



**Rebeca Pereira Fernandes**

## **Retroanálise do Teste Hidráulico de um Tanque de Armazenamento de Combustível**

### **Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Celso Romanel  
Coorientador: Prof. Pedricko Rocha Filho

Rio de Janeiro  
Outubro de 2022



**Rebeca Pereira Fernandes**

## **Retroanálise do Teste Hidráulico de um Tanque de Armazenamento de Combustível**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

**Prof. Celso Romanel**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Pedricto Rocha Filho**

Coorientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Rodrigo Cesar Pierozan**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Bernadete Danziger**

UERJ

Rio de Janeiro, 27 de outubro de 2022

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

### **Rebeca Pereira Fernandes**

Graduou-se em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em 2018. Principais áreas de interesse: Geotecnia, Fundações, Análise Numérica.

### Ficha Catalográfica

Fernandes, Rebeca Pereira

Retroanálise do teste hidráulico de um tanque de armazenamento de combustível / Rebeca Pereira Fernandes; orientador: Celso Romanel; coorientador: Pedricto Rocha Filho. – 2022.

172 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2022.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Análise numérica. 3. Recalque diferencial. 4. Tanque de armazenamento. I. Romanel, Celso. II. Rocha Filho, Pedricto. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

A Deus pelo dom da vida.



## **Agradecimentos**

Agradeço ao meu Senhor e Salvador, Jesus Cristo, pela Sua graça imerecida e constante sobre minha vida, sem a qual eu não conseguiria chegar até onde estou.

Aos meus pais, Gilder e Leila Fernandes, que a cada novo desafio me davam segurança e me lembravam das certezas inegociáveis. Ao meu carinho, Iván Salvador; obrigada por não me deixar desistir, por me ensinar que a argila é uma mola, por me abraçar e orar comigo. Você me inspira a ser uma melhor engenheira geotécnica a cada dia. À minha família materna e paterna por torcerem por mim. À minha família peruana, por se alegrarem comigo. Às minhas irmãs de coração Paula Luchesi, Patrícia Mendes e Thainá Ferraz. Aos meus amigos tão chegados da igreja ICNV de Botafogo. Aos meus queridos amigos engenheiros, mestres e doutores da PUC-Rio.

Agradeço aos meus orientadores Celso Romanel e Pedricto Rocha Filho por todo conhecimento compartilhado. Um agradecimento especial aos amigos Iván, Erland e Raul por todo auxílio durante a pesquisa. Aos colegas funcionários da PUC-Rio, secretários, guardas e professores.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

## Resumo

Fernandes, Rebeca; Romanel, Celso (orientador); Rocha Filho, Pedricto (coorientador). **Retroanálise do Teste Hidráulico de um Tanque de Armazenamento de Combustível**. Rio de Janeiro, 2022. 172 p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Predominantemente os tanques de armazenamento de combustíveis são construídos nas regiões costeiras, cujo subsolo é caracterizado por um perfil estratificado, formado por sedimentos recentes do período quaternário. Observa-se a existência de sedimentos de origem flúvio-lagunar (intercalações estratigráficas constituídas de areias finas, siltes e argilas moles) e de sedimentos marinhos (camadas espessas de areia), sendo o nível freático raso. A tensão aplicada no solo geralmente é de pequena magnitude, mas a ocorrência de recalques diferenciais devido ao adensamento é muito comum e às vezes não corretamente avaliada, comprometendo seriamente a interação do solo com os componentes principais do tanque e com as tubulações e conexões para armazenamento. O principal desafio deste estudo foi avaliar o desempenho da placa de fundo de um tanque metálico vertical apoiado sobre um depósito de solo estratificado. O estudo considerou, na análise numérica por meio do método dos elementos finitos, a existência de camadas horizontais e levemente inclinadas. Como principais resultados, foram gerados gráficos tempo versus recalque e carregamento versus recalque para comparação. Os resultados indicaram que a consideração da variação de espessuras e inclinações naturais na estratificação das camadas do subsolo tem uma influência direta no recalque, especialmente nas camadas argilosas. O comportamento do sistema solo-estrutura (disposição das camadas, da fundação, recalque por adensamento, recalque diferencial) mostrou a importância e a influência dos diversos fatores que afetam o recalque da fundação e contribuem na tomada de decisões mais adequadas sob pontos de vista técnico e econômico.

## Palavras – chave

Recalque Diferencial; Análise Numérica; Fundações

## Abstract

Fernandes, Rebeca; Romanel, Celso (advisor); Rocha Filho, Pedricto (coadvisor). **Retroanalysis of a Hydraulic Test of a Fuel Storage Tank.** Rio de Janeiro, 2022. 172 p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Predominantly, fuel storage tanks are built in coastal regions, whose subsoil is characterized by a stratified profile, formed by recent sediments from the Quaternary period. It is possible to observe the existence of sediments of fluvial-lagoon origin (stratigraphic interchanges consisting of fine sands, silts and soft clays) and marine sediments (thick layers of sand), with a shallow water table. The stress applied to the soil is usually of small magnitude, but the occurrence of differential settlements due to densification is very common and sometimes not correctly evaluated, seriously compromising the interaction of the soil with the main components of the tank, pipes and other connections. The main objective of this study was to evaluate the performance of the bottom plate of a vertical metallic tank supported on a stratified soil deposit. This study considered, through numerical analysis by the finite element method, the existence of horizontal and slightly inclined layers. As main results, time versus settlement and loading versus settlement graphs were generated for comparison. The results show that the consideration of the variation of thickness and slopes of the subsoil layers has a direct influence on settlements, especially in the clayey layers. The behavior of the soil-structure system (layout of layers, foundation, settlement by consolidation, differential settlement) showed the importance and influence of the various factors that affect the settlement of the foundation and contribute to the making of more adequate decisions under technical and economic points of view.

## Keywords

Differential Settlement; Numerical Analysis; Foundations

# Sumário

1	Introdução.....	15
1.1	Relevância da Pesquisa.....	25
1.2	Objetivo Principal .....	25
1.3	Estrutura da Dissertação .....	26
2	Revisão Bibliográfica.....	27
2.1	Tanques de aço verticais para armazenamento de combustíveis.....	27
2.2	Recalques em Tanques de Armazenamento .....	31
2.2.1	Recalque Fora do Plano Médio de Inclinação.....	33
2.3	Critérios de projeto de tanques de armazenamento .....	35
2.3.2	Norma API 650 (Welded Tanks For Oil Storage) .....	41
2.3.3	API 653 (Tank Inspection, Repair, Alteration and Reconstruction).....	41
2.3.4	Norma N-270 (Petrobras) .....	45
3	Aspectos da Modelagem Numérica.....	48
3.1	Modelos Constitutivos .....	48
3.1.1	Modelo Mohr-Coulomb .....	48
3.1.2	Hardening Soil Model .....	50
3.1.3	Modelo Soft Soil .....	53
4	Estudo de Caso .....	58
4.1	Introdução .....	58
4.2	Teste Hidráulico .....	64
4.3	Método de Análise.....	68
4.4	Análise numérica 2D .....	70
4.4.2	Malha de elementos finitos .....	70
4.4.3	Sequência construtiva .....	71
4.4.4	Estimativa dos parâmetros .....	72
4.4.5	Resultados .....	78
4.5	Análise numérica 3D .....	79
4.5.2	Resultados .....	80
4.6	Interface na Modelagem.....	97
4.7	Análises Complementares.....	103
4.7.2	Método de Diferenças Finitas com o programa computacionalSETTLE 3D..	104
4.7.2.1	Resultados para camadas de solo horizontais.....	105
1.1.1.1	Resultados para camadas de solo levemente inclinadas.....	112
5	Discussões de Resultados .....	123
5.1	Teste Hidráulico .....	123
5.2	Elementos Finitos.....	123
5.2.2	PLAXIS 3D .....	124

5.3	Cálculo Analítico.....	125
5.3.1	Diferenças Finitas com o programa SETTLE 3.....	126
5.3.1.2	Camadas de solo inclinadas.....	126
5.4	Conclusões .....	126
5.5	Sugestões de pesquisa futura .....	128
	Referências Bibliográficas.....	129
	Anexo A (Capítulo 4) .....	134
A.1	Geometria Tanque TQ 24.....	134
A.2	Dados Fornecidos – Teste Hidráulico .....	137
A.3	Dados Fornecidos – Perfis de Sondagem SPT.....	139
A.4	Provas de Carga: Teste Hidráulico .....	149
A.5	Parâmetros dos Materiais.....	153
A.6	Recalques Através do Cálculo Analítico .....	158
A.7	Influência do grupo de tanques nos resultados dos recalques do teste hidráulico	167

## Lista de Figuras

<b>Figura 1.1</b> - Tanque de armazenamento de combustível (Fonte: BARROS, 2010).....	15
<b>Figura 1.2</b> - Unidades operacionais (Fonte: BARROS, 2010).....	16
<b>Figura 1.3</b> - Exemplos de tanques danificados .....	25
<b>Figura 2.1</b> - Tipos de tanques de armazenamento .....	28
<b>Figura 2.2</b> - Partes de um tanque de armazenamento.....	29
<b>Figura 2.3</b> - Aspectos a considerar para localização de tanques (Fonte: BARROS, 2010) .....	31
<b>Figura 2. 4</b> –Recalque fora do plano de inclinação média (Fonte: Marr et al.,1982, adaptado).....	35
<b>Figura 2. 5</b> - Pontos de medição internos e externos para obtenção dos recalques da placa de fundo (Fonte: API 653: B-2, adaptado) .....	42
<b>Figura 2. 6</b> - Representação gráfica de recalques medidos e a curva cossenoidal ajustada para o plano de inclinação média (Fonte: API 653: B-2, adaptado).....	43
<b>Figura 2. 7</b> - Representação de recalque localizado longe da parede do tanque (Fonte:..	44
<b>Figura 2. 8</b> - Representação de recalque localizado próximos da parede do tanque .....	44
<b>Figura 2. 9</b> - Representação de recalque de borda (Fonte: API 653: B-2, adaptado).....	45
<b>Figura 2. 10</b> - Esquema de numeração de pinos de medição para tanques verticais de armazenamento (Fonte: N-1807) .....	46
<b>Figura 3. 1</b> – Superfície de escoamento do critério de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais ( $c'=0$ ). (Fonte: Schweiger, 2008).....	49
<b>Figura 3. 2</b> – Simulação do comportamento tensão x deformação do solo pelo modelode Mohr-Coulomb (Fonte: Gouw, 2014).....	50
<b>Figura 3. 3</b> – Superfícies de escoamento do modelo <i>HSM</i> (Fonte: Brinkgreve, et al.,.....	51
<b>Figura 3. 4</b> – Sucessivas posições da superfície de escoamento (Fonte: Brinkgreve, et al., 2002) .....	51
<b>Figura 3. 5</b> – Representação pelo modelo HSM do comportamento de solo pré-adensado sobtensão de desvio em carregamento primário e descarregamento .....	52
<b>Figura 3. 6</b> – Círculos de Mohr na avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada em termos de tensões efetivas .....	56
<b>Figura 4. 1</b> – Localização do Porto de Suape e do Tanque TQ24, PE via satélite (Fonte:60	
<b>Figura 4. 2</b> – Localização do tanque TQ 24 em relação ao demais tanques.....	60
<b>Figura 4. 3</b> - Estratigrafia do depósito para camadas horizontais (Fonte: GEO5) .....	61

<b>Figura 4. 4-</b> Gráficos dos perfis de sondagem dos furos na região do tanque TQ24.....	61
<b>Figura 4. 5-</b> Visualização 3D da estratigrafia com camadas inclinadas (Fonte: GEO5)....	62
<b>Figura 4. 6 –</b> Visualização 3D da estratigrafia com camadas inclinadas (Fonte: PLAXIS.	62
<b>Figura 4. 7–</b> Estratigrafia do depósito de solo com camadas levemente inclinadas (Fonte: GEO5) .....	63
<b>Figura 4. 8 –</b> Visualização 3D do depósito de solo e fundação do anel de concreto do tanque TQ24 (Fonte: PLAXIS 3D).....	64
<b>Figura 4. 9 –</b> Localização do SPT-23 e dos ângulos para identificação dos pontos de medição no teste hidráulico do tanque TQ24 .....	65
<b>Figura 4. 10 -</b> Pontos de medição com referência ao SPT-23.....	65
<b>Figura 4. 11 -</b> Gráfico Tempo versus Recalque do teste hidráulico.....	67
<b>Figura 4. 12-</b> Gráfico Carregamento versus Recalque do teste hidráulico .....	67
<b>Figura 4. 13-</b> Variação do recalque entre os pontos de medição no teste hidráulico.....	68
<b>Figura 4. 14 –</b> Metodologia da análise do recalque.....	69
<b>Figura 4. 15-</b> Esquema para cálculo dos recalques causados pelo teste hidráulico do tanque TQ24 por simulações bi e tridimensionais com o método dos elementos finitos....	69
<b>Figura 4. 16 -</b> Malha de elementos finitos e índice de qualidade dos elementos (Fonte: .	70
<b>Figura 4. 17-</b> Modelagem camada de solo arenoso, aterro e anel de concreto (Fonte: PLAXIS2D) .....	71
<b>Figura 4. 18-</b> Gráfico tempo versus recalque para o ponto de medição 2.....	78
<b>Figura 4. 19-</b> Gráfico carregamento versus recalque para o ponto de medição 2 .....	78
<b>Figura 4. 20-</b> Qualidade da malha de elementos finitos (a) Quality Spheres (b) Quality ..	79
<b>Figura 4. 21 -</b> Gráfico tempo versus recalque.....	82
<b>Figura 4. 22 -</b> Gráfico carregamento versus recalque .....	84
<b>Figura 4. 23 –</b> Variação do recalque ao longo dos pontos de medição .....	86
<b>Figura 4. 24 –</b> Localização da seção (Fonte: PLAXIS 3D).....	87
<b>Figura 4. 25 –</b> Vista em planta e seção transversal dos campos de deslocamento vertical com modelo de Mohr-Coulomb na etapa de descarregamento 7 (Fonte: PLAXIS 3D) .....	88
<b>Figura 4. 26 -</b> Vista em planta e seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos de Mohr-Coulomb e SoftSoil na etapa de descarregamento 7 (Fonte: PLAXIS 3D) .....	92
<b>Figura 4. 27 -</b> Vista em planta e em seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos HSM e SS na etapa de .....	96

<b>Figura 4. 28</b> - Variação do recalque ao longo dos pontos de medição.....	100
<b>Figura 4. 29</b> - Diferença dos recalques entre as modelagens tipo (c) - HSM+SS (%) ....	102
<b>Figura 4. 30</b> - Gráfico carregamento versus recalque.....	103
<b>Figura 4. 31</b> - Gráfico tempo versus recalque (esquerda) e carregamento versus recalque (direita) calculados com o programa SETTLE 3D .....	105
<b>Figura 4. 32</b> - Recalque calculado no SETTLE 3D para camadas horizontais na etapa de descarregamento 7 (Fonte: SETTLE3).....	111
<b>Figura 4. 33</b> - Gráfico de Tempo versus Recalque no SETTLE 3D para camadas inclinadas.....	114
<b>Figura 4. 34</b> - Gráfico de Carregamento versus Recalque no SETTLE 3D para camadas inclinadas.....	116
<b>Figura 4. 35</b> - Variação do recalque ao longo dos pontos de medição.....	118
<b>Figura 4. 36</b> – Recalque calculado no SETTLE 3D para camadas inclinadas na etapa de descarregamento 7 (Fonte: SETTLE3).....	122
<b>Figura A. 1</b> - Detalhes de projeto do tanque TQ24 .....	136
<b>Figura A. 2</b> - Teste Hidráulico TQ24 .....	137
<b>Figura A. 3</b> - Perfis de Sondagem do tanque estudado .....	148
<b>Figura A. 4</b> - Gráficos de Tempo versus Recalque do teste hidráulico.....	150
<b>Figura A. 5</b> - Gráficos de Carregamento versus Recalque do teste hidráulico .....	152
<b>Figura A. 6</b> - Esquema de enchimentos na prova de teste hidráulico .....	167
<b>Figura A. 7</b> - Localização do grupo de tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24 e TQ-25 (Fonte: 168	
<b>Figura A. 8</b> - Localização dos pontos de análise TQ-24 .....	169
<b>Figura A. 9</b> - Resultados dos recalques em grupo de tanques.....	171
<b>Figura A. 10</b> – Gráfico tempo versus Recalque para cenários 1 e 2 - Ponto 2 analisado .....	172
<b>Figura A. 11</b> - Gráfico tempo versus Recalque para cenários 1 e 2 - Ponto 3 analisado	172
<b>Figura A. 12</b> - Gráfico tempo versus Recalque para cenários 1 e 2 - Ponto 4 analisado	173



