez que nesta simulação numérica não foram tidos em conta diversos factores como: ocorrência de fissuras, degradação das propriedades mecânicas dos solos devido ao processo construtivo, ocorrência de intercalações arenosas, ou de camadas drenantes, etc, os quais poderão conduzir na prática a profundidades de escavação críticas bastante menores.

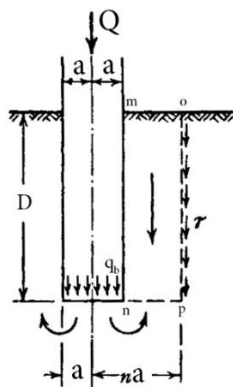
#### 4.2.6 Análise Crítica dos Resultados

Neste estudo constata-se que a escavação de um furo de estaca de 1 metro de raio, em terreno respondendo em condições não drenadas cujo valor de  $\frac{c_u}{\gamma}$  é igual à unidade, atinge a sua profundidade crítica aos 9,5 metros. Através das figuras 4.43 e 4.44 é possível observar-se, respectivamente, a região plastificada e o campo de deslocamentos totais, verificando-se o tipo de mecanismo de rotura que este tipo de escavação toma. Verifica-se assim uma certa semelhança entre este mecanismo com os mecanismos de rotura adoptados na solução clássica da capacidade resistente da base de uma estaca, nomeadamente com o mecanismo proposto por Terzaghi (1943) representado na figura 4.64. Nesta proposta, o solo imediatamente abaixo da base da estaca, sujeito ao carregamento  $q_b$ , exerce uma pressão radial horizontal no volume de solo localizado abaixo do espaço anelar representado por  $np$ . Este espaço anelar tende assim a ceder numa direcção ascendente, conforme indicado pelas setas.

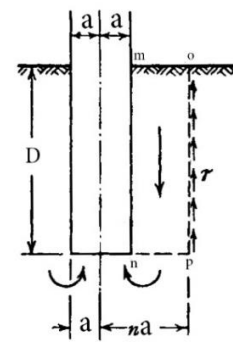


Esta tendência para ascender é contrariada pelo peso do solo acima do plano da base da estaca e pelas tensões de corte,  $\tau$ , que se desenvolvem ao longo da fronteira exterior  $op$ .

A semelhança entre os mecanismos de rotura para estas diferentes situações, leva uma reflexão acerca da acção de escavação. Caso se considere esta acção de extracção de terreno como sendo um alívio de carga vertical, a profundidade de escavação crítica deve ser tal que a tensão vertical do terreno em redor do furo seja suficientemente elevada para que a base da escavação comece a ceder no sentido ascendente. Trata-se portanto do mesmo mecanismo proposto por Terzaghi mas no sentido inverso, figura 4.65. Ou seja, a profundidade de escavação crítica é tal que o peso do volume de solo acima da base do furo, contrariado pela tensão de corte na fronteira exterior  $op$ , é suficientemente elevado para o terreno imediatamente abaixo do espaço anelar, representado por  $np$ , gerar uma pressão radial horizontal levando a que a base do furo comece a ceder na direcção ascendente, conforme indicado pelas setas.



**Figura 4.64** – Mecanismo de rotura proposto por Terzaghi para fundações cilíndricas profundas (adaptado de Terzaghi (1943)).



**Figura 4.65** – Mecanismo de rotura de uma escavação circular profunda.

A proposta de Terzaghi representada na figura 4.64 deriva da proposta apresentada pelo próprio autor para fundações superficiais, em que as alterações necessárias para se poder considerar uma fundação profunda, dizem respeito apenas ao cálculo da tensão provocada pelo solo ao nível da base da estaca,  $p_0$ . Assim sendo, para a situação não drenada, Terzaghi propõe a seguinte expressão para determinar a capacidade resistente de uma fundação profunda e circular

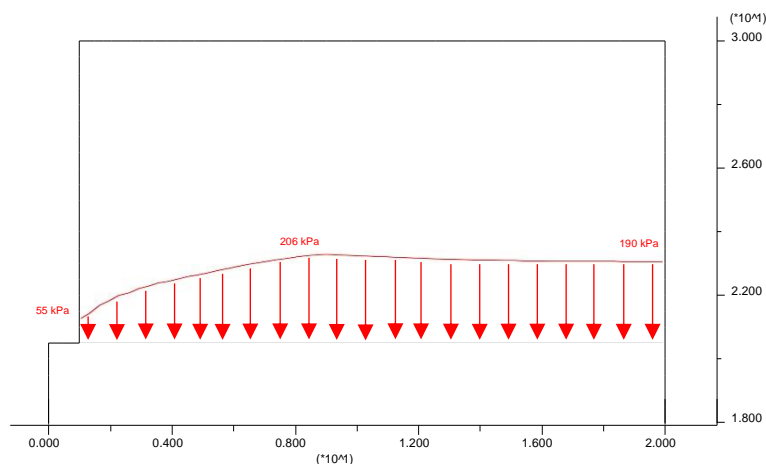
$$q_b = s_c N_c c_u + p_0 \quad (4-28)$$

Sendo  $N_c$  o factor de capacidade de carga,  $s_c$  o factor de forma de uma fundação circular e  $p_0$  a tensão do solo ao nível da base da estaca. Para a situação não drenada, Prandtl (1920) demonstrou que o factor de carga  $N_c$  para uma fundação superficial pode ser estimado em  $N_c = \pi + 2 = 5,14$  (Meyerhof, 1951). O factor de forma é um factor que corrige a expressão para o caso da fundação não ser corrida. Uma vez que o que se pretende estudar trata-se de uma fundação superficial circular,  $s_c = 1,3$  (Terzaghi, 1943).

Assim sendo, com base no mecanismo de rotura representado na figura 4.65 e com base na proposta de Terzaghi, a profundidade de escavação crítica de um furo de estaca é tal em que a tensão do solo ao nível da base da escavação,  $p_0$ , é

$$p_0 = s_c N_c c_u = 6,68 c_u \quad (4-29)$$

De acordo com os resultados apresentados anteriormente em 4.2.4, a profundidade de escavação crítica em terreno de peso volúmico,  $\gamma$ , de  $20 \text{ kN/m}^3$  e resistência não drenada,  $c_u$ , de  $20 \text{ kPa}$ , é de  $h_{crit} = 9,5\text{m}$ . Na figura 4.66 apresenta-se o desenvolvimento de tensões ao nível da base do furo obtido na simulação numérica na iminência do colapso.



**Figura 4.66** – Desenvolvimento das tensões verticais ao nível da base do furo obtido na simulação numérica na iminência do colapso para  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  e  $c_u = 20 \text{ kPa}$  ( $h_{crit} = 9,5\text{m}$ ).

Observa-se que as tensões ao nível da base da escavação sofrem uma transferência da parede do furo para o interior do maciço, constatando-se assim o fenómeno de plastificação. Comparando-se a figura 4.66 com a figura 4.43, que representa os pontos de plastificação obtidos para este caso, volta-se a constatar que junto à parede do furo existe uma região plastificada, e à medida que nos afastamos os pontos de plastificação deixam de existir. Denota-se assim uma zona de transição entre uma região que plastificou e outra que se encontra ainda em regime elástico. Na figura 4.66 esta região de transição é representada pelo valor máximo que as tensões verticais atingem, verificando-se facilmente que junto à parede do furo existe uma região plastificada, e que imediatamente depois da zona de transição encontra-se a zona que se mantém em regime elástico.

Assumindo que o desenvolvimento das tensões entre a parede do furo e a zona de transição é linear, é possível representar as tensões verticais ao longo da região plastificada através de uma tensão uniformemente distribuída de  $p_0 = \frac{55+206}{2} = 130,5 \text{ kPa}$ . Este valor representa assim um erro relativo de 2,3%, quando comparado ao valor obtido pela expressão baseada na proposta de Terzaghi, Eq. 4-29,

$$p_0 = 6,68c_u = 133,6 \text{ kPa} \quad (4-30)$$

Verifica-se, portanto que o mecanismo de colapso da escavação de um furo circular, pode ser tido em conta como uma fundação superficial, em que o carregamento aplicado é referente às tensões do solo circundante à escavação ao nível da base do furo,  $p_0$ .

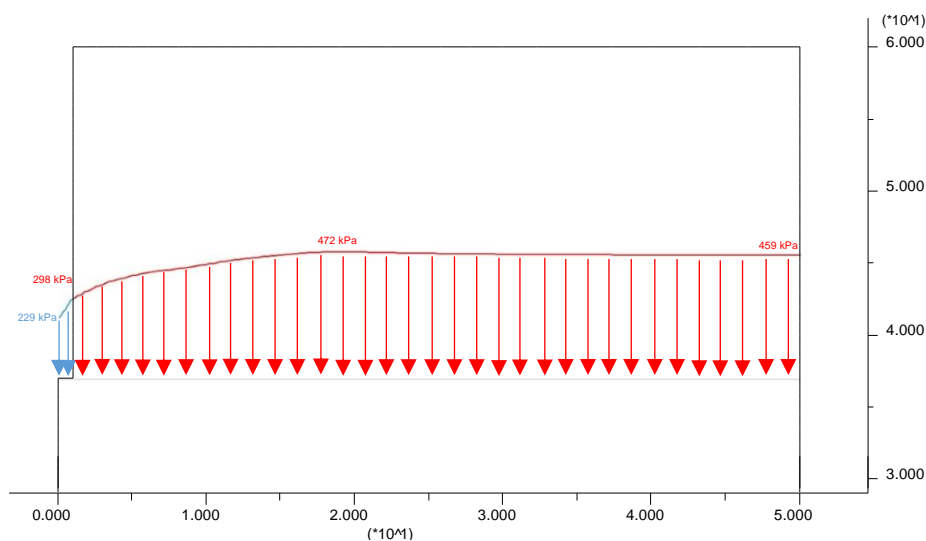
À medida que a profundidade de escavação aumenta a tensão  $p_0$  aumenta, começando a formar-se uma região plastificada. Como referido anteriormente, nesta região existe uma transferência de tensões da parede da escavação para o interior do maciço possibilitando que o próprio modelo se mantenha em estado de equilíbrio. Claro está, que chegará a uma determinada profundidade de escavação em que o modelo não consegue redistribuir mais as tensões, originando-se o colapso da estrutura.

Na simulação numérica foi realizado um estudo das profundidades críticas na iminência do colapso em função do valor de  $\frac{c_u}{\gamma}$ , em que através de uma recta de regressão linear, obteve-se a seguinte expressão para a profundidade crítica de escavação em metros:  $h_{crit} = 12 \frac{c_u}{\gamma} - 2,3$ . Esta expressão, obtida através da simulação de uma escavação de um furo de um metro de raio, permite perceber que, como espectável, quanto maior for o valor de  $\frac{c_u}{\gamma}$  maior será o valor da profundidade crítica de escavação, e que a mínima diferença do valor  $\frac{c_u}{\gamma}$  adoptado resulta em profundidades críticas de escavação bastante distintas. Assim sendo, uma vez que na prática o terreno não se comporta como um meio homogéneo é necessário ter bastante precaução quando se selecciona o valor do parâmetro normalizado  $\frac{c_u}{\gamma}$  a ser utilizado na expressão acima.