## Lista de Tabelas

<b>Tabela 2. 1</b> – Recalque e direção do plano de inclinação média (Marr et al., 1982) .....	34
<b>Tabela 2. 2</b> - Critérios de recalque admissível recomendados por diversos pesquisadores (Fonte: Marr et al., 1982, adaptado).....	37
<b>Tabela 2. 3</b> - Critérios de recalque para o projeto de tanques de armazenamento propostos por (Fonte: Marr et al., 1982, adaptado) .....	40
<b>Tabela 2. 4</b> - Quantidade mínima de pinos de medição para tanques verticais (Fonte: N-1807) .....	46
<b>Tabela 2. 5</b> - Estágios de enchimento e esvaziamento para tanques verticais (Fonte: N-1807) .....	47
<b>Tabela 3. 1</b> - Parâmetros de entrada para o modelo HSM.....	53
<b>Tabela 3. 2-</b> Parâmetros avançados para o modelo HSM.....	53
<b>Tabela 3. 3-</b> Parâmetros do modelo Soft Soil.....	55
<b>Tabela 3. 4-</b> Modelos constitutivos elastoplásticos e tipos de drenagem permitidos .....	56
<b>Tabela 4. 1</b> - Detalhes de projeto do tanque TQ24 .....	58
<b>Tabela 4. 2</b> - Principais informações do Teste Hidráulico TQ24 (versão original).....	64
<b>Tabela 4. 3</b> - Principais informações do Teste Hidráulico TQ24 (versão resumida).....	65
<b>Tabela 4. 4</b> - Recalque médios (em cm) em relação às cotas iniciais .....	66
<b>Tabela 4. 5</b> - Fases da sequência construtiva .....	71
<b>Tabela 4. 6</b> - Correlações com número de golpes do ensaio SPT.....	72
<b>Tabela 4. 7</b> - Valores de peso específico com base no NSPT corrigido – (Fonte: Godoy, 73	
<b>Tabela 4. 8</b> - Parâmetros obtidos na literatura .....	73
<b>Tabela 4. 9</b> - Valores dos parâmetros geotécnicos básicos para as análises numéricas .	75
<b>Tabela 4. 10</b> - Parâmetros geotécnicos para situação solos arenosos e coesivos com o modelo constitutivo Mohr-Coulomb .....	75
<b>Tabela 4. 11</b> - Parâmetros geotécnicos para situação de Mohr-Coulomb para solos arenosos e Soft Soil para os solos coesivos .....	76
<b>Tabela 4. 12</b> - Parâmetros geotécnicos para situação de Hardening Soil Model para solos arenosos e Soft Soil para os solos coesivos.....	77
<b>Tabela 4. 13</b> – Diferença percentual dos recalques entre as modelagens tipo (c) - HSM+SS para as fases de carregamento e descarregamento .....	97
<b>Tabela 4. 14</b> - Resultados dos cálculos analíticos.....	103

<b>Tabela 4. 15 - Sequência construtiva usada no SETTLE 3D.....</b>	<b>104</b>
<b>Tabela 4. 16 - Parâmetros geotécnicos considerando o modelo elástico linear para .....</b>	<b>105</b>
<b>Tabela A. 1 - NSPT corrigido.....</b>	<b>154</b>
<b>Tabela A. 2 - Parâmetros geotécnicos da estratigrafia estudada .....</b>	<b>156</b>
<b>Tabela A. 3- Recalque, através do cálculo analítico, para a Etapa de 25% do Carregamento.....</b>	<b>158</b>
<b>Tabela A. 4- Recalque, através do cálculo analítico, para a Etapa de 50% do Carregamento.....</b>	<b>160</b>
<b>Tabela A. 5- Recalque, através do cálculo analítico, para a Etapa de 75% do Carregamento.....</b>	<b>162</b>
<b>Tabela A. 6- Recalque, através do cálculo analítico, para a Etapa de 100% do Carregamento.....</b>	<b>164</b>
<b>Tabela A. 7- Teste Hidráulico nos tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24 e TQ-25 .....</b>	<b>167</b>
<b>Tabela A. 8- Recalques dos TQ 21, 22, 24 e 25 .....</b>	<b>169</b>

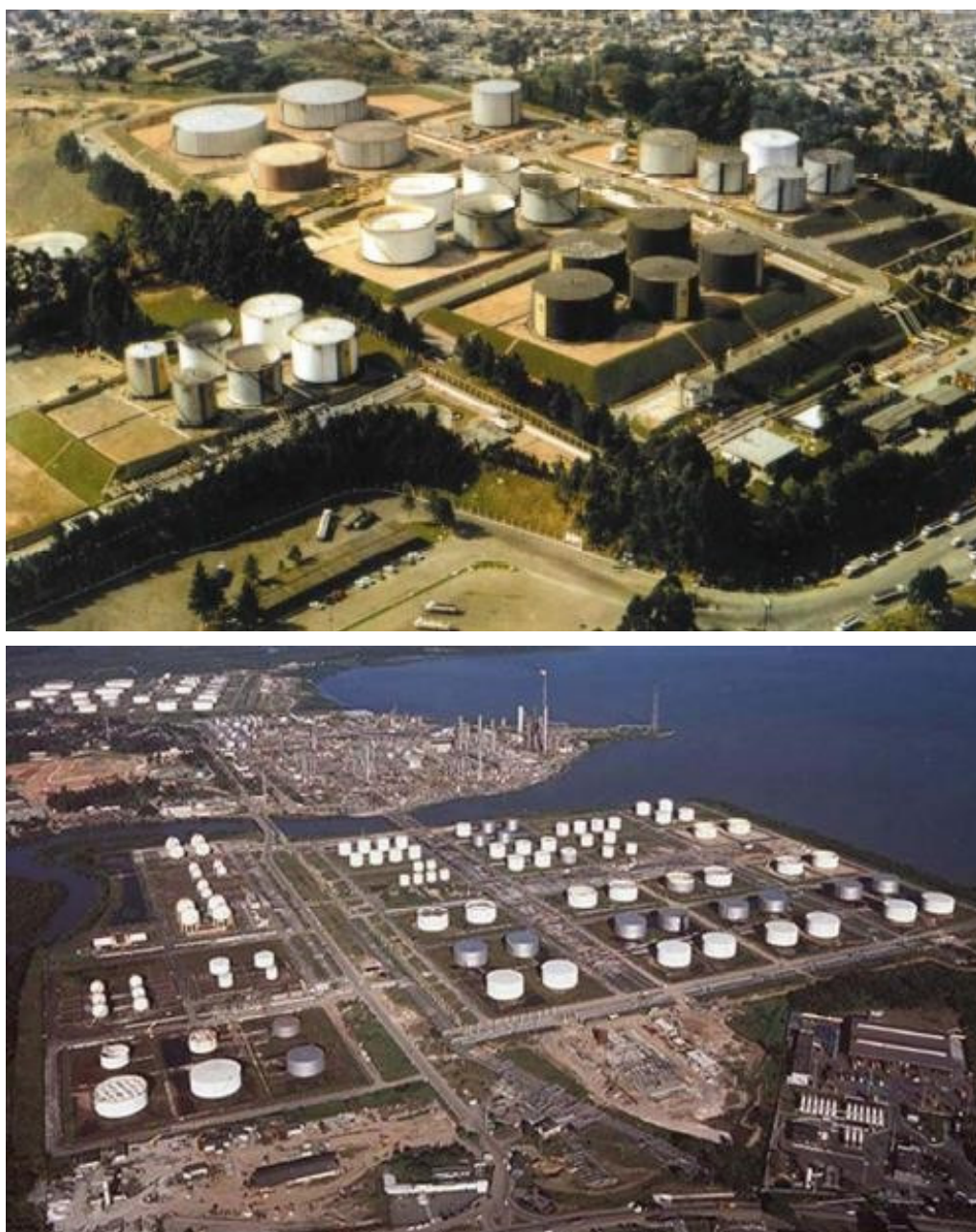
## 1 Introdução

Tanques de armazenamento são equipamentos estáticos de caldeiraria pesada, sujeitos à pressão próxima à atmosférica e, na maioria das vezes, destinados ao armazenamento de petróleo e seus derivados (Figura 1.1 e Figura 1.2) (BARROS, 2010).

Quanto maior a pressão, maior a espessura de costado requerida no projeto. Estas espessuras têm medidas padronizadas pelos fabricantes de chapa de aço-carbono. Assim, chegando a um limite para o dimensionamento do tanque de armazenamento (Sato, 2015).



**Figura 1.1** - Tanque de armazenamento de combustível  
(Fonte: BARROS, 2010)



**Figura 1.2 - Unidades operacionais** (Fonte: BARROS, 2010)

Os maiores tanques de armazenamento construídos no Brasil, pertencentes à PETROBRAS, apresentam capacidade nominal da ordem de  $96000\text{m}^3$ . Predominantemente, por questões de logística de transporte e maior densidade populacional, são construídos nas regiões costeiras do país, cujo subsolo é caracterizado por um perfil estratificado, formado por sedimentos recentes do período Quaternário, com alternâncias de energia de deposição e sedimentação, com intercalações estratigráficas constituídas de areias finas, siltes, argilas e de sedimentos marinhos (camadas espessas de areia), com o nível freático em profundidades rasas.

A tensão vertical aplicada no solo geralmente é de pequena magnitude, mas a ocorrência de recalques diferenciais devido à compressibilidade dos solos, é muito

comum, por vezes não corretamente avaliada, comprometendo seriamente a interação da estrutura com as tubulações de armazenamento.

Muitos engenheiros acreditam incorretamente que o recalque diferencial representa pouca ameaça a grandes tanques flexíveis de armazenamento. No entanto, o recalque diferencial levou à ruptura de grandes estruturas (Bell, 1980; Clarke, 1969; e Green e Hight, 1974).

A Tabela 1. **1Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta tipos de recalque que um tanque pode sofrer (paredes, placa de fundo, elementos de ligação) associando-os com as prováveis condições do solo de fundação, e as consequências adversas que podem resultar (Marr et al. 1982). Cada um desses recalques pode produzir um ou mais modos de ruptura, sendo as maispreocupantes relacionadas com: (1) distorção da casca (paredes) de tal forma que o teto flutuante tenha um mau funcionamento; (2) ruptura da casca ou da placa de fundo.

Tabela 1.1 - Tolerâncias de Recalque da literatura (Fonte: Marr et al., 1982)

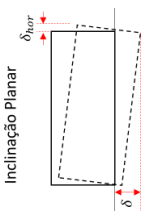
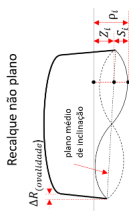
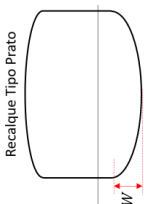
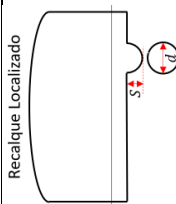
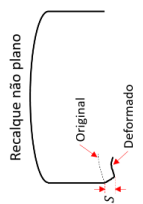
	PADRÕES DE RECALQUE	FUNDAÇÃO PROVÁVEL	MODO DE FALHA E CONSEQUÊNCIA	CRITÉRIOS E RECOMENDAÇÕES DE RECALQUE					
				Lambe & Assoc. (1961)	Langeveld (1974)	Hayashi (1973) Guber (1974)	Greenwood (1974)	Outros	Agência Japonesa de Defesa contra Incêndios
CASCA	<div></div> <p><math>\delta</math>: deslocamento horizontal</p>	Variabilidade de linear da compressibilidade do solo na espessura.	Recalque diferencial entre a casca e os dutos, causa rupturas nos dutos.	Sem problemas	$\delta \leq 50cm$ $\delta_{hor} \leq 30cm$	Pequeno problema	$\delta \leq \frac{D}{200}$ para estética	Pequeno problema	$\delta \leq \frac{D}{100}$
	<div></div> <p><math>\Delta R_{(ovalidade)}</math>: variação do raio do tanque</p> <p><math>Z_i</math>: componente de recalque do ponto i devido à inclinação planar</p> <p><math>\rho_i</math>: diferença de recalque entre pontos</p> <p><math>S_i</math>: componente de recalque ponto i devido a distorções fora do plano</p>	Variabilidade de da espessura ou compressibilidade do solo.	A perda de borda livre resulta em derramamento de óleo ou distorção do teto cônico. A ovalização da superfície do fluido causa perda de assento no teto flutuante. O excesso de tensão causa a ruptura da casca.	$SAG \leq \frac{d}{267}$ tensões excessivas $SAG \leq 0.25 \left( \frac{D}{H} \right) \Delta R_{ov}$ Ovalidade $SAG: \Delta S_{max}$ para quatro pontos $SAG = [S_i - 0.5 (S_{i-1} + S_{i+1})]^{max}$	$S \leq \left( \frac{0.2L^2}{HD} \right) \Delta R_{ov}$ ovalidade	$\frac{\Delta p}{l} \leq \frac{1}{180}$	Para $D < 50m$ $S_{max} \leq 4cm$ Para $D \geq 50m$ $S_{max} \leq 60cm$ ovalidade	DeBeer (1969) $\frac{\Delta S}{l} \leq \frac{1}{450}$ Sullivan & Nowiski (1974) $S \leq 3.0 - 4.5cm$ Malik (1977) $\Delta S \leq \left( \frac{L^2}{HD} \right) \Delta R_{tot}$ Penman (1978) $SAG \leq \left( \frac{D}{4H} \right) \Delta R_{ov}$ $\Delta S = S_i - 0.5 (S_{i-1} + S_{i+1})$ $l = \text{comprimento da circunferência do tanque}$	$\Delta p \leq \frac{D}{100}$ $\Delta p$ : distância do recalque medido entre pontos



Tabela 1. 1 (continuação) - Tolerâncias de Recalque da literatura (Fonte: Marr et al., 1982)

CRITÉRIOS E RECOMENDAÇÕES DE RECALQUE									
	MODO DE FALHA E CONSEQUÊNCIA	Lambe & Assoc. (1961)	Langeveld (1974)	Hayashi (1973) Guber (1974)	Greenwood (1974)	Outros	Agência Japonesa de Defesa contra Incêndios		
PLACA INFERIOR	<div><p>Recalque Tipo Prato</p><p><math>W</math>: curvatura ou diferença entre a situação do centro e da borda</p></div>	Solo de espessura e compressibilidade uniformes.	Tensões excessivas rompem a placa inferior e geram derramamento. A deformação impede a drenagem completa ou distorce os suportes do teto.	Sem problemas	$W \leq \frac{D}{100}$	$W < \left[ \frac{D}{90}; \frac{D}{50} \right]$ $D$ : diâmetro do tanque	Pequeno problema	Rinne (1963) $W \leq \frac{D}{90}$	$W \leq \frac{D}{100}$
	<div><p>Recalque Localizado</p><p><math>S</math>: distância vertical medida desde o centro do afundamento localizado à linha horizontal imaginária que representa o leve recalque</p><p><math>d</math>: diâmetro do maior círculo horizontal que pode ser inscrito em depressão</p></div>	Pacotes localizados de solos altamente compressíveis.	$\left( \frac{S}{d} \right) \leq 1/30$	Inspeção visual no fundo do tanque após a entrada de água.	$S < \left[ \frac{d}{90}; \frac{d}{50} \right]$	Pequeno problema	Não considerado		$S \leq \frac{D}{100}$
CONEXÃO DA PLACA INFERIOR E CASCA	<div><p>Recalque não plano</p><p><math>S</math>: distância vertical medida desde o centro do afundamento localizado à linha horizontal imaginária que representa o leve recalque</p></div>	Pacotes localizados de solo compressível. Também pode resultar do preparo inadequado da fundação.	Tensões excessivas rompem a conexão derramando conteúdo	Use uma base de fundação preparada para prevenir		$S < \left[ \frac{d}{50}; \frac{d}{30} \right]$	Não considerado	Não considerado	Use uma base de fundação preparada para prevenir $S \leq \frac{D}{100}$

A construção de um tanque metálico de armazenamento normalmente é regulamentada pela norma americana API 650 (Welded Steel Tanks for Oil Storage) do API - American Petroleum Institute. No Brasil utiliza-se também as normas NBR 7821 (Tanques Soldados para Armazenamento de Petróleo e Derivados) e a NBR 270 (Projeto de Tanque de Armazenamento Atmosférico), recomendadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). O projeto de tanques deve garantir a segurança estrutural, e que não haverá contaminação ambiental, mantendo o produto armazenado na devida temperatura e pressão (Barros, 2010).