A análise referente à escavação de um furo com água no seu interior, foi realizada com o propósito de avaliar o contributo que as pressões hidrostáticas conferem à estabilidade deste tipo de obra geotécnica. Quando se considera a presença de água no interior do furo, esta produz uma pressão vertical estabilizadora fazendo com que seja possível que a profundidade última de escavação seja bastante mais elevada. Assim sendo, com base no mecanismo de rotura representado na figura 4.65 e com base na proposta de Terzaghi, a profundidade crítica de escavação de um furo com água no seu interior deve ser tal que as tensões do terreno ao nível da base do furo,  $p_0$ , sejam

$$p_0 = s_c N_c c_u + p_H = 6,68 c_u + p_H \quad (4-31)$$

Sendo  $p_H$ , a pressão hidrostática ao nível da base do furo. De acordo com os resultados apresentados anteriormente em 4.2.5, a profundidade de escavação crítica de um furo totalmente preenchido por água, com  $\gamma_w$  de 10 kN/m<sup>3</sup>, em terreno de peso volúmico,  $\gamma$ , de 20kN/m<sup>3</sup> e resistência não drenada,  $c_u$ , de 20 kPa, é de  $h_{crit} = 23 \text{ m}$ . Na figura 4.67 apresenta-se o desenvolvimento de tensões ao nível da base do furo obtido na simulação numérica na iminência do colapso.



**Figura 4.67**– Desenvolvimento das tensões verticais ao nível da base do furo obtidos na simulação numérica da escavação de um furo totalmente preenchido por água na iminência do colapso para  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  e  $c_u = 20 \text{ kPa}$  ( $h_{crit} = 23,0 \text{ m}$ ).

Assim como no caso anterior, observa-se uma transferência de tensões da parede do furo para o interior do maciço, correspondendo ao fenómeno de plastificação. Uma vez mais a zona de transição pode ser observada aqui pelo valor máximo das tensões, e assumindo que o desenvolvimento de tensões entre a parede do furo e a zona de transição é linear, as tensões verticais ao longo da região plastificada podem ser representadas por uma tensão uniformemente distribuída de  $p_0 = \frac{298+472}{2} = 385 \text{ kPa}$ .

Observa-se então um erro relativo de 5,9% quando confrontando com o valor obtido através da expressão Eq. 4-31,  $p_0 = s_c N_c c_u + p_H = 6,68c_u + p_H = 133,6 + 230 = 363,6 \text{ kPa}$ .

Denota-se assim uma diferença significativa entre os resultados obtidos pela análise numérica com os obtidos pela Eq. 4-31. Segundo a simulação numérica o colapso ocorre para tensões  $p_0$  superiores ao valor previamente determinado com base na proposta de Terzaghi, verificando-se deste modo que a presença de água tem uma componente estabilizadora maior que a considerada, comprovando-se a existência de algum contributo estabilizador devido à pressão hidrostática no sentido horizontal.

Na simulação numérica realizada para a escavação de um furo com presença de água, foi realizado um estudo para as profundidades de escavação críticas em função dos diversos valores do parâmetro  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w}$ , onde através de uma recta de regressão linear, obteve-se a seguinte expressão para a profundidade de escavação crítica em metros de um furo totalmente preenchido por água:

$$h_{crit} = 14 \frac{c_u}{\gamma - \gamma_w} - 4,8.$$

A título de exemplo, de acordo com a Eq. 4-26 a escavação de um furo em terreno de peso volúmico,  $\gamma$ , de  $20 \text{ kN/m}^3$  e resistência não drenada,  $c_u$ , de  $20 \text{ kPa}$  é de  $h_{crit} = 9,7 \text{ m}$ . Caso esta escavação tenha água no seu interior, a profundidade crítica de escavação de acordo com a expressão Eq. 4-27 é de  $h_{crit} = 23,2 \text{ m}$ . Conclui-se assim que, de acordo com a simulação numérica aqui realizada, a presença de água dentro do furo neste exemplo, é bastante significativa possibilitando uma profundidade de escavação superior ao dobro da escavação sem água.

### 4.3 Comparação entre as duas análises de estabilidade

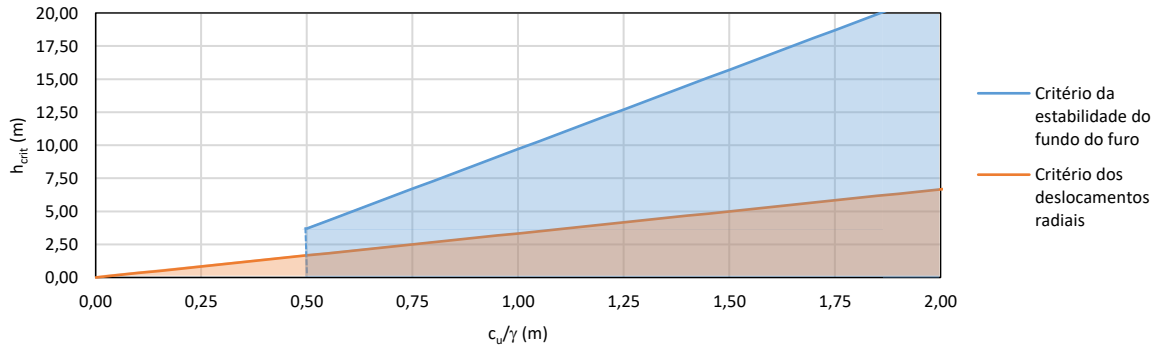
Embora só ocorra o colapso pela base da escavação, os deslocamentos radiais podem comprometer uma boa execução da estaca moldada, levando à formação de uma secção mais reduzida. Assim sendo, é necessário analisar ambos os critérios a fim de compreender qual deles determina a profundidade crítica de escavação.

Relativamente ao critério dos deslocamentos radiais, abordado no capítulo 4.1.4.3, assumiu-se como critério uma variação volumétrica igual ou inferior a 10%, ou seja,  $\frac{\Delta d}{d} \leq 0,05$ . Deste modo, concluiu-se que para este caso de estudo é apenas possível garantir uma boa execução de estacas moldadas para valores de  $\frac{c_u}{p_i}$  iguais ou superiores a 0,3. Uma vez que  $p_i$  representa a pressão lateral inicial é possível defini-la através da multiplicação do coeficiente  $K$  por  $\sigma_v$ , ou seja,  $p_i = K \cdot \gamma \cdot h$ . Respeitando, uma vez mais, que a razão entre as tensões totais horizontais com as verticais é igual à unidade,  $K = 1$ , a

pressão inicial passa a ser definida apenas por  $p_i = \gamma \cdot h$ . Pelo que é possível definir o critério dos deslocamentos radiais através da seguinte expressão

$$h_{crit} = 3,33 \frac{c_u}{\gamma} \quad (4-32)$$

Na figura 4.68 apresenta-se a comparação entre o critério dos deslocamentos radiais com o critério da estabilidade do fundo do furo definido pela Eq. 4-26.



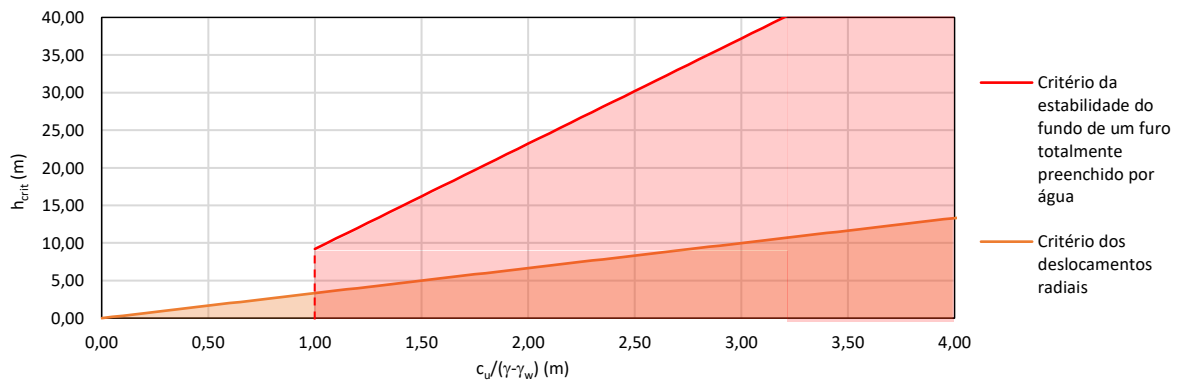
**Figura 4.68** – Comparação entre o critério de deslocamentos radiais com o critério da instabilização do furo pela base da escavação.

Verifica-se assim que para o exemplo estudado nesta dissertação, o critério dos deslocamentos radiais delimita a profundidade de escavação do furo, sendo este o critério que prevalece.

Para o outro caso de estudo, em que o furo se encontra completamente preenchido por água, esta exerce uma pressão radial no interior da escavação,  $p$ . Sendo que a análise de estabilidade radial é realizada com um estado de tensão inicial isotrópico, o critério dos deslocamentos radiais para o caso de um furo totalmente preenchido por água, pode ser representado por  $\frac{c_u}{p_i - p} \geq 0,3$ . Respeitando uma vez mais que  $K = 1$ , a pressão interna provocada pela água pode ser definida por  $p = \gamma_w \cdot h$ , passando o critério dos deslocamentos radiais a poder ser definido pela seguinte expressão

$$h_{crit} = 3,33 \frac{c_u}{\gamma - \gamma_w} \quad (4-33)$$

Apresenta-se assim na figura 4.69 a comparação entre o critério dos deslocamentos radiais com o critério da estabilidade do fundo do furo para o caso deste estar totalmente preenchido por água.



**Figura 4.69**- Comparação entre o critério de deslocamentos radiais com o critério da estabilidade do fundo de um furo totalmente preenchido por água.

Verifica-se também neste caso que o critério dos deslocamentos é o critério condicionante à profundidade de escavação.

Note-se que nas análises realizadas considerou-se somente um valor para o diâmetro do furo,  $d = 2,0m$ , módulo de deformabilidade  $E$ , constante e igual a  $10MPa$ , peso volúmico do solo  $\gamma$ , constante e igual a  $20kN/m^3$  e que o único parâmetro que se variou foi a resistência não drenada,  $c_u$ . Na análise da estabilidade considerou-se ainda a pressão lateral,  $p_i$ , constante e igual a  $100 kPa$ , enquanto que  $c_u$  tomou valores entre  $25 kPa$  e  $100 kPa$ . Na análise da estabilidade do fundo do furo a resistência não drenada tomou valores de  $10$  a  $30 kPa$ .

A variação dos valores de  $c_u$ , ou dos respectivos parâmetros normalizados de  $\frac{c_u}{p_i}$ ,  $\frac{c_u}{\gamma}$  e  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w}$ , foi meramente numérica com o objectivo de obter a relação entre estas grandezas com a profundidade crítica de escavação. A validade das expressões assim obtidas deverá ser confirmada através de um estudo numérico mais extenso, fazendo variar os outros parâmetros.

Chama-se ainda a atenção que os valores da profundidade crítica obtidos pela expressão, para solos de baixa resistência ou seja,  $c_u \leq 20 kPa$ , devem ser encarados com alguma reserva. Na verdade existem outros efeitos não contemplados na análise efectuada como por exemplo: ocorrência de fissuras, degradação das propriedades mecânicas dos solos devido ao processo construtivo, ocorrência de intercalações arenosas, ou de camadas drenantes, etc, os quais poderão conduzir na realidade a profundidades de escavação críticas bastante menores.