A Figura 1.3 mostra vários casos de acidentes com depósitos de combustíveis, envolvendo causas externas (terremotos, ventos, incêndios), erros de projeto e de construção, deficiências de manutenção.



(a) Refinaria de Tupras após terremoto de Kocaeli (Fonte: Turkish Press, 1999)





(b) Tanques danificados (Fonte: Akinci & Kilic, 2002)



(c) Depósitos afetado pelo tremor de terra no porto de Sendai (Fonte: Krausmann, 2013)



(d) Parque de tanques de GLP na refinaria de Chiba após os incêndios e explosões (Fonte: Google, ZENRIN 2012)



(e) Ruptura devido a fortes ventos e falhas de soldagem (Fonte: Dorta, 2018)



(f) Ruptura por dimensionamento incorreto com flambagem da estrutura (Fonte: Dorta, 2018)



(g) Rachaduras provocadas por pequenos movimentos do solo de fundação (Fonte: Dorta, 2018)



(h) Vazamento do produto devido à corrosão interna (Fonte: Dorta, 2018)

**Figura 1.3 - Exemplos de tanques danificados**

## 1.1 Relevância da Pesquisa

A ocorrência de recalques em tanques de armazenamento, quando não corretamente avaliados, podem comprometer seriamente a funcionalidade da estrutura e a segurança ao meio ambiente, pelo vazamento de óleo em casos de acidentes, com a contaminação do solo, lençol freático e vegetação, como graves prejuízos econômicos.

## 1.2 Objetivo Principal

O principal objetivo desta dissertação foi avaliar o desempenho da placa de fundo de um tanque metálico vertical apoiado sobre um depósito de solo estratificado.

A previsão dos recalques foi obtida através de métodos numéricos (elementos finitos, diferenças finitas) e analíticos, comprando os valores computados com aqueles observados durante a realização de prova de carga (teste hidráulico) em diversos pontos ao longo da periferia do tanque.

### 1.3 Estrutura da Dissertação

O presente trabalho está subdividido em cinco capítulos, um anexo e referências bibliográficas.

Capítulo 1: introdução, com uma breve descrição geral do tema e apresentação do objetivo principal da pesquisa.

Capítulo 2: revisão bibliográfica aborda assuntos importantes para o completo entendimento do tema deste trabalho, como recalques, critérios de projeto, normas e teste hidráulico.

Capítulo 3: aspectos da modelagem numérica, onde são mencionados os modelos constitutivos usados neste estudo e as precauções no software PLAXIS.

Capítulo 4: é detalhado no estudo de caso um tanque cilíndrico de aço de fundação de anel de concreto, com a função de armazenar combustível, localizado no Porto de Suape, no estado de Pernambuco, Brasil. Os parâmetros do solo e do anel de concreto são apresentados neste capítulo, bem como dos modelos a serem empregados na modelagem. Consiste, também, na apresentação e análise dos resultados desenvolvidos na pesquisa, além da comparação entre as modelagens bidimensional e tridimensional com os cálculos analíticos e os resultados do teste hidráulico do tanque TQ24.

Capítulo 5: são feitas as discussões dos resultados apresentados no capítulo anterior. Juntamente com as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.



## 2 Revisão Bibliográfica

### 2.1 Tanques de aço verticais para armazenamento de combustíveis

Os tanques de armazenamento são estruturas que contêm um produto sólido, líquido ou gasoso conservados sob pressão e temperatura determinadas. Seu uso mais comum é na indústria de gás e petroquímicas.

Existem muitas variações no projeto de tanques, a depender de fatores como tipo e volume do produto armazenado, tamanho e geometria da estrutura, temperatura, características do solo de fundação etc. mas todos os tanques verticais têm em comum a presença de uma base (placa de fundo), uma casca (paredes) e a possibilidade de apresentar um teto ou não. Na Figura 2.1 são apresentados alguns exemplos de tanques metálicos de armazenamento.



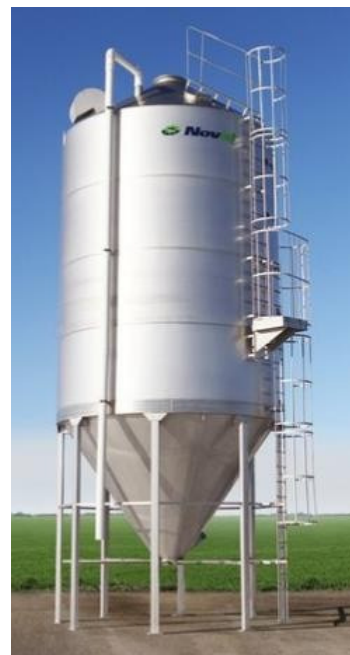
(a) Depósito cilíndrico horizontal



(b) Depósito esférico plano e teto cilíndrico



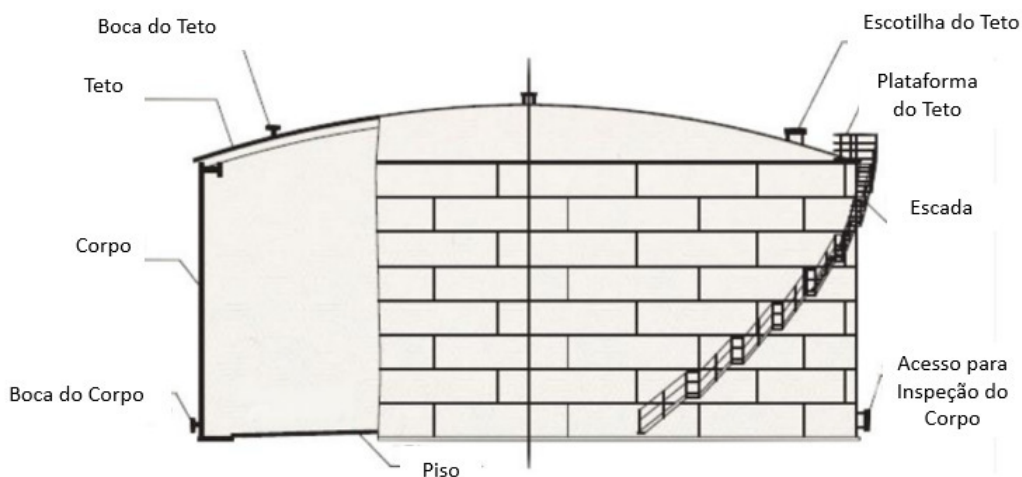
(c) Depósito cilíndrico vertical, fundo plano e teto cilíndrico



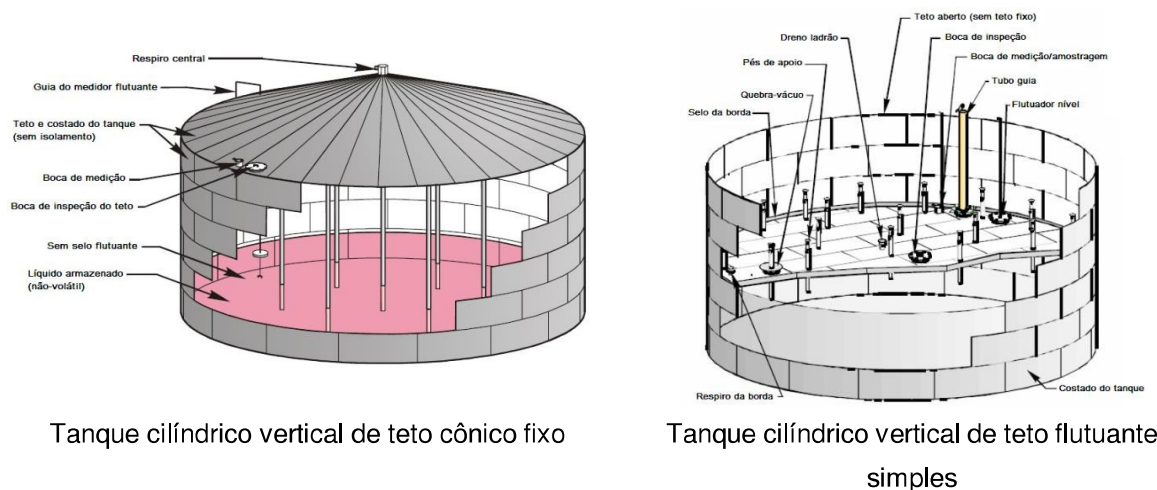
(d) Depósito cilíndrico vertical, fundo cônico e teto plano

**Figura 2.1** - Tipos de tanques de armazenamento

Os principais elementos que compõem um tanque de armazenamento são indicados na Figura 2.2. O corpo é composto por uma série de placas, as quais formam a parede do tanque, de diferentes espessuras, de acordo com a posição em que estão localizadas; as placas mais próximas à base do tanque, por receberem maior carga, têm maior espessura. A altura destas placas varia entre 1 e 2 m.



(a) Partes externas



(b) Partes Internas

**Figura 2.2 - Partes de um tanque de armazenamento**

Os tanques para produtos inflamáveis são construídos para evitar a evaporação destes materiais. Há entradas que permitem o acesso de funcionários para inspeção e reparações necessárias; elas podem estar na casca ou no teto do tanque e sua quantidade varia de acordo com o diâmetro da estrutura. É obrigatório haver dois ou mais orifícios para entrada e saída do produto. Outro acessório de grande importância são os instrumentos para medição dos níveis da altura do produto armazenado (Dorta, 2018). Além destes, há outros elementos específicos para cada tipo de tanque, como medidores de temperatura.

Aspectos como natureza e propriedades do solo, necessidade de ampliação, facilidade de operação e de acesso, segurança operacional etc. devem ser considerados no momento da escolha do local para construção da armazenagem e transferência de produtos, incluindo tanques, armazéns e bombas de transferência (Barros, 2010). A Figura 2.3 apresenta exemplos dos aspectos que devem ser considerados na seleção do local de construção.





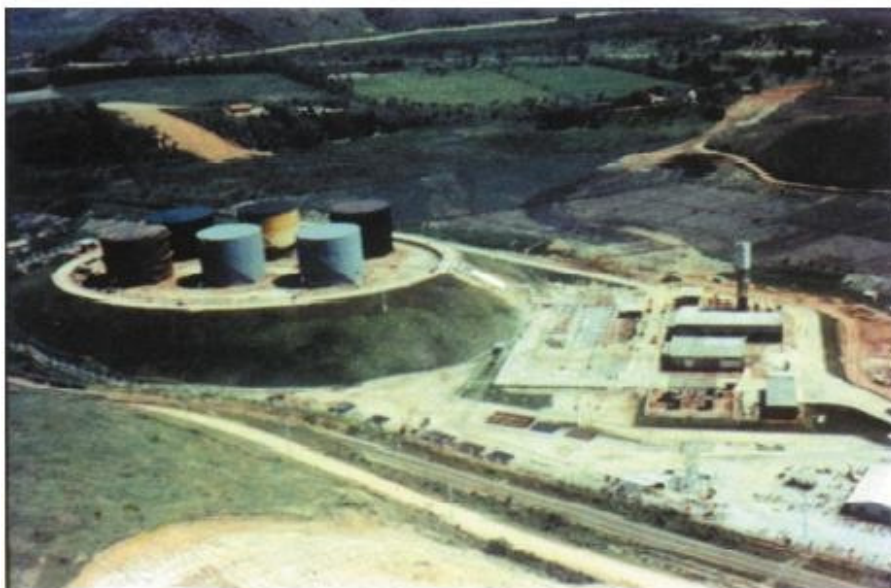
(a) Solo inadequado causando empocamento de água da chuva



(b) Solo inadequado causando recalques exagerados



(c) Expansão prevista



(d) Elevação do terreno visando facilitar a operação



(e) Facilidade de acesso e segurança operacional

**Figura 2.3** - Aspectos a considerar para localização de tanques (Fonte: BARROS, 2010)

## 2.2 Recalques em Tanques de Armazenamento

Enquanto o recalque absoluto é definido pelo deslocamento vertical descendente de um elemento de fundação, a diferença entre os recalques absolutos de dois elementos é chamada de recalque diferencial. Este deslocamento, pelo fato de impor distorções à estrutura, pode acarretar o aparecimento de fissuras, daí a necessidade de quantificar recalques admissíveis sob ponto de vista estrutural.

O recalque diferencial se origina de uma das seguintes causas: (1) geometria não homogênea ou diferenças de compressibilidade dos solos de fundação; (2) distribuição não uniforme da carga aplicada à fundação. Essas causas podem existir em vários graus de importância e o engenheiro de projeto deve procurar minimizar a possibilidade de ocorrência de recalques diferenciais mantendo: (1) a carga aplicada inferior do que a capacidade de carga da fundação; (2) as deformações de volume e cisalhamento dentro de limites admissíveis.

Muitos engenheiros acreditam incorretamente que o recalque diferencial representa pouca ameaça a tanques grandes e flexíveis de armazenamento. No entanto, a literatura registra a ruptura de grandes tanques devido a recalques diferenciais (Bell, 1980; Clarke, 1969; e Green e Hight, 1974).

D'Orazio (1989) discute sobre a relação entre recalques diferenciais e as deflexões laterais das paredes do tanque, explicando que à medida que as paredes se deslocam de forma desigual, suas partes superiores se movimentam para dentro ou para fora, produzindo uma ovalização da estrutura. Este fenômeno causa sérios problemas para os tanques de armazenamento, sobretudo os de teto flutuante. Quando as deflexões são para o exterior do tanque, podem causar perda de vedação e problemas de emissão; quando acontecem para o interior, podem causar o mau funcionamento do teto flutuante.

Malik et al. (1977) sugeriram que o recalque ao longo da circunferência da base do tanque pode ser descrito por uma série de Fourier, de acordo com:

$$u(\theta) = \sum_{n=0}^{n_{\max}} u_n \times \cos(n\theta + \phi_n) \quad (2.1)$$

onde  $u(\theta)$  é o deslocamento vertical ao longo da circunferência inferior da casca do tanque, no ponto identificado pelo ângulo central  $\theta$ ,  $u_n$  é um coeficiente de Fourier,  $\phi_n$  é um ângulo de diferença de fase e  $n_{\max}$  é o número máximo de termos considerados na expansão de Fourier. Do ponto de vista prático, o recalque ao longo da circunferência inferior da casca pode ser classificado como uniforme ( $n = 0$ ), inclinação planar ( $n = 1$ ) e inclinação não planar ( $n \geq 2$ ).

Malik et al. (op. cit.) procuraram relacionar o deslocamento radial na parte superior da casca do tanque com o deslocamento vertical na borda inferior, utilizando a teoria de cascas finas lineares, inextensíveis, formulando a seguinte equação diferencial:

$$w + \frac{DH}{2} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) = 0 \quad (2.2)$$

onde D é o diâmetro do tanque, H é a sua altura, w é o deslocamento vertical, u é o deslocamento radial que varia ao longo da altura do tanque.

A espessura da casca foi assumida como uniforme, e o efeito do fluido presente no tanque foi ignorado. Além da formulação analítica, aqueles pesquisadores realizaram ensaios em modelos reduzidos para validar a teoria considerando vários perfis de recalque. Concluíram que o padrão de recalque uniforme ( $n = 0$ ) ou com inclinação planar ( $n = 1$ ) não causam acréscimos de tensão na estrutura. Utilizaram esta formulação para estimar valores de recalque admissível por meio da limitação do deslocamento radial máximo da casca do tanque.

Marr et al. (1982) propuseram um critério de recalque diferencial (Eq. 2.3) baseado na ruptura do material do tanque, que é um estado limite de resistência e não um estado limite de capacidade de serviço. A formulação baseia-se no valor limite de deformação de 0,014, o que corresponde ao início de endurecimento do aço de carbono com tensão de escoamento de 36 ksi. Este procedimento é utilizado na norma americana API 653, porém modificado para assegurar um fator de segurança  $FS = 2$ , correspondente ao valor limite de deformação 0,007.

$$S = \frac{11 \times L^2 \times Y}{E \times H} \quad (2.3)$$

onde S é o recalque diferencial (em pés), L é o comprimento do arco entre os pontos de medição de recalque (em pés), Y é a tensão de escoamento do material da casca (ksi), E é o módulo do Young do material (ksi) e H representa a altura do tanque (em pés).

### 2.2.1 Recalque Fora do Plano Médio de Inclinação

Marr et al (1982) destacaram que quando o tanque sofre recalque diferencial, pode apresentar deslocamentos fora do plano médio de inclinação e gerar problemas para a estrutura. Na estimativa do recalque diferencial (Eq. 2.4) deve então ser subtraída do recalque medido na placa de fundo  $\rho_i$  a parcela do recalque referente à inclinação média ( $Z_i$ ).

$$S_i = \rho_i - Z_i \quad (2.4)$$

O recalque de inclinação planar é genericamente descrito pela Equação 2.5:

$$Z_i = A_0 + A_1 \times \cos(\Phi_i + \beta) \quad (2.5)$$

Malik, Norton e Ruiz (1977) usaram técnicas de regressão linear e dados de N medições de recalque em campo ( $\rho_i$ ) para definir, estatisticamente, a direção do plano de inclinação média  $\beta$ , considerando os seguintes coeficientes para a Eq. 2.5:

$$A_0 = \frac{1}{N} \times \sum \rho_i \quad (2.6)$$

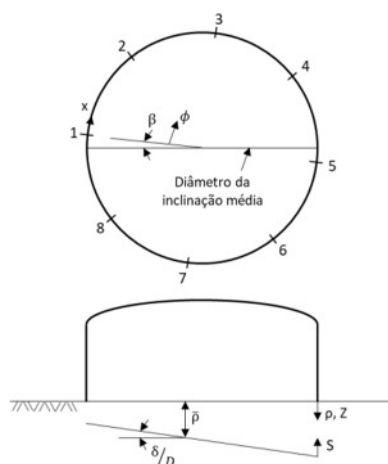
$$A_1 = \frac{2}{N} \times [(\sum \rho_i \times \cos(\Phi_i))^2 + (\sum \rho_i \times \sin(\Phi_i))^2] \quad (2.7)$$

$$\beta = \arctan \left[ \frac{\sum \rho_i \times \sin(\Phi_i)}{\sum \rho_i \times \cos(\Phi_i)} \right] \quad (2.8)$$

Os três métodos empíricos mais usados para estimativa do recalque de inclinação planar foram propostos por Sullivan e Nowicki (1974), DeBeer (1969) e Malik, Norton e Ruiz (1977), sumarizados na Tabela 2. 1 na Figura 2. 4.

**Tabela 2. 1** – Recalque e direção do plano de inclinação média (Marr et al., 1982)

REFERÊNCIA	Q	Recalque médio $\rho$ (cm)	$\frac{\delta_{máx}}{D}$ ( $\times 10^{-3}$ radianos)	EQUAÇÃO DO RECALQUE DO PLANO MÉDIO
Sullivan e Nowicki (1974)	0°	39,0	2,61	$Z = 39 - 7 \cos \phi$
DeBeer (1969)	11°	39,0	2,66	$Z = 39 - 7,1 \cos (\phi + 11^\circ)$
Malik et al. (1977)	12,9°	39,0	2,67	$Z = 39 - 7 \cos \phi + 1,6 \sin \phi$ $Z = 39 - 7,2 \cos (\phi + 12,9^\circ)$



(a) Definição de termos

Onde:

$\beta$ : Orientação do plano de inclinação média

$\frac{\delta_{m\acute{a}x}}{D}$ : Ângulo de inclinação do plano médio

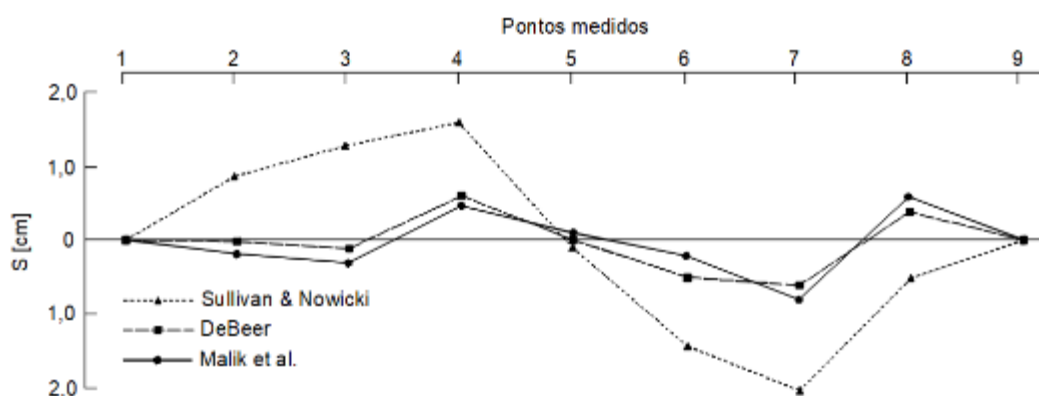
$$\phi = \frac{2X}{D}$$

$\bar{\rho}$ : Recalque médio do tanque

$\rho$ : recalque medido ao longo da circunferência da placa de fundo

Z: Recalque de plano médio

S: Componente de recalque fora do plano médio



(b) Distorções fora do plano

**Figura 2. 4** –Recalque fora do plano de inclinação média (Fonte: Marr et al.,1982, adaptado)

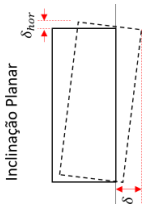
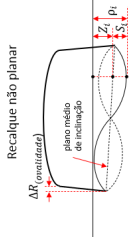
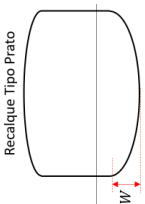
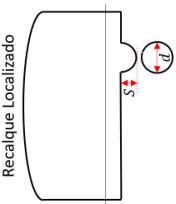
## 2.3 Critérios de projeto de tanques de armazenamento

### 2.3.1 Recomendações da literatura

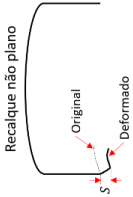
Marr et al. (1982) descreveram padrões de recalque que podem ocorrer em um tanque de armazenamento (casca ou paredes laterais, placa de fundo, conexão entre ambas), possíveis causas, modos de ruptura e consequências, bem como critérios de projeto em termos de recalques e recomendações de vários pesquisadores publicadas na literatura (Tabela 2. 2).



**Tabela 2.2 - Critérios de recalque admissível recomendados por diversos pesquisadores (Fonte: Marr et al., 1982, adaptado)**

PADRÃO DE RECALQUE	PROVÁVEL FUNDAÇÃO	MODO DE RUPTURE E CONSEQUÊNCIA	CRITÉRIOS DE RECALQUE E RECOMENDAÇÕES					AGÊNCIA JAPONESA DE DEFESA CONTRA INCÊNDIOS
			LAMBE & ASSOC. (1961)	LANGVELD (1974)	HAYASHI (1973) GUBER (1974)	GREENDWOOD (1974)	OUTROS	
 Inclinação Planar	Espessura do solo linearmente variável ou compressibilidade do solo	O recalque diferencial entre os suportes da casca e do tubo causa rupturas nos tubos	Sem problemas	$\delta \leq 50 \text{ cm}$ $\delta_{hor} \leq 30 \text{ cm}$	Pequeno problema	$\delta \leq \frac{D}{200}$ Para estética	Pequenos problemas	$\delta \leq \frac{D}{100}$
	 Recalque não planar	A perda da borda livre resulta em derramamento de óleo ou distorção do teto cônico.  A ovalização da superfície do fluido causa perda de vedação no teto flutuante.  Excesso de tensão causa ruptura da casca.	$SAG \leq \frac{D}{267}$ Excesso de Tensão $SAG \leq 0,25 \times \frac{D}{H} \times \Delta R_{tot}$ Ovalização	$S \leq \left( \frac{0,2L^2}{HD} \right) \Delta R_{tot}$ Ovalização	$\frac{\Delta_p}{l} \leq \frac{1}{180}$	Para $D < 50m$ $S_{max} \leq 4cm$  Para $D \geq 50m$ $S_{max} \leq 60cm$ Ovalização	DeBeer (1969) $\frac{\Delta S}{T} \leq \frac{1}{450}$ Sullivan & Nowiski (1974) $S \leq 3,0 - 4,5cm$ Malik (1977) $\Delta S \leq \left( \frac{L^2}{HD} \right) \Delta R_{tot}$ Penman (1978) $SAG \leq \left( \frac{D}{4H} \right) \Delta R_{ov}$	$\Delta_p \leq \frac{D}{100}$
 Recalque Tipo Prato	Solo de espessura uniforme e compressibilidade	Tensões excessivas rompem o conteúdo da placa inferior a deformação impede a drenagem completa ou distorce os suportes do teto	Sem problemas	$W \leq \frac{D}{100}$	$W \leq \frac{D}{90} \text{ até } \frac{D}{50}$	Pequenosproblema	Rinne (1963) $W \leq \frac{D}{90}$	$W \leq \frac{D}{100}$
	 Recalque Localizado	Bolsas localizadas de solo altamente compressível	$\left( \frac{S}{d} \right) \leq \frac{1}{30}$	Inspeção visual do fundo do tanque após o teste hidráulico	$S < \frac{d}{90} \text{ até } \frac{d}{50}$	Pequenosproblema	Não considerado	$S \leq \frac{D}{100}$

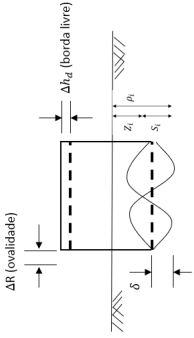
**Tabela 2. 2 (continuação)- Critérios de recalque** (Fonte: Marr et al., 1982, adaptado)

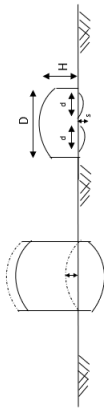
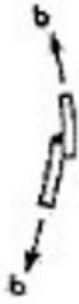

PADRÃO DE RECALQUE	PROVÁVEL FUNDAÇÃO	MODO DE RUPTURE E CONSEQUÊNCIA	CRITÉRIOS DE RECALQUE E RECOMENDAÇÕES					AGÊNCIA JAPONESA DE DEFESA CONTRA INCÊNDIOS
			LAMBE & ASSOC. (1961)	LANGEVELD (1974)	HAYASHI (1973) GUBER (1974)	GREENWOOD (1974)	OUTROS	
 <p>Recalque não plano</p> <p>Original</p> <p>Deformado</p> <p>s</p>	Bolsas localizadas de solo compressível. Também pode resultar da preparação inadequada da fundação	Tensões excessivas ruptura da conexão derramamento do conteúdo	Use a fundação preparada para prevenir	-	$S \leq \frac{d}{50}$ até $\frac{d}{30}$	Não considerado	Não considerado	Use a fundação preparada para prevenir $S \leq \frac{D}{100}$



Também propuseram critérios de projeto de tanques de armazenamento em função do componente de recalque da casca, placa de fundo e da conexão entre ambos os elementos. No caso do recalque da placa de fundo foram considerados os recalques em forma de prato e os causados por depressões localizadas do solo. Para o recalque em forma de placa o valor admissível nas publicações da literatura depende da tensão de escoamento por tração do material e do fator de segurança, considerados pelos diferentes pesquisadores.

**Tabela 2.3 - Critérios de recalque para o projeto de tanques de armazenamento propostos por (Fonte: Marr et al., 1982, adaptado)**

COMPONENTE	ASPECTO DE DESEMPENHO	MODE DE RUPTURA	CRITÉRIO*	DEFINIÇÃO E COMENTÁRIOS
CASCA	 <p>Inclinação Planar:</p> $Z_i = \bar{\rho}_i + 2 \left( \frac{\delta}{D} \right) \times \cos \left( \frac{x_i}{R} + \beta \right)$ <p>onde:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\bar{\rho}</math> = recalque médio da casca</li> <li><math>\beta</math> = orientação da inclinação média do plano</li> <li><math>\frac{\delta}{D}</math> = ângulo da inclinação média do plano</li> </ul> <p>Recalque Não Planar:</p> $S_i = \bar{\rho}_i - Z_i$ $\Delta S_i = S_i - (S_{i+1} + S_{i-1})$ $l = \frac{\pi \times D}{n}$	<p>INCLINAÇÃO PLANAR</p> <p>I. Galgamento da casca</p> <p>II. Perda de vedação do teto</p> <p>RECALQUE NÃO PLANAR</p> <p>III. Ligação da vedação do teto</p> <p>IV. Sobretenção da casca</p>	<p>I.</p> $\delta \leq 2 \Delta h_d$ <p>II. <math>\delta \leq 2 \sqrt{\Delta R_{tot} D}</math></p> <p>III. <math>\Delta S \leq \frac{l^2}{HD} \Delta R_{tot}</math></p> <p>IV. <math>\Delta S \leq \frac{l^2 \sigma_y}{HE}</math></p>	<p><math>\Delta h_d = \text{borda livre}</math></p> <p><math>H, D = \text{dimensões do tanque}</math></p> <p><math>\Delta R_{tot}</math> controlado por:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. tolerância da vedação do telhado</li> <li>2. flambagem da viga do vento</li> <li>3. distorção do teto cônico</li> </ol> <p><math>\sigma_f = \text{resistência ao escoamento da casca}</math></p> <p>4. Módulo de Young de elasticidade</p>

COMPONENTE	ASPECTO DE DESEMPENHO	MODE DE RUPTURA	CRITÉRIO*	DEFINIÇÃO E COMENTÁRIOS
BASE	Recalque Não Planar: 	V. Ruptura pelo recalque em forma de prato	V. $W \leq \left[ W_e^2 + \frac{0,37 \sigma_f D^2}{FS+E} \right]^{0,5}$	$\sigma_f$ = Resistência final apropriada para a placa inferior  $FS \leq 4$ Possível rendimento localizado  $FS \leq 2$ Sobretenção severa e possível rendimento  $E$ = Módulo de Young de elasticidade  $W_e$ = Curvatura inicial  $d, \bar{d}$ = Dimensões da depressão local
		VI. Ruptura por depressões localizadas a) afastado da casca b) perto da casca	VI. a. $S \leq d \left[ \frac{0,28 \sigma_f}{FS+E} \right]^{0,5}$ b. $S \leq d \left[ \frac{2,25 \sigma_f D}{d^{0,75} FS E H} \right]^{0,5}$  d e S em metros	Para depressão local adjacente à casca, se $d < \frac{D}{4}$ e $\bar{d} \geq 2d$ , use o critério VIb. Caso contrário, use o critério VIa
CASCA-BASE CONEXÃO	Recalque Não Planar: 	Vii. Ruptura da conexão como ponte Casca sobre ponto suave	VII. Vigilância e manutenção para evitar a separação da casca e da fundação	* Correção de Malik et al de inclinação para encontrar todos os parâmetros de recalque

### 2.3.2 Norma API 650 (Welded Tanks For Oil Storage)

A American Petroleum Institute (API) é a principal associação técnica na área de petróleo dos Estados Unidos com representantes de empresas envolvidas em processos de produção, refino e distribuição do óleo e gás natural. Entre as normas relacionadas com o projeto de tanques de armazenamento estão a API 650 - Tanques Soldados para Armazenamento de Petróleo – e a API 653 - Inspeção de Tanques, Reparação, Alteração e Reconstrução.

A API 650 estabelece os requisitos mínimos para o material, concepção, fabricação e montagem de tanques verticais cilíndricos com pressões internas próximas da pressão atmosférica. É um documento extenso, no qual existe apenas um anexo (Anexo B) que se refere às fundações, de carácter informativo contendo recomendações para a concepção e construção.

Em relação à superfície sobre a qual assenta o tanque, são estabelecidas várias recomendações, destacando-se a distância mínima de 0,3 m acima da superfície do terreno, que deve ser deixada livre para proporcionar uma drenagem adequada e compensar movimento causados por pequenos recalques. No caso da ocorrência de grandes recalques, recomenda elevar o fundo do tanque de forma que haja uma distância mínima de 0,15 m acima do nível final da superfície.

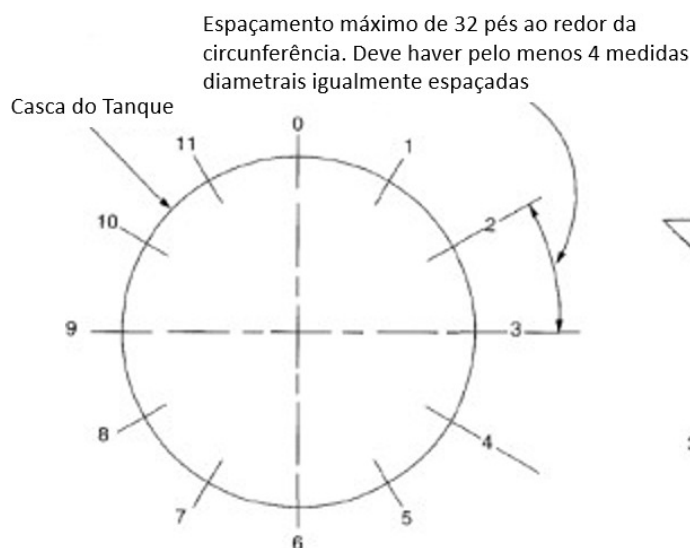
Para a inclinação da placa de fundo, um recalque admissível de 1 polegada em 10 pés de distância é estabelecido como um valor geral, para compensar pequenos recalques, maiores no centro da placa de fundo, além de facilitar a limpeza interna do tanque.