## 5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 5.1 Conclusões

No decorrer deste trabalho foram descritos os tipos de estacas moldadas abordadas na EN 1536. Para cada método foram descritas as fases construtivas a eles inerentes, o que permitiu abordar os diversos defeitos e/ou patologias que podem ocorrer aquando da sua execução. Levando a concluir a grande importância que a norma europeia EN 1536 tem na execução de estacas moldadas.

Seguidamente foi realizado uma análise crítica aos princípios gerais definidos pela norma europeia EN 1536 - "Execução de obras geotécnicas especiais – Estacas moldadas". Uma vez que a diversidade de assuntos abordados pela norma é demasiado vasta, neste trabalho foram somente analisados de forma aprofundada, os princípios gerais referentes à fase de execução. Destes, aqueles em que esta dissertação se centrou são os respectivos à fase de escavação e sustentação dos furos de estacas moldadas. Estes princípios são de uma forma geral medidas de prevenção à formação de defeitos e patologias que ocorrem durante este processo. Foram então descritas estas patologias referentes às estacas moldadas tanto de um modo geral como de um modo específico, ou seja, referentes a: escavação de furos de estacas moldadas com recurso a tubo moldador, com recurso a lamas bentoníticas, com recurso a trado contínuo e as sem recurso a qualquer tipo de sustimento. Levando assim a concluir-se que a norma carece de explicação aprofundada sobre alguns princípios por ela enunciados. Pelo que, neste trabalho foi desenvolvido uma análise cuidadosa de um dos princípios referentes à execução de escavação de um furo de estaca sem qualquer tipo de sustimento.

Segundo a EN 1536 este tipo de escavação só deve ser executada em terrenos cujo o colapso das paredes do furo não seja provável de ocorrer. Assim sendo, foram realizadas análises numéricas por forma a entender a estabilidade deste tipo de escavação. Nestas análises foram apenas considerados terrenos em condições não drenadas onde foram estudadas a estabilidade radial do furo onde ocorre o efeito de arco como também a estabilidade do fundo da escavação.

No que diz respeito à estabilidade radial do furo, foi realizado uma análise numérica em estado plano de tensões com o plano perpendicular ao eixo do furo. Nesta análise foi tida em conta soluções clássicas existentes na literatura, sendo possível verificar o modelo numérico através das mesmas. Esta análise numérica levou a concluir que para terrenos em condições não drenadas não ocorre colapso pela instabilização das paredes do furo, uma vez que, a região plastificada ao redor do furo aumenta em conformidade com o aumento das tensões iniciais do maciço, sem nunca ser formado um mecanismo de colapso. Contudo apesar de não ocorrer rotura, os deslocamentos radiais podem comprometer a execução da estaca moldada, levando ao estrangulamento da secção. Pelo que se assumiu um critério que delimitasse os deslocamentos radiais a uma certa fracção do diâmetro do furo.

De qualquer modo, concluiu-se que a instabilização de furos em solos de resposta não drenada ocorre somente pela base. Visto que não foi encontrado na literatura soluções analíticas para esta problemática, o modelo numérico foi verificado para uma solução clássica da capacidade resistente última de uma estaca.

Uma vez verificado o modelo, a estabilidade do fundo foi analisada através da monitorização de deslocamentos num ponto à superfície do terreno junto ao furo. À medida que a escavação faseada de 2 em 2 metros foi sendo simulada os deslocamentos no ponto de controlo foram sendo monitorizados por forma a verificar-se a profundidade de escavação para o qual era atingido um estado de colapso. Na iminência do colapso analisou-se os pontos de plastificação, bem como, o campo de deslocamentos totais, sendo possível observar-se a formação de uma região plastificada em formato de cunha e o modo com que se dá a rotura pelo fundo da escavação. Imediatamente verificou-se uma certa semelhança com os mecanismos de rotura adoptados na solução clássica da capacidade resistente de uma estaca, nomeadamente com a proposta de Terzaghi (1943). Levando a concluir-se que o mecanismo de colapso da escavação de um furo circular pode ser tido em conta como uma fundação superficial, tendo como único carregamento aplicado, as tensões do solo envolvente ao nível da base da escavação. À medida que a escavação prossegue as tensões ao nível da base do furo vão aumentando e simultaneamente ocorre uma transferência de tensões da parede da escavação para o interior do maciço reflectindo-se assim o fenómeno de plastificação.

Através da análise numérica conclui-se que a profundidade de escavação crítica varia linearmente com o parâmetro  $\frac{c_u}{\gamma}$  podendo esta ser quantificada segundo a seguinte expressão:  $h_{crit} = 12 \frac{c_u}{\gamma} - 2,3$ .

Simulou-se ainda uma escavação de um furo completamente preenchido por água, onde se conclui a elevada contribuição estabilizadora da pressão hidrostática. Concluiu-se que a presença de água não só tem uma componente estabilizadora vertical como também revela algum contributo estabilizador na direcção horizontal. Através da simulação numérica concluiu-se que a profundidade crítica de um furo quando preenchido totalmente por água varia linearmente segundo o parâmetro  $\frac{c_u}{\gamma - \gamma_w}$ , sendo esta representada através da seguinte expressão:  $h_{crit} = 14 \frac{c_u}{\gamma - \gamma_w} - 4,8$ .

Comparando ambas as expressões para os dois casos, com e sem água no interior do furo, é notório o elevado contributo estabilizador da água. Em alguns casos pode mesmo significar a possibilidade de duplicar a profundidade crítica de escavação.

Contudo é de notar que neste estudo fez-se variar apenas o valor da resistência não drenada enquanto que todos os outros parâmetros mantiveram-se constantes. Pelo que a validade destas expressões necessitam de ser comprovadas por um estudo paramétrico mais extenso. Além de que na prática existem outros factores não contemplados neste estudo que poderão conduzir a profundidades de escavação críticas bastante menores tais como: ocorrência de fissuras, degradação das propriedades mecânicas dos solos devido ao processo construtivo, ocorrência de intercalações arenosas, ou de camadas drenantes, etc.