### 2.3.3 API 653 (Tank Inspection, Repair, Alteration and Reconstruction)

A API 653 é um documento complementar da norma API 650, voltada especificamente em questões de reparação, reconstrução e inspeção de elementos do tanque, como soldas, placa de fundo, paredes laterais, tubos, conectores e a tampado tanque. As informações desta norma, relacionadas ao escopo deste trabalho encontram-se no Anexo B.

A norma estabelece os tipos de recalque relacionados à parede e à placa de fundo do tanque, juntamente com uma descrição de como medi-los e a localização dos diferentes pontos de medição ao redor do tanque (Figura 2. 5). O recalque é considerado como resultado da combinação de três componentes de deslocamento vertical: recalque uniforme, que não induz tensões na estrutura, de inclinação plana do corpo do tanque, que provoca um aumento do nível do fluido no interior, e consequente

aumento das tensões na estrutura, e os recalques diferenciais, que também induzem tensões adicionais na estrutura.



NOTAS:

1. Deve haver pelo menos oito pontos de liquidação. O espaçamento máximo dos pontos de assentamento é de 32 pés ao redor da circunferência.
2. Os pontos devem ser igualmente espaçados ao redor do reservatório do tanque.

Figura B-1 - Medidas do recalque da casca (Externo)

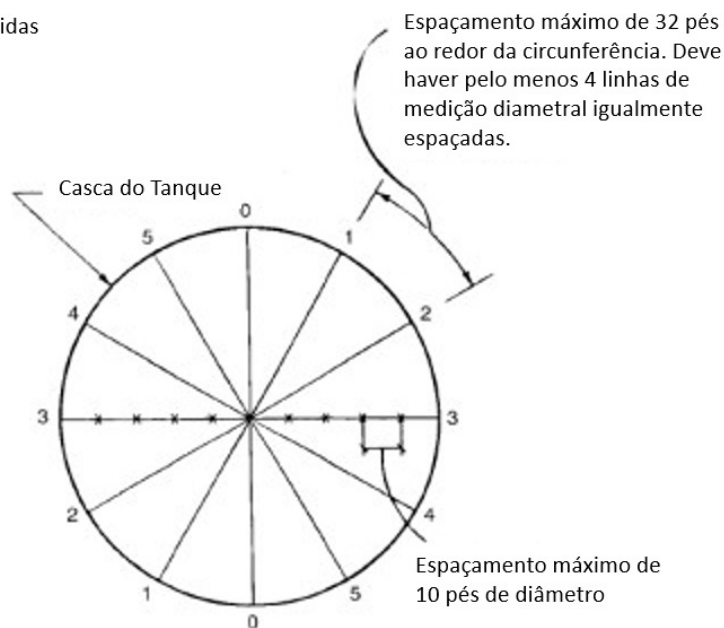
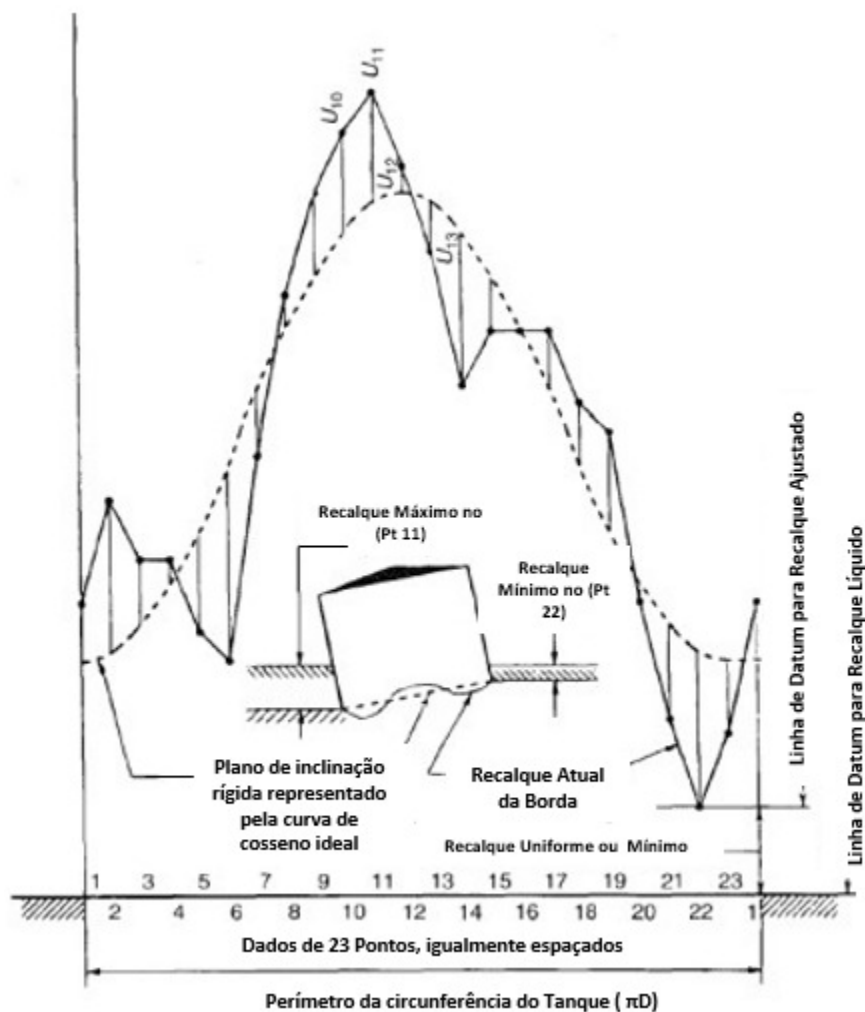


Figura B-1 - Medidas do recalque da casca (Interno)  
Tanque Fora de Serviço

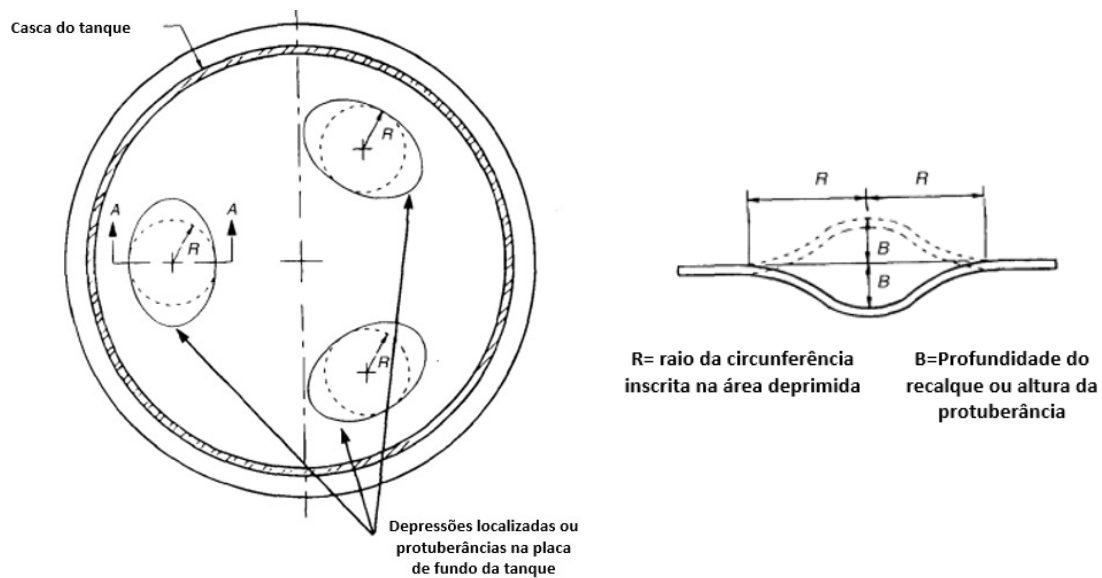
**Figura 2. 5** - Pontos de medição internos e externos para obtenção dos recalques da placa de fundo (Fonte: API 653: B-2, adaptado)

Destes três possíveis componentes de recalques, o mais importante são os recalques diferenciais que a parede do tanque pode sofrer. A norma estabelece uma representação gráfica que ilustra o efeito desse tipo de recalque, por meio de uma curva cossenoidal das medições feitas em pontos recomendados ao longo da circunferência do tanque, conforme mostra a Figura 2. 6. O plano de inclinação média do tanque é representado por curva cossenoidal ajustada entre os valores mínimo e máximo dos recalques registrados.

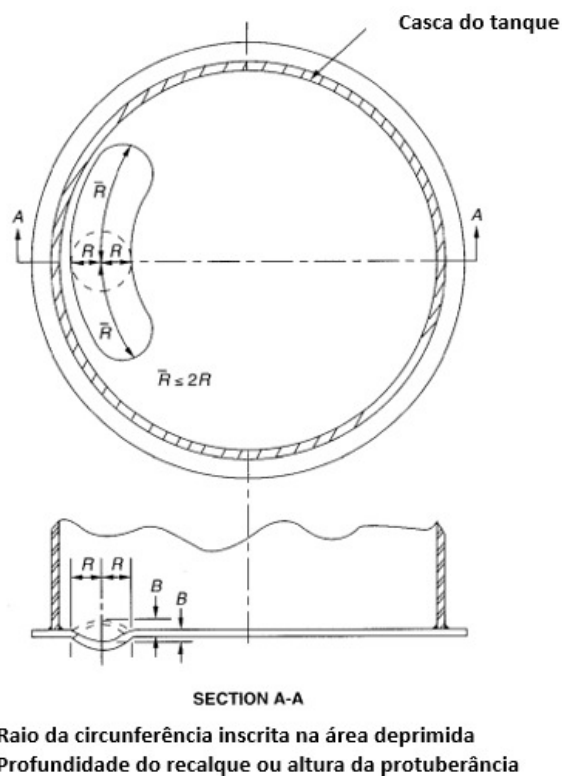


**Figura 2. 6** - Representação gráfica de recalques medidos e a curva cossenoidal ajustada para o plano de inclinação média (Fonte: API 653: B-2, adaptado)

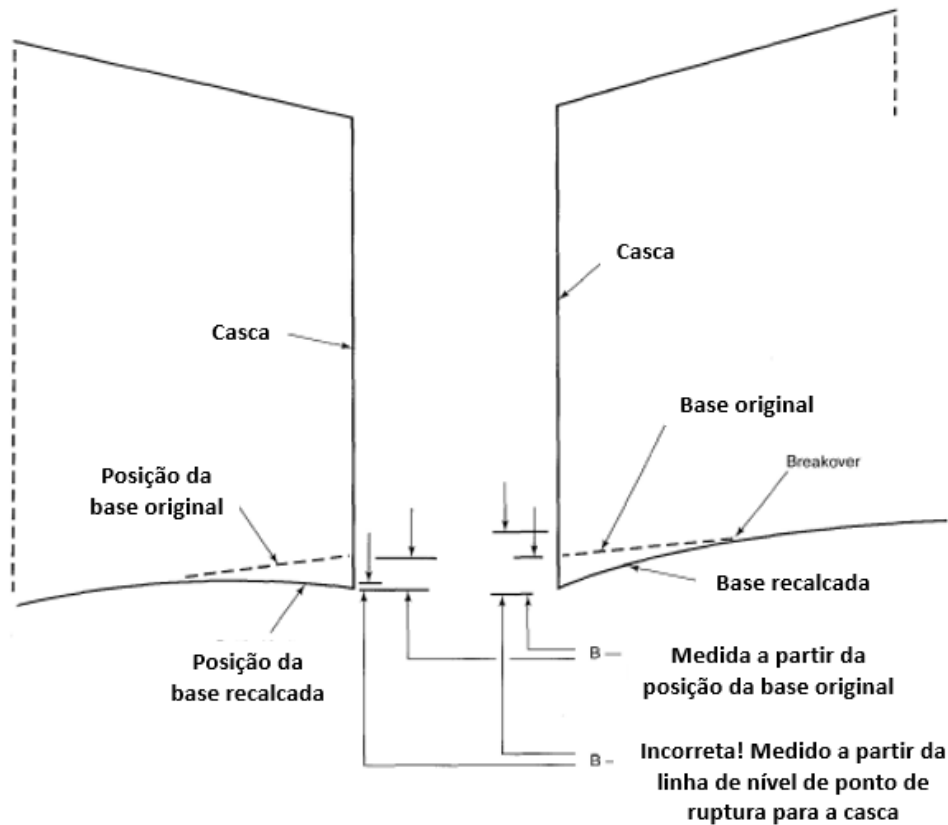
A norma também discute os recalques de borda, que ocorrem quando a parede do tanque assenta abruptamente, resultando na deformação da placa de fundo perto da junta com as paredes, bem como os recalques localizados em regiões próximas ou afastadas das paredes do tanque (Figura 2. 7, Figura 2. 8 e Figura 2. 9).



**Figura 2. 7** - Representação de recalque localizado longe da parede do tanque (Fonte: API 653: B-2, adaptado)



**Figura 2. 8** - Representação de recalque localizado próximos da parede do tanque (Fonte: API 653: B-2, adaptado)



**Figura 2. 9** - Representação de recalque de borda (Fonte: API 653: B-2, adaptado)

### 2.3.4 Norma N-270 (Petrobras)

Todos os tanques devem ser testados hidráulicamente, e segundo a norma técnica N-1807 este procedimento deve ser realizado após a montagem integral do equipamento e antes que as tubulações externas estejam ligadas. De acordo com Barros (1998), o teste hidráulico visa verificar a estanqueidade das soldas e a qualidade da fundação do equipamento; para os tanques de teto flutuante, verifica também a flutuabilidade do teto. Normalmente requer grande quantidade de água, cujo fornecimento deve ser previsto com antecedência e o emprego de água salgada não é recomendável, pois pode provocar corrosão interna no equipamento.

A N-1807 determina que os pinos de referência de recalque devem ser chumbados no concreto, na periferia da fundação ou na estrutura, conforme Figura A.1 do Anexo A da N-1807. Recomenda que os pinos estejam localizados 10 cm abaixo da face superior da fundação. No caso de tanques em fundação direta, sem anel de concreto, os pinos devem ser fixados em cantoneiras de aço, soldadas no costado do tanque a cerca de 50 cm acima do fundo (Figura A.2 do Anexo A da N-1807).

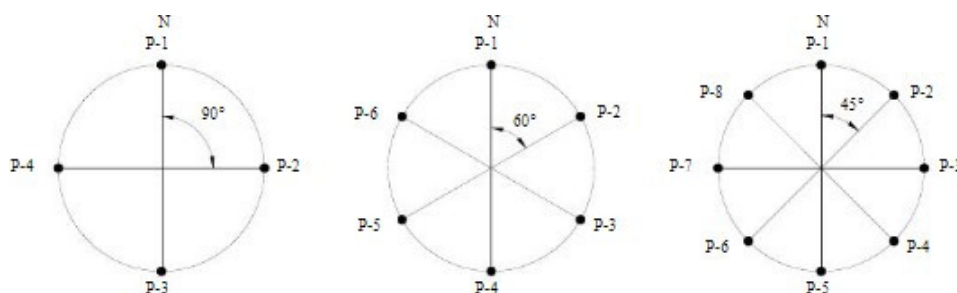
Deve haver uma quantidade mínima de pinos de medição, de acordo com a geometria de cada tanque (Tabela 2. 4). Para tanques esféricos deve ser instalado 1 pino de medição em cada perna de sustentação; para torres e tanques verticais devem



ser considerados, no mínimo, quatro pinos de medição dispostos ortogonalmente. Para vasos horizontais devem ser adotadas as quantidades mínimas de pinos de medição estabelecidas na Tabela 2 da N-1807. Os pinos de medição devem ser numerados no sentido horário, sendo o primeiro deles localizado na direção Norte (Figura 2. 10).

**Tabela 2. 4** - Quantidade mínima de pinos de medição para tanques verticais (Fonte: N-1807)

DIÂMETRO DO TANQUE	QUANTIDADE DE PINOS PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS	QUANTIDADE DE PINOS PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
Menor que 30 m	4	No mínimo um pino a cada 10 m ao longo do perímetro do tanque
Entre 30 m e 50 m	6	
Maior que 50 m	8	



**Figura 2. 10** - Esquema de numeração de pinos de medição para tanques verticais de armazenamento (Fonte: N-1807)

As leituras devem ser realizadas com a precisão igual ou menor que 1 mm e o valor da leitura de cada pino deve ser a média aritmética de duas leituras, com diferença máxima entre ambas de 1 mm. Para minimizar os efeitos de influências externas, principalmente temperatura, as leituras para o mesmo equipamento devem ser efetuadas sempre no mesmo horário, de preferência pela manhã.

Em relação aos estágios de enchimento e esvaziamento, as leituras devem ser realizadas conforme indicado na Tabela 2. 5. Os tanques de teto flutuante devem ser enchidos até o ponto máximo de elevação do teto e os de teto fixo até o topo da cantoneira de reforço da borda superior do costado. Para vasos esféricos, torres, vasos horizontais e outros equipamentos, as leituras devem ser realizadas nos estágios de enchimento e esvaziamento indicados na Tabela 4 da norma N-1807.

**Tabela 2. 5** - Estágios de enchimento e esvaziamento para tanques verticais (Fonte: N-1807)

	DIÂMETRO DO TANQUE	ESTÁGIOS	
		FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	FUNDAÇÕES PROFUNDAS
<b>ENCHIMENTO</b>	Menor que 30 m	0 % e 100 %	0 % e 100 %
	Entre 30 m e 50 m	0 %, 25 %, 50 %, 75 % e 100 %	0 %, 50 %, e 100 %
	Maior que 50 m	0 %, 25 %, 50 %, 75 % e 100 %	0 %, 50 %, e 100 %
<b>ESVAZIAMENTO</b>	Menor que 30 m	100 % - 0 %	100 % - 0 %
	Entre 30 m e 50 m	100 % - 50 % - 0 %	100 % - 0 %
	Maior que 50 m	100 % - 75% - 50 % - 25 % - 0 %	100 % - 50 % - 0 %

No que se refere às leituras, a norma estabelece que inicialmente deve ser realizada a leitura em todos os pinos de referência e no centro do tanque com o equipamento completamente vazio. Para cada estágio devem ser realizadas pelo menos duas leituras: a primeira leitura quando atingido o nível de enchimento correspondente e a segunda leitura 12 horas após a primeira. Os recalques podem ser considerados estabilizados quando a diferença entre as duas leituras for menor ou igual a 1 mm. Caso contrário, deve ser aguardado mais 12 horas e realizada nova leitura, e assim sucessivamente, até que o referido critério de estabilização seja atendido. O próximo estágio de enchimento somente pode ser iniciado após o critério de estabilização ser atendido em todos os pinos de medição. Deve ser observado um período mínimo de manutenção da carga máxima de 48 horas para os equipamentos com fundações superficiais e de 24 horas para os equipamentos com fundações profundas, visando assegurar com maior confiabilidade a estabilização dos recalques e a estanqueidade do equipamento. Após esse período deve ser realizada uma leitura final com o equipamento cheio. Em seguida, deve ser realizado o esvaziamento nos estágios indicados anteriormente, devendo ser feitas leituras com os mesmos critérios considerados durante o enchimento. Ao final do teste deve ser realizada a leitura no centro do tanque.

Qualquer vazamento revelado durante o teste hidráulico deve ser reparado antes do prosseguimento do mesmo, conforme recomendações do API 650. O procedimento de reparo deve ser submetido à aprovação da fiscalização de montagem do equipamento. Após a realização do teste hidráulico, o interior do equipamento deve ser perfeitamente limpo (Barros, 1998).

### 3 Aspectos da Modelagem Numérica

#### 3.1 Modelos Constitutivos

O modelo constitutivo fornece uma descrição matemática do comportamento mecânico do material e deve ser capaz de representar os aspectos mais importantes do comportamento tensão x deformação de solos (Schweiger, 2008).

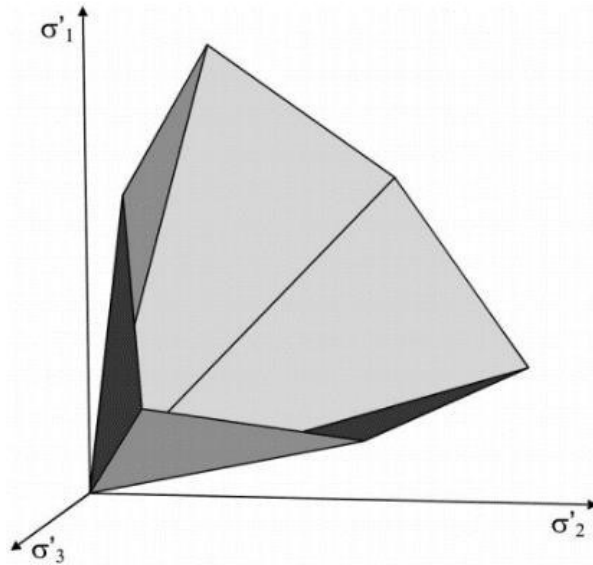
No modelo elástico perfeitamente plástico, as deformações ocorridas até a tensão igualar o valor de escoamento são calculadas pela teoria da elasticidade linear e a deformação plástica é indeterminada ao atingir o escoamento.

O comportamento experimental de solos é caracterizado por níveis de tensão de escoamento muito baixos, com ocorrência de deformações elásticas e plásticas, até a ruptura.

Pela teoria da plasticidade, admite-se a existência de uma função de escoamento inicial  $f_0(\sigma_{ij})$  e uma função de ruptura  $F(\sigma_{ij})$  no estado multiaxial de tensões. A função de escoamento inicial  $f_0(\sigma_{ij})$  delimita o comportamento do material, que se encontra no regime elástico quando  $f_0(\sigma_{ij}) < 0$  e no estado elastoplástico quando  $f_0(\sigma_{ij}) = 0$ . Já a função  $F(\sigma_{ij})$ , pode ser interpretada como um critério de ruptura do material, indicando que o material atingiu a tensão de ruptura quando  $F(\sigma_{ij}) = 0$ .

##### 3.1.1 Modelo Mohr-Coulomb

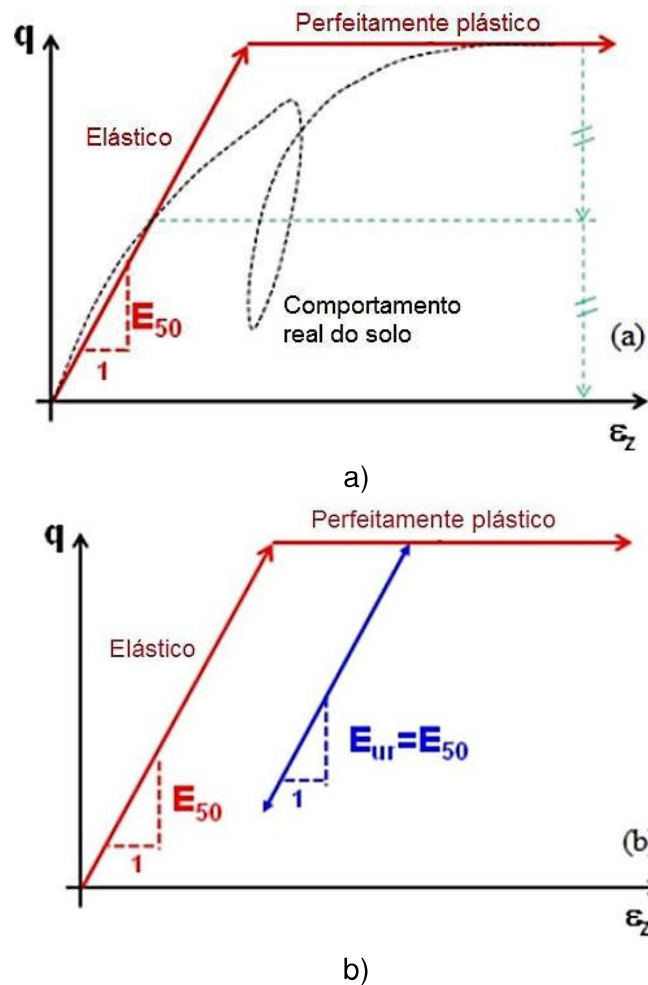
Para um material elástico perfeitamente plástico, as funções de escoamento inicial  $f_0(\sigma_{ij})$  e de ruptura  $F(\sigma_{ij})$  são coincidentes e estacionárias no espaço de tensões principais. Assim, a superfície de escoamento é a própria superfície de ruptura definida pelo critério de Mohr-Coulomb (Eq. 3.1), representada no espaço das tensões principais por uma pirâmide de base hexagonal irregular (Figura 3. 1).



**Figura 3. 1** – Superfície de escoamento do critério de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais ( $c'=0$ ). (Fonte: Schweiger, 2008)

$$F = \frac{(\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f})}{2} - c' \cos \varphi' - \frac{(\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f})}{2} \sin \varphi' \quad (3.1)$$

Este modelo possui cinco parâmetros para sua definição:  $E$  e  $\nu$ , para parcela elástica da deformação;  $\varphi'$  e  $c'$  para a componente plástica e  $\psi$  como um ângulo de dilatância que controla a direção do incremento de deformação plástica. A rigidez do solo ( $E_{50}$ ) é admitida constante no carregamento ou descarregamento (Figura 3. 2), o que pode provocar, em problemas de escavação, previsões superestimadas e irrealistas do levantamento de fundo. Este comportamento pode ser minorado considerando um valor superior do módulo de elasticidade baseado em condições de descarregamento ( $E_{ur}$ ).



**Figura 3. 2** – Simulação do comportamento tensão x deformação do solo pelo modelo de Mohr-Coulomb (Fonte: Gouw, 2014)

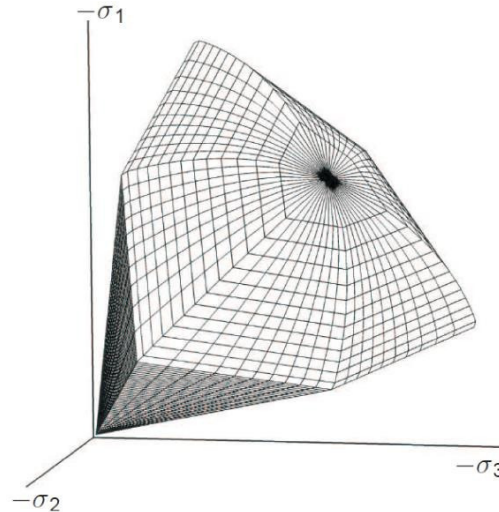
### 3.1.2 Hardening Soil Model

O Hardening Soil Model (HSM) é uma síntese dos modelos Cam Clay Modificado e do modelo hiperbólico (Duncan e Chang, 1970), proposta por Schanz, Vermeer e Bonnier (1999), que reformularam o modelo hiperbólico à luz da teoria da plasticidade, utilizando três diferentes parâmetros de rigidez: a) módulo triaxial secante de carregamento  $E_{50}$ , correspondente à 50% da tensão de desvio na ruptura  $q_f$ ; b) o módulo triaxial secante de descarregamento / recarregamento  $E_{ur}$ ; c) o módulo edométrico  $E_{ed}$ .

O modelo utiliza dois tipos de endurecimento isotrópico: um por cisalhamento, para modelar as deformações plásticas causadas pelas tensões de desvio, e outro por compressão, que estima as deformações plásticas volumétricas devidas a compressões edométricas ou hidrostáticas. Como a própria denominação do modelo

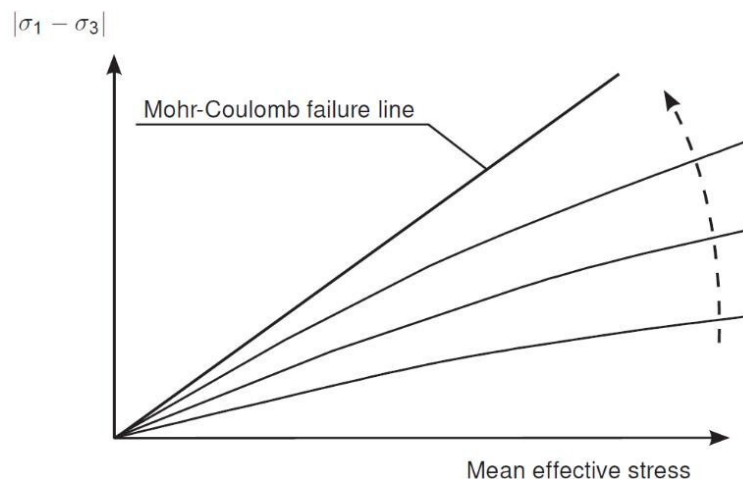
sugere, não há representação do amolecimento de solos, com o descarregamento – recarregamento admitido linear elástico.

Na Figura 3. 3 está apresentada a superfície de escoamento do modelo no espaço das tensões principais. A pirâmide hexagonal está relacionada ao endurecimento por cisalhamento enquanto a superfície de fechamento (cap) está associada ao endurecimento por compressão. (Brinkgreve, et al., 2002).



**Figura 3. 3** – Superfícies de escoamento do modelo *HSM* (Fonte: Brinkgreve, et al., 2002)

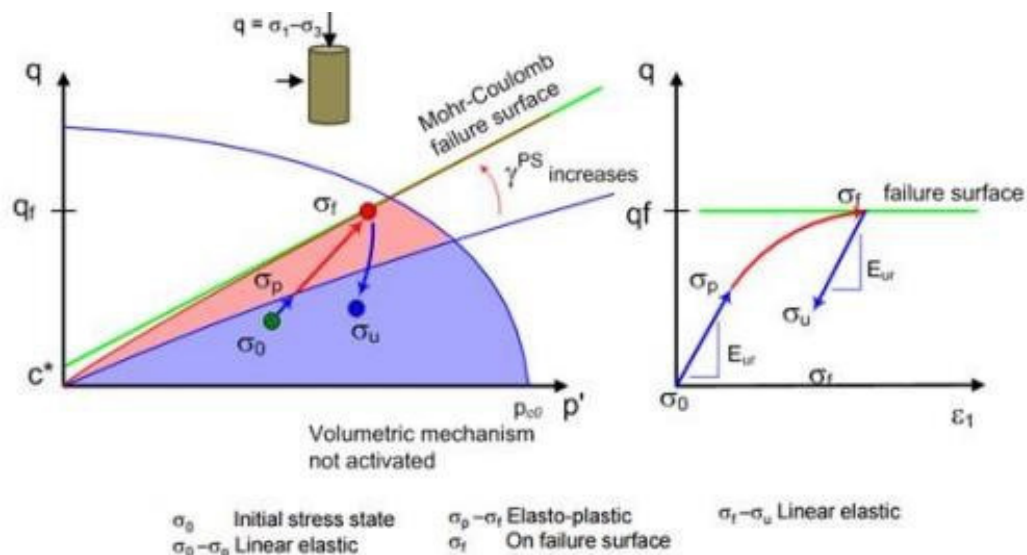
O processo de endurecimento por cisalhamento está indicado na Figura 3. 4, de onde se observa sucessivas posições da superfície de escoamento no espaço  $p'$  versus  $q$ , conforme as deformações cisalhantes são incrementadas, sendo limitadas pela superfície de ruptura do modelo de Mohr-Coulomb.



**Figura 3. 4** – Sucessivas posições da superfície de escoamento (Fonte: Brinkgreve, et al., 2002)

Na prática da engenharia geotécnica muitas vezes se dispõem de bons resultados em termos dos parâmetros de resistência mas pouca informação sobre as características de deformabilidade. Para situações em que a análise de resistência é condicionante do projeto, o tradicional modelo de Mohr-Coulomb é frequentemente aplicado mas há várias outras situações práticas onde a estimativa antecipada do nível de deformações induzidas pela obra é informação essencial. No tradicional modelo de Mohr-Coulomb o engenheiro seleciona um valor fixo do módulo  $E_{50}$ , não havendo possibilidades de distinguir diferenças em situações de carregamento primário ou descarregamento – recarregamento. Com o modelo HSM a difícil escolha de um módulo representativo do estado de tensão do maciço não é necessária, pois a rigidez é automaticamente modificada com as tensões em trajetórias de carregamento primário, descarregamento e recarregamento (Figura 3. 5).

Dentre as principais características do modelo HSM são citadas: a) rigidez dependente do nível de tensão de acordo com uma lei de potência; b) deformação plástica em compressão primária; c) recarregamento / descarregamento elástico; d) relação tensão x deformação hiperbólica; e) consideração da dilatância de solos fortemente pré-adensados; e) incorpora o critério de ruptura de Mohr-Coulomb; f) lei de fluxo não associada para tensões de desvio e lei de fluxo associada para tensões de compressão; g) endurecimento isotrópico (para ambas as superfícies de escoamento  $f_s$  e  $f_c$ ); h) aplicável para todos os tipos de solo.