Por último comparou-se o critério da estabilidade do fundo do furo com o critério que foi assumido para delimitar os deslocamentos radiais. Apesar da EN 1536 sugerir que a escavação de furos sem sustimento é apenas permitida em terrenos cujo colapso não seja provável de ocorrer, os deslocamentos provocados pelo alívio de tensões podem comprometer a execução de estacas moldadas, levando ao estrangulamento da secção. De facto após a comparação entre os dois critérios,



concluiu-se que para ambos os casos de estudo, sem e com presença de água, o critério dos deslocamentos é bastante condicionante para a profundidade de escavação. Se se comparar os declives dos dois critérios constata-se uma razão da ordem de 3 a 4 o que curiosamente é um valor semelhante ao coeficiente de segurança global habitualmente utilizado para verificar o estado limite último em fundações.

## 5.2 Desenvolvimentos Futuros

Após a realização deste trabalho surgem outros temas que se consideram interessantes e que possivelmente possam resultar em trabalhos futuros.

Ao longo desta dissertação foi assumido um valor para o coeficiente de repouso  $K_0 = 1$ , contudo seria pertinente realizar esta análise para outros valores de  $K_0$ , de modo a estudar-se a influência que este coeficiente possa ter na análise da estabilidade do furo.

Na análise numérica aqui efectuada fez-se variar o valor da resistência não drenada,  $c_u$ , à medida que se fixou o módulo de elasticidade,  $E$ , a pressão lateral inicial,  $p_i$ , e onde apenas se adoptou um raio de 1,0 m. No futuro seria interessante variar estes parâmetros para confirmar a sua influência nas relações obtidas.

A Introdução de um critério dos deslocamentos na análise da estabilidade do fundo do furo seria outro trabalho bastante pertinente, que completaria a análise aqui realizada.

O estudo da estabilidade de um furo realizado em terrenos em condições drenadas seria também um trabalho interessante. Neste trabalho foi apenas estudada a situação não drenada uma vez que este tipo de fundação é muitas vezes executado em terrenos desta natureza e que um furo de estaca geralmente não fica aberto durante um longo período de tempo, sendo possível para alguns casos considerar-se um comportamento não drenado.



## BIBLIOGRAFIA

Brito, J. d. (1999a) - *Estacas Moldadas no Terreno*. Folhas da disciplina de Processos de Construção da Licenciatura em Engenharia Civil, 1999/2000 - Instituto Superior Técnico.

Brito, J. d. (1999b) - *Cortinas de Estacas Moldadas*. Folhas da disciplina de Tecnologia de Contenções e Fundações, do Mestrado em Construção, 1999/2000 - Instituto Superior Técnico.

Brito, J. d. (2000) - *Tipologia de Estacas*. Sessão do Curso Fundec Execução de Estacas - Instituto Superior Técnico.

Brown, D. A., Dapp, S. D., Thompson, W. R. & Lazarte, C. A. (2007) - *Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles*. Publicado na revista electrónica Geotechnical Engineering Circular (GEC) nº8. Disponível na internet em <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/gec8/gec8.pdf>, consultado no dia 12 de Abril de 2017.

Carneiro, R. B. (2015) - *Estacas Escavadas com Lama, Parede Diafragma com Clam Shell e Hidrofresa*. Publicado na revista electrónica da Reunião Anual de Ciência - e\_RAV Vol.5 nº1. Disponível na internet em <http://www.computacao.unitri.edu.br/erac/index.php/e-rac/article/view/544/347>, consultado no dia 9 de Abril de 2016.

EN 1536:2010 - *Execution of Special geotechnical work - Bored piles*. CEN - Comité Europeu de Normalização.

FLAC Online Manual (2005), version 5.0.

Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M. & Elson, K. (2009) - *Piling Engineering*. 3<sup>rd</sup> Edition. Taylor & Francis.

GlobalSynthetics Technical Notes - *Bentonite Fluid Loss*. Disponível na internet em <http://global-synthetics.com.au/wp-content/uploads/2016/05/TECHNICAL-NOTE-FLUID-LOSS>, consultado no dia 8 de Fevereiro de 2017.

Guerra, N. (2008) - *Análise de Estruturas Geotécnicas*. Elementos teóricos da disciplina de Análise de Estruturas Geotécnicas - Instituto Superior Técnico.

Jaky J. (1948) - *Pressure in soils*, Proc. 2<sup>nd</sup> ICSMFE, Vol. 1, pp. 103-107.

Meyerhof, G. G. (1951) - *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Publicado na revista Géotechnique, Vol.2, Tópico 4. Disponível na internet em <http://www.geotecniadecolombia.com/xtras/The%20Ultimate%20bearing%20capacity%20of%20foundations.pdf>, consultado no dia 12 de Outubro de 2017, pp. 301-332.

Milititsky, J., Consoli, N. C. & Schnaid, F (2005) - *Patologia das Fundações*. Oficina de Textos.

Neves, E. M. d. (2016) - *Mecânica dos Estados Críticos: solos saturados e não saturados*. 1<sup>a</sup> Edição. IST Press.

Penteado, M. d. L.; Brito, J. d. (2009) - *Técnicas actuais e inovadoras na monitorização e controlo de qualidade das estacas de betão*. Publicado na revista de Engenharia Civil da Universidade do Minho - REC nº34. Disponível na internet em [http://www.civil.uminho.pt/revista/artigos/n34/Pag\\_51-71.pdf](http://www.civil.uminho.pt/revista/artigos/n34/Pag_51-71.pdf), consultado no dia 27 de Junho de 2016.