**Figura 3. 5** – Representação pelo modelo HSM do comportamento de solo pré-adensado sob tensão de desvio em carregamento primário e descarregamento

A formulação do modelo HSM requer a definição dos parâmetros de resistência e de rigidez definidos em termos de tensões efetivas, conforme Tabela 3. 1 e Tabela 3. 2.

**Tabela 3. 1** - Parâmetros de entrada para o modelo HSM

PARÂMETRO	DESCRIÇÃO
$m$	Expoente de dependência da rigidez em relação ao nível de tensões ( $m \leq 1$ ). Para argilas, $m$ encontra-se entre 0,5 e 1 e para areias, entre 0,4 e 0,6.
$E_{50}^{ref}$	Módulo secante de carregamento para 50% da tensão de ruptura do ensaio triaxial drenado de compressão
$E_{ed}^{ref}$	Módulo tangente devido à compressão primária do ensaio de compressão edométrica
$E_{ur}^{ref}, \nu_{ur}$	Parâmetros elásticos de descarregamento / recarregamento do ensaio triaxial drenado. $E_{ur}^{ref}$ varia de 2 a $5E_{50}^{ref}$ e $\nu_{ur} = 0,2$ .
$c', \phi'$	Ruptura de acordo com critério de <i>Mohr-Coulomb</i>
$\psi$	Ângulo de dilatância.

**Tabela 3. 2**- Parâmetros avançados para o modelo HSM

PARÂMETRO	DESCRIÇÃO
$p_{ref}$	Tensão de referência para rigidez (padrão $p_{ref} = 100$ kPa)
$K_0^{nc}$	valor $K_0$ para o caso normalmente adensado (padrão $K_0^{nc} = 1 - \sin\phi$ )
$R_f$	Razão de ruptura $q_f / q_a \leq 1$ , $R_f = 0,9$ costuma ser utilizado na falta de ensaios

### 3.1.3 Modelo Soft Soil

O modelo Soft Soil (SS) é aplicado a solos moles ou muito moles com alta compressibilidade, como argilas normalmente adensadas, siltes argilosos ou turfas, sob trajetórias de tensão de compressão, como na construção de aterros. Uma característica especial do comportamento mecânico destes solos é a alta deformabilidade, com argilas NA apresentando módulos edométricos  $E_{edo} = 1$  a 4 MPa



(Janbu, 1985) bastante inferiores aos de areias NA ( $E_{edo} = 10$  a  $50$  MPa). Outra característica é a dependência linear da rigidez em relação ao estado de tensão.

A aplicação do modelo HSM em problemas de engenharia é, em princípio, recomendada para todos os tipos de solo mas, especificamente para solos muito moles com  $E_{edoref} / E_{50ref} < 0,5$  há recomendações para utilizar preferencialmente o modelo Soft-Soil (SS).

Este modelo é baseado no modelo Cam-Clay Modificado considerando uma relação logarítmica entre a tensão normal efetiva média  $p'$  e a deformação volumétrica  $\varepsilon_{vol}$ , em vez do índice de vazios, como proposto por Burland (1965).

Os parâmetros associados ao escoamento plástico são a coesão ( $c' = 0$  geralmente), o ângulo de atrito ( $\phi'$ ); o ângulo de dilatação ( $\psi = 0$  geralmente); a tensão de cutoff à tração ( $\sigma'_t = 0$  geralmente). Os parâmetros associados à rigidez são o índice de compressão modificado ( $\lambda^*$ ); o índice de expansão modificado ( $\kappa^*$ ); o coeficiente de Poisson ( $\nu_{ur}$ , com valor padrão  $\nu_{ur} = 0,15$ ); o coeficiente de empuxo no repouso (com valor padrão  $K_0 = 1 - \sin \phi'$ ). Os parâmetros necessários para descrição do modelo estão listados na Tabela 3. 3.

Os parâmetros  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$  podem ser determinados plotando-se os resultados de ensaios de compressão isotrópica em termos de deformação volumétrica vs. logaritmo da tensão octaédrica efetiva ou serem relacionados com os parâmetros  $\lambda$  e  $\kappa$  do modelo Cam-Clay Modificado, obtidos plotando os resultados de ensaio de compressão isotrópica em termos do índice de vazios vs. logaritmo da tensão octaédrica efetiva. Alternativamente, é possível relacioná-los com os parâmetros  $C_c$  e  $C_s$  determinados em ensaios de compressão confinada (edométrico).

Como comentários adicionais sobre o Modelo Soft Soil, menciona-se que a ruptura é controlada pelo critério de Mohr-Coulomb, as funções de escoamento são adaptadas do modelo Cam-Clay Modificado com fluxo associado e os parâmetros de rigidez são obtidos de ensaios de compressão confinada (edométrico). Como pontos fortes deste modelo constitutivo cita-se que a rigidez é dependente do estado de tensão e conserva memória das tensões de pré-adensamento. Por outro lado, seus pontos fracos são que o modelo é adequado somente para representação de solos moles, não considera efeitos da compressão secundária e é adequado somente para trajetórias de tensão predominantemente de compressão.

**Tabela 3. 3-** Parâmetros do modelo Soft Soil

PARÂMETRO	DESCRIÇÃO	
$c'$	Parâmetros de Ruptura	coesão ( $c' = 0$ geralmente)
$\phi'$		ângulo de atrito ( $\phi'_{cv}$ geralmente)
$\psi$		ângulo de dilatação ( $\psi = 0$ geralmente)
$\sigma'_t$		tensão de cut off ( $\sigma'_t = 0$ geralmente)
$\lambda^*$	Parâmetros de Rigidez	índice de compressão modificado
$k^*$		índice de expansão modificado
$\nu_{ur}$		coeficiente de Poisson (valor padrão $\nu_{ur} = 0,15$ )
$K_0^{NA}$		coeficiente de empuxo no repouso (valor padrão $K_0^{NA} = 1 - \tan \phi'$ )

### 3.2 Precaução em análise não drenadas no PLAXIS 2D e PLAXIS 3D

A análise geotécnica de qualquer projeto envolve três fatores: o modelo de comportamento mecânico, os ensaios para obtenção dos respectivos parâmetros e um método de cálculo. Neste trabalho, o método dos elementos finitos é utilizado e os programas computacionais PLAXIS 2D e PLAXIS 3D serão utilizados para este fim.

Estes programas permitem executar análises drenadas e não drenadas com os modelos constitutivos selecionados para aplicação nesta dissertação, conforme Tabela 3. 4: modelo de Mohr-Coulomb, modelo HSM e modelo Soft Soil. Neste ponto, deve-se explicar quais as diferenças entre as análises não drenadas denominadas pelo programa como tipo A e tipo B.

**Tabela 3. 4-** Modelos constitutivos elastoplásticos e tipos de drenagem permitidos

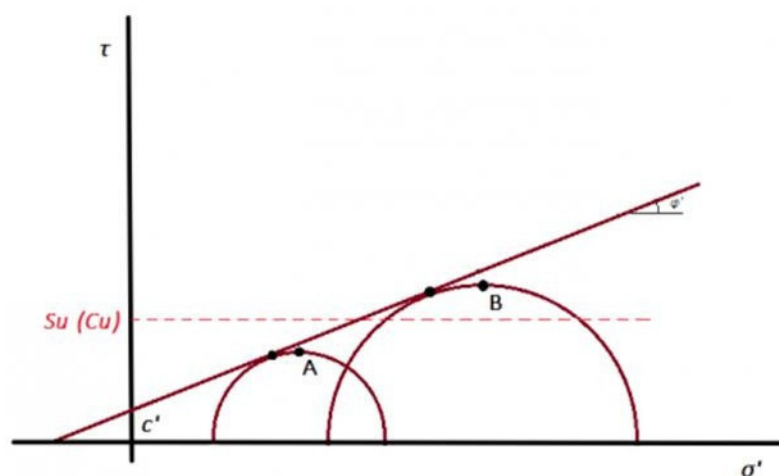
MODELO DO MATERIAL	TIPO DE DRENAGEM
Mohr-Coulomb	<i>Drained, Undrained A, Undrained B, Undrained C, Non-porous</i>
Hardening Soil Model	<i>Drained, Undrained A, Undrained B</i>
Soft Soil	<i>Drained, Undrained A</i>

Em análises não-drenadas tipo A, tanto a rigidez quanto a resistência do material são definidas em termos de tensões efetivas. Por outro lado, em análises não-drenadas tipo B, a rigidez é definida em termos de parâmetros efetivos, enquanto a resistência ao cisalhamento é definida pelo parâmetro não drenado  $S_u$ .

A principal desvantagem das análises não-drenadas tipo A, é que a resistência não-drenada  $S_u$  é um resultado da análise e não um parâmetro de entrada do modelo. Assim é necessário verificar se o valor da resistência não-drenada real do solo não foi ultrapassada pela tensão de cisalhamento calculada pelo programa, por meio da desigualdade abaixo que deve ser monitorada durante a execução computacional.

$$\frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2} \leq S_u \quad (3.2)$$

Como exemplo, na Figura 3. 6 a tensão de cisalhamento no ponto A está abaixo do valor de  $S_u$  determinado em ensaio de campo ou laboratório, e o critério de resistência é, portanto, atendido. Todavia, para o caso do maior círculo de Mohr, a tensão de cisalhamento calculada no ponto B é superior ao valor real de  $S_u$  fazendo com que a ocorrência desta situação tenha que ser devidamente monitorada para evitar a previsão de valores incorretos da resistência ao cisalhamento não drenada.



**Figura 3. 6** – Círculos de Mohr na avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada em termos de tensões efetivas

### Undrained C

Se, por qualquer motivo, se desejar não utilizar as opções Undrained A ou Undrained B do PLAXIS para realizar uma análise de tensão efetiva não drenada,

pode-se simular o comportamento não drenado usando uma análise-convencional de tensão total com todos os parâmetros especificados como não drenados. Nesse caso, a rigidez é modelada usando um módulo de Young não drenado  $E_u$  e uma razão de Poisson não drenada  $\nu_u$ , e a resistência é modelada usando uma resistência ao cisalhamento não drenado  $s_u$  e  $\phi = \phi_u = 0^\circ$ . Normalmente, para a razão de Poisson não drenada, um valor próximo a 0,5 é selecionado (entre 0,495 e 0,499). Um valor de 0,5 exatamente não é possível, pois isso levaria à singularidade da matriz de rigidez.

No PLAXIS é possível realizar uma análise de tensão total com parâmetros não drenados se o modelo de Mohr-Coulomb ou o modelo NGI-ADP é usado. Neste caso, deve-se selecionar Undrained C como tipo de Drenagem. A desvantagem da análise de tensão total não drenada é que nenhuma distinção é feita entre tensões efetivas e poropressões. Portanto, todas as saídas referentes a tensões efetivas devem agora ser interpretadas como tensões totais e todas as poropressões são iguais a zero.

Observe que uma entrada direta de resistência ao cisalhamento não drenada não fornece automaticamente o aumento da resistência ao cisalhamento com consolidação. Na verdade, não faz sentido realizar uma análise de consolidação, pois não há poropressões para se consolidar. Observe também que o valor  $K_0$  para gerar tensões iniciais refere-se a tensões totais em vez das tensões efetivas neste caso. Este tipo de abordagem não é possível para os modelos mais avançados.

### **Non-porous**

O modelo Linear Elastic geralmente é inadequado para modelar o comportamento altamente não linear do solo, mas é de interesse em simular o comportamento estrutural, como paredes ou placas grossas de concreto, para as quais as propriedades de resistência são geralmente muito elevadas em comparação com os do solo. Para essas aplicações, o modelo Linear Elastic será frequentemente selecionado em conjunto com o tipo de drenagem não porosa para excluir poropressões desses elementos.

## 4 Estudo de Caso

### 4.1 Introdução

Predominantemente os tanques de armazenamento de combustíveis são construídos nas regiões costeiras do Brasil, cujo subsolo é caracterizado por um perfil estratificado, formado por sedimentos recentes do período quaternário, com alternâncias de energia de deposição e sedimentação.

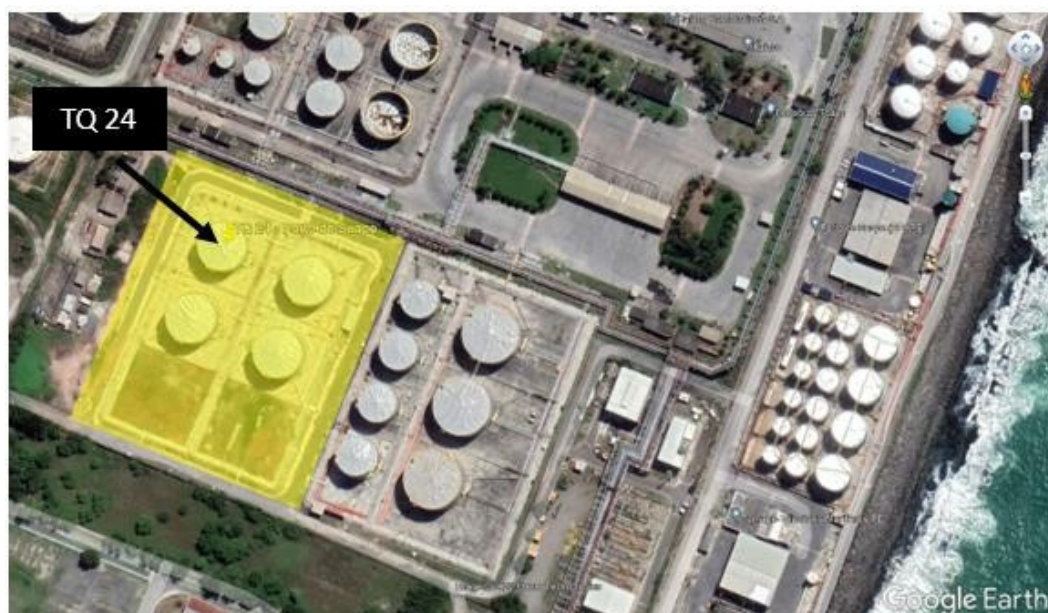
Como estudo prévio, foram analisados resultados de quatro testes hidráulicos de quatro tanques cilíndricos de aço para armazenamento de combustível, próximos um dos outros (Figura 4.1). Gráficos de carregamento versus recalque, recalque versus tempo foram analisados, e o tanque escolhido como estudo de caso da presente dissertação foi o TQ24, com cerca de 15 m de altura e diâmetro de aproximadamente 30 m. Possui como fundação superficial um anel de concreto armado de 1,4 m de altura e 0,3 m de espessura. A Tabela 4. 1 lista as principais características do TQ 24 enquanto o Anexo A.1 apresenta mais detalhes do seu projeto.

**Tabela 4. 1** - Detalhes de projeto do tanque TQ24

DADOS DO TANQUE TQ24		
Capacidade Nominal	9311,00	m <sup>3</sup>
Diâmetro Nominal	28,37	m
Altura Nominal	14,73	m
Peso do Tanque Vazio	242,00	t
Peso do Tanque Cheio de Água	9553,00	t
Peso do Tanque em Operação	7877,00	t

O tanque está localizado no Complexo Industrial Portuário Governador Eraldo Gueiros, mais conhecido como Porto de Suape, no estado de Pernambuco, entre os municípios do Ipojuca e cabo de Santo Agostinho, na Região Metropolitana do Recife. É o maior porto público da região Nordeste e ocupa a quinta posição no ranking nacional. Está entre os seis portos com maior quantidade anual de escalas de navios de contêineres, sendo o porto público do Norte/Nordeste com maior movimentação de contêineres.