Prakash, S.; Sharma, H. D. (1990) - *Pile Foundations in Engineering Practice*. Wiley.

Rocha, M. (1976) - *Estruturas Subterrâneas - Túneis, cavernas, poços*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Sands, M. J. (1992) - *Piling: European practice and worldwide trends*. Thomas Telford. pp. 236-237.

Santos, J. A. (2008) - *Fundações por Estacas - Acções Verticais*. Elementos Teóricos da disciplina de Obras Geotécnicas - Instituto Superior Técnico.

Terzaghi, K. (1943) - *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc.

Tomlinson, M. J. (1995) - *Foundation Design and Construction*. 6<sup>th</sup> Edition. Longman pp. 329-370.

Tomlinson, M.; Woodward, J. (2008) - *Pile Design and Construction Practice*. 5<sup>th</sup> Edition. Taylor & Francis.

# ANEXOS – Códigos de simulação no FLAC

## 1. Função Hole.fis

```
; FISH routine to create a quarter-symmetry hole mesh
; each grid point is defined by its polar coordinates ALFA and RO
; RMAXIT = the maximum distance from the center for each ALFA
; RMIN = radius of the excavation
; RMUL = number of radii to the boundary
; GRATIO = grid's ratio
;
def hole
loop j (1,jgp)
  alfa=(j-1)*0.5*pi/(jgp-1)
  if alfa <= .25*pi then
    rmaxit=rmin*rmul/cos(alfa)
  else
    rmaxit=rmin*rmul/sin(alfa)
  end_if
  loop i (1,igp)
    ro=rmin+(rmaxit-rmin)*(gratio^(i-1)-1)/(gratio^(igp-1)-1)
    x(i,j)=ro*cos(alfa)
    y(i,j)=ro*sin(alfa)
  end_loop
end_loop
end
```

## 2. Simulação numérica da análise de estabilidade radial – Regime Elástico

```
config extra 10
grid 40,40
model elastic
call hole.fis
;
set rmin=1 rmul=20 gratio=1.1
hole
prop density=2000.0 bulk=3.33333E7 shear=3.44828E6
ini sxx=-100e3 syy=-100e3 szz=-100e3
fix y j 1
fix x j 41
apply sxx -100e3 syy -100e3 i 41
his unbal
his xdisp i=1 j=1
Solve
```

## 3. Simulação numérica da análise de estabilidade radial – Regime Elastoplástico

```
config extra 10
grid 40,40
model mohr
call hole.fis
;
set rmin=1 rmul=20 gratio=1.1
hole
prop density=2000.0 bulk=3.33333E7 shear=3.44828E6 cohesion=100000.0 friction=0.0 dilation=0.0
tension=10.0e6
ini sxx=-100e3 syy=-100e3 szz=-100e3
fix y j 1
fix x j 41
apply sxx -100e3 syy -100e3 i 41
his unbal
```

```
his xdisp i=1 j=1
solve
```

#### 4. Verificação da Malha para a simulação da estabilidade do fundo do furo

```
;... State: Verif1.sav ...
config axisymmetry extra 10
grid 30,60
gen 0.0,0.0 0.0,30.0 1.0,30.0 1.0,0.0 ratio 1.0,1.0 i=1,3 j=1,61
gen 1.0,0.0 1.0,30.0 20.0,30.0 20.0,0.0 ratio 1.07,1.0 i=3,61 j=1,61
group 'User:new1' i=1,2 j=1,60
group 'User:new1' i=2,30 j=1,60
model mohr group 'User:new1'
prop density=1000.0 bulk=3.3E7 shear=3.3E6 cohesion=25000.0 friction=0.0 dilation=0.0 tension=1e10
group 'User:new1'
fix y x j 1
fix y x i 81
fix x i 1
initial syy -6e5 var 0.0,6e5
initial sxx -6e5 var 0.0,6e5
initial szz -6e5 var 0.0,6e5
history 999 unbalanced
```

```
;... State: Verif2.sav ...
initial ydis=0 xdis=0
initial xvel=0
model null i 1 2 j 31 60
group 'null' i 1 2 j 31 60
group delete 'null'
fix y i 1 3 j 31
initial yvelocity -7.5E-5 i 1 3 j 31
; --- comparacao com a solut o analitica ---
def n_pres
  val = yforce(1,31) * x(2,31) * 0.25
  loop i (2,3)
    val = val + yforce(i,31) * x(i,31)
  end_loop
  rad = (x(3,31)+x(4,31))*0.5
  n_pres = val * 2. / (rad * rad)
  a_pres = 9*25e3 + 15*20e3
end
def err
  err=(a_pres-n_pres)/a_pres
end
; --- histories ---
hist unbal
his yd i 1 j 31
his n_pres
his a_pres
his err
hist yv i 2 j 31
step 100000
call 'dispt.dat'
deslocamentos_globais
```

#### 5. Função dispt.dat

```
define deslocamentos_globais
array t_disp(30,60)
loop i(1,30)
loop j(1,60)
```

```

t_disp(i,j)=sqrt((abs(xdisp(i,j)))^2+(abs(ydisp(i,j)))^2)
ex_1(i,j)= t_disp(i,j)
end_loop
end_loop
end

```

## 6. Simulação numérica da análise de estabilidade do fundo do furo

```

;... State: cola0.sav ...
config axisymmetry extra 10
grid 30,60
gen 0.0,0.0 0.0,30.0 1.0,30.0 1.0,0.0 ratio 1.0,1.0 i=1,3 j=1,61
gen 1.0,0.0 1.0,30.0 20.0,30.0 20.0,0.0 ratio 1.07,1.0 i=3,61 j=1,61
group 'User:new1' i=1,2 j=1,60
group 'User:new1' i=2,30 j=1,60
model mohr group 'User:new1'
prop density=2000.0 bulk=3.3E7 shear=3.3E6 cohesion=20000.0 friction=0.0 dilation=0.0 tension=1e10
group 'User:new1'
fix y x j 1
fix x i 81
fix x i 1
set gravity=10.0
initial syy -600000 var 0.0,600000
initial sxx -600000 var 0.0,600000
initial szz -600000 var 0.0,600000
his nstep=5
his ydisp i = 4 j = 61
his xdisp i = 4 j = 61
history 999 unbalanced
solve

;... State: cola1.sav ...
initial ydis=0 xdis=0
initial xvel=0
model null i 1 2 j 57 60
group 'null' i 1 2 j 57 60
group delete 'null'
solve

;... State: cola2.sav ...
model null i 1 2 j 53 60
group 'null' i 1 2 j 53 60
group delete 'null'
Solve

;... State: cola3.sav ...
model null i 1 2 j 49 60
group 'null' i 1 2 j 49 60
group delete 'null'
solve

;... State: cola4.sav ...
model null i 1 2 j 45 60
group 'null' i 1 2 j 45 60
group delete 'null'
solve

;... State: cola5.sav ...
model null i 1 2 j 42 60
group 'null' i 1 2 j 42 60

```

```

group delete 'null'
step 15259
set hisfile delocver.his
history write 1
set hisfile delochor.his
history write 2
call 'dispt.dat'
deslocamentos_globais

```

## 7. Simulação numérica da análise de estabilidade do fundo do furo preenchido por água

```

;... State: colaa0.sav ...
config axisymmetry extra 10
grid 40,120
gen 0.0,0.0 0.0,60.0 1.0,60.0 1.0,0.0 ratio 1.0,1.0 i=1,3 j=1,121
gen 1.0,0.0 1.0,60.0 50.0,60.0 50.0,0.0 ratio 1.07,1.0 i=3,121 j=1,121
group 'User:new1' i=1,2 j=1,120
group 'User:new1' i=2,40 j=1,120
model mohr group 'User:new1'
prop density=2000.0 bulk=3.3E7 shear=3.3E6 cohesion=20000.0 friction=0.0 dilation=0.0 tension=1e10
group 'User:new1'
fix y x j 1
fix x i 81
fix x i 1
set gravity=10.0
initial syy -1200000 var 0.0,1200000
initial sxx -1200000 var 0.0,1200000
initial szz -1200000 var 0.0,1200000
his nstep=5
his ydisp i = 4 j = 121
his xdisp i = 4 j = 121
history 999 unbalanced
solve

```

```

;... State: colaa1.sav ...
initial ydis=0 xdis=0
initial xvel=0
model null i 1 2 j 117 121
group 'null' i 1 2 j 117 121
group delete 'null'
apply pressure 20e3 var 0.0 -20e3 from 1,117 to 3,121
solve

```

```

;... State: colaa2.sav ...
model null i 1 2 j 113 121
group 'null' i 1 2 j 113 121
group delete 'null'
apply pressure 40e3 var 0.0 -40e3 from 1,113 to 3,121
solve

```

```

;... State: colaa3.sav ...
model null i 1 2 j 109 121
group 'null' i 1 2 j 109 121
group delete 'null'
apply pressure 60e3 var 0.0 -60e3 from 1,109 to 3,121
solve

```

```

;... State: colaa4.sav ...
model null i 1 2 j 105 121

```



```

group 'null' i 1 2 j 105 121
group delete 'null'
apply pressure 80e3 var 0.0 -80e3 from 1,105 to 3,121
solve

;... State: colaa5.sav ...
model null i 1 2 j 101 121
group 'null' i 1 2 j 101 121
group delete 'null'
apply pressure 100e3 var 0.0 -100e3 from 1,101 to 3,121
solve

;... State: colaa6.sav ...
model null i 1 2 j 97 121
group 'null' i 1 2 j 97 121
group delete 'null'
apply pressure 120e3 var 0.0 -120e3 from 1,97 to 3,121
solve

;... State: colaa7.sav ...
model null i 1 2 j 93 121
group 'null' i 1 2 j 93 121
group delete 'null'
apply pressure 140e3 var 0.0 -140e3 from 1,93 to 3,121
solve

;... State: colaa8.sav ...
model null i 1 2 j 89 121
group 'null' i 1 2 j 89 121
group delete 'null'
apply pressure 160e3 var 0.0 -160e3 from 1,89 to 3,121
solve

;... State: colaa9.sav ...
model null i 1 2 j 85 121
group 'null' i 1 2 j 85 121
group delete 'null'
apply pressure 180e3 var 0.0 -180e3 from 1,85 to 3,121
solve

;... State: colaa10.sav ...
model null i 1 2 j 81 121
group 'null' i 1 2 j 81 121
group delete 'null'
apply pressure 200e3 var 0.0 -200e3 from 1,81 to 3,121
solve

;... State: colaa11.sav ...
model null i 1 2 j 77 121
group 'null' i 1 2 j 77 121
group delete 'null'
apply pressure 220e3 var 0.0 -220e3 from 1,77 to 3,121
solve

;... State: colaa12.sav ...
model null i 1 2 j 75 121
group 'null' i 1 2 j 75 121
group delete 'null'
apply pressure 230e3 var 0.0 -230e3 from 1,75 to 3,121
Step 73145

```

```
call 'dispt2.dat'  
deslocamentos_globais_a  
set hisfile delocverA.his  
history write 1  
set hisfile delochorA.his  
history write 2
```

### **8. Função dispt2.dat**

```
define deslocamentos_globais_a  
array t_disp(30,120)  
loop i(1,30)  
loop j(1,120)  
t_disp(i,j)=sqrt((abs(xdisp(i,j)))^2+(abs(ydisp(i,j)))^2)  
ex_2(i,j)= t_disp(i,j)  
end_loop  
end_loop  
end
```