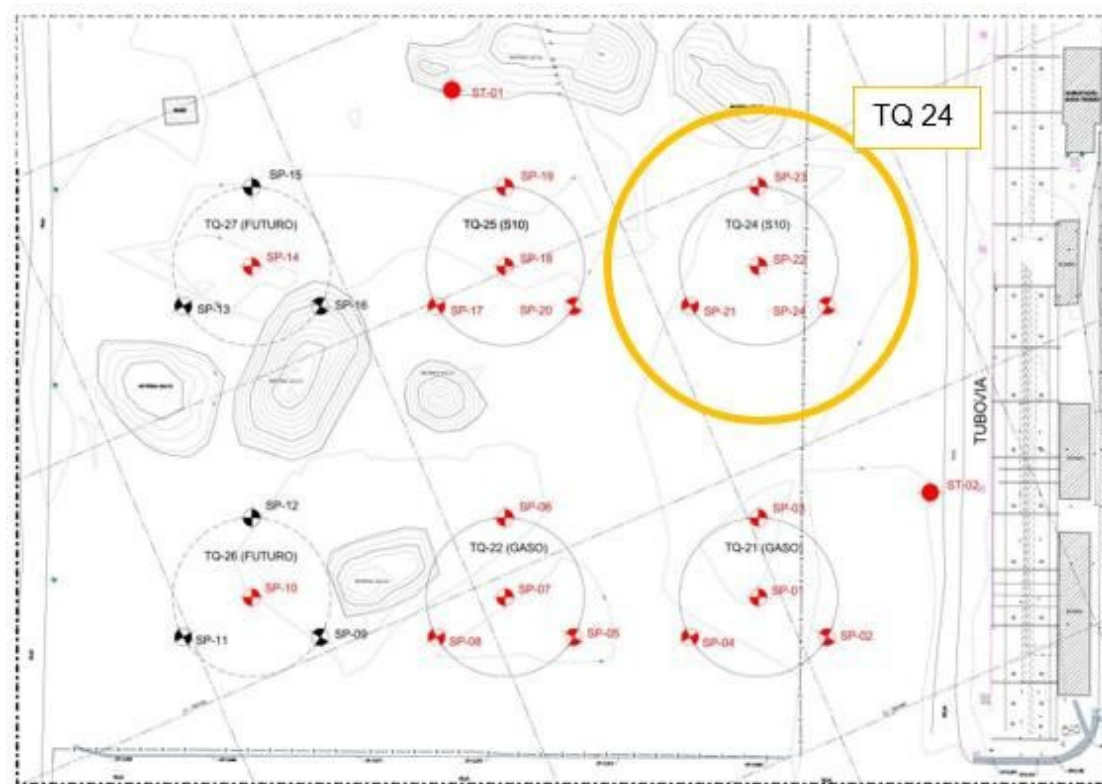
A Figura 4. 1 indica a localização do porto do Suape, enquanto a Figura 4. 2 apresenta a localização do tanque TQ 24 em relação aos tanques vizinhos de mesma geometria e função.







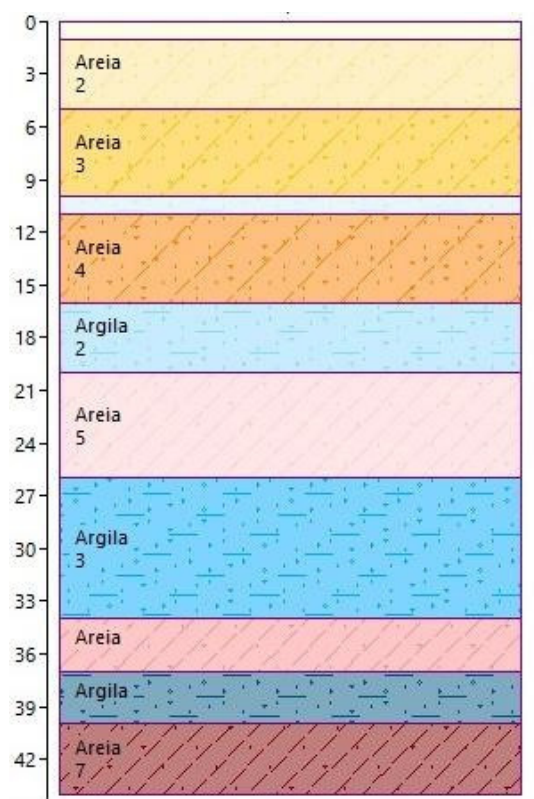
**Figura 4. 1** – Localização do Porto de Suape e do Tanque TQ24, PE via satélite (Fonte: GoogleEarth)



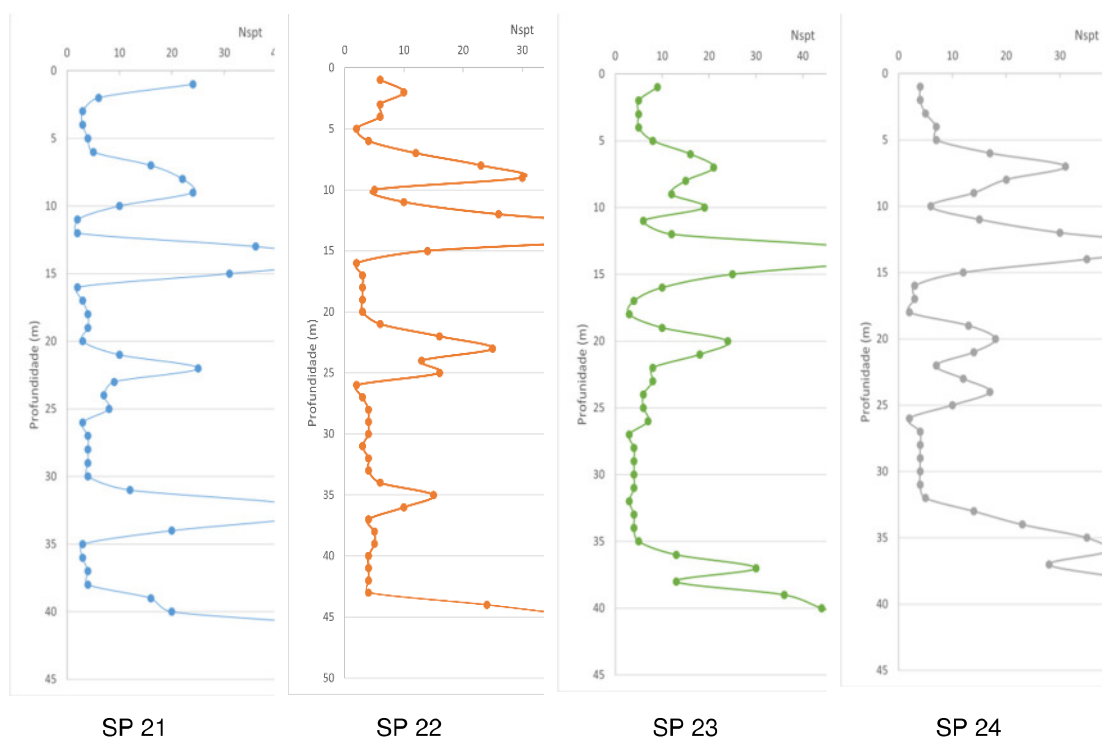
**Figura 4. 2**– Localização do tanque TQ 24 em relação ao demais tanques

#### 4.4.1 Estratigrafia do depósito

A estratigrafia das camadas horizontais do depósito de solo (Figura 4. 3) foi estimada com base nos resultados de ensaios de simples reconhecimento (SPT), com os gráficos de variação do número de golpes NSPT com a profundidade de execução do ensaio (Figura 4. 4). Os boletins de sondagem estão reproduzidos no Anexo A.3.



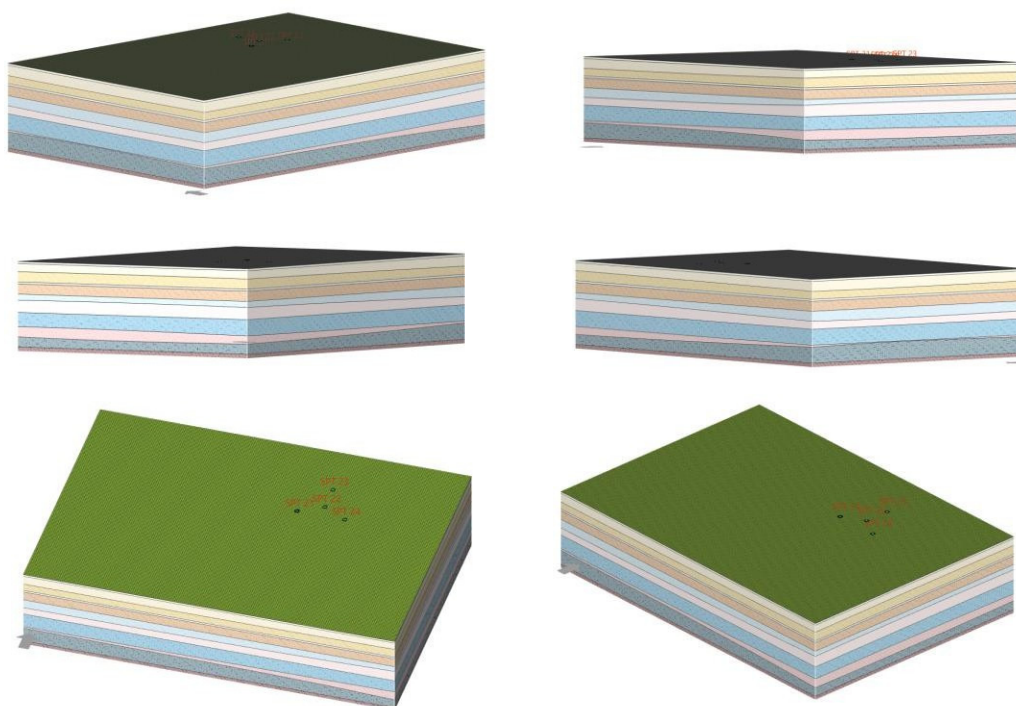
**Figura 4. 3-** Estratigrafia do depósito para camadas horizontais (Fonte: GEO5)



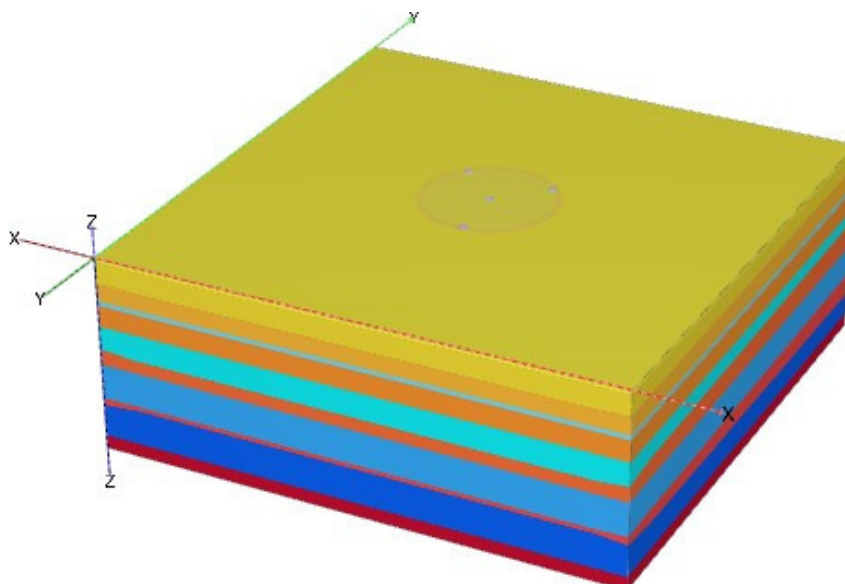
**Figura 4. 4-** Gráficos dos perfis de sondagem dos furos na região do tanque TQ24



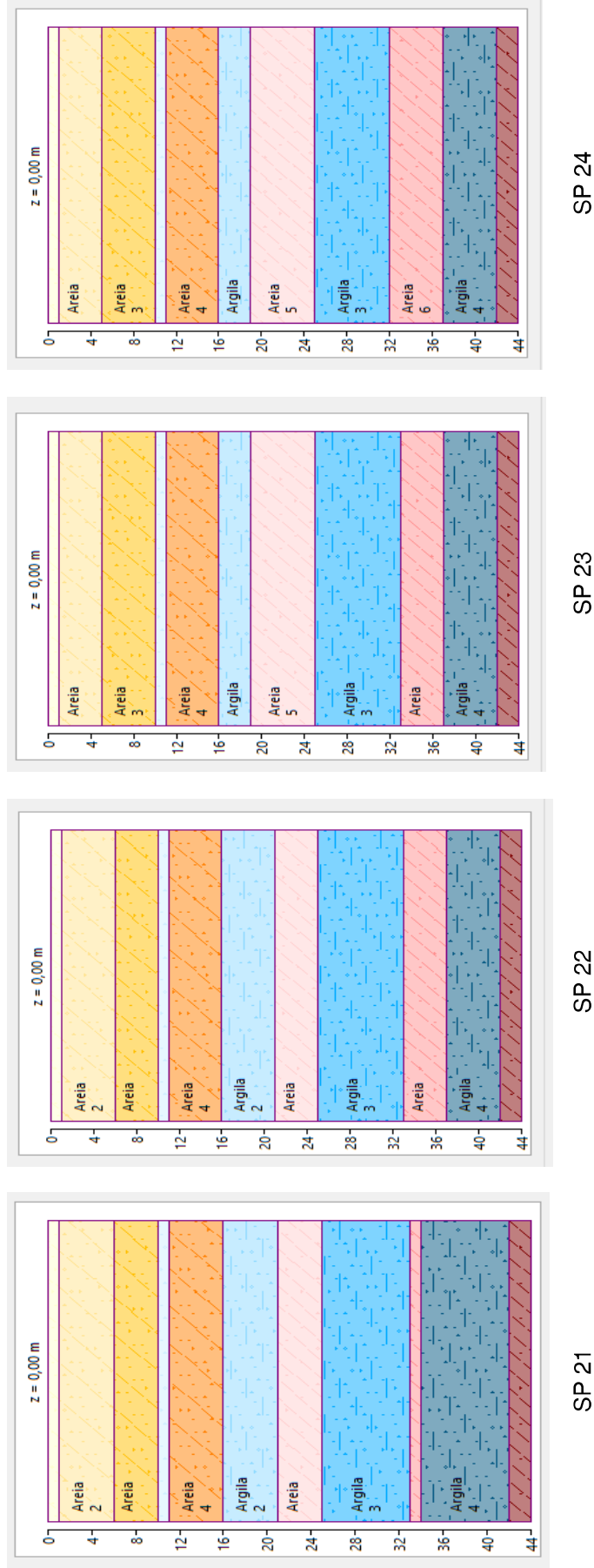
A estratigrafia do depósito de solo (Figura 4. 7) com camadas de solo levemente inclinadas foi utilizada para visualização 3D do problema, conforme mostram as Figura 4. 5, Figura 4. 6 e Figura 4. 8



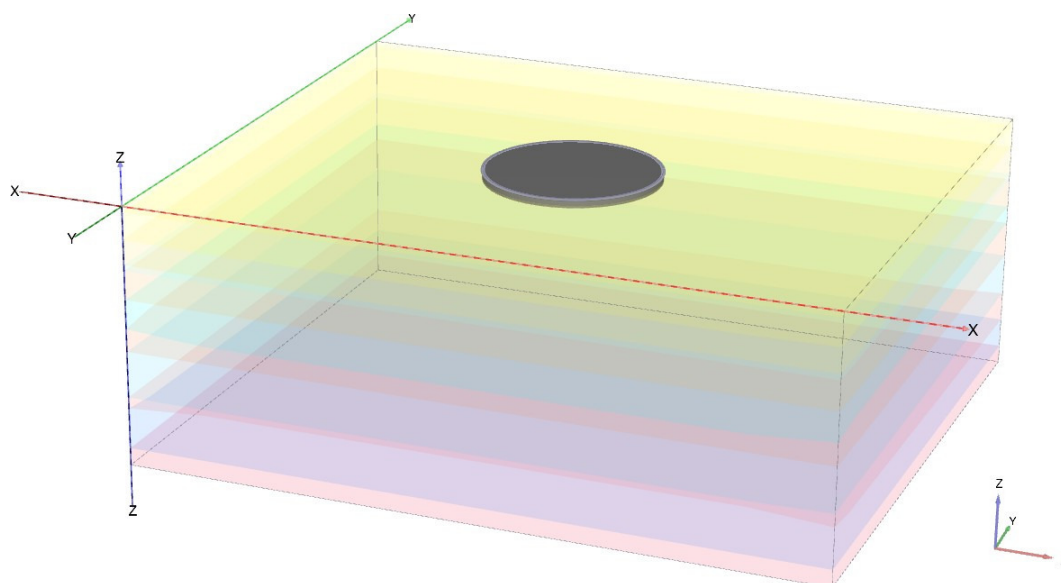
**Figura 4. 5-** Visualização 3D da estratigrafia com camadas inclinadas (Fonte: GEO5)



**Figura 4. 6 –** Visualização 3D da estratigrafia com camadas inclinadas (Fonte: PLAXIS 3D)



**Figura 4. 7**– Estratigrafia do depósito de solo com camadas levemente inclinadas (Fonte: GEO5)



**Figura 4. 8** – Visualização 3D do depósito de solo e fundação do anel de concreto do tanque TQ24  
(Fonte: PLAXIS 3D)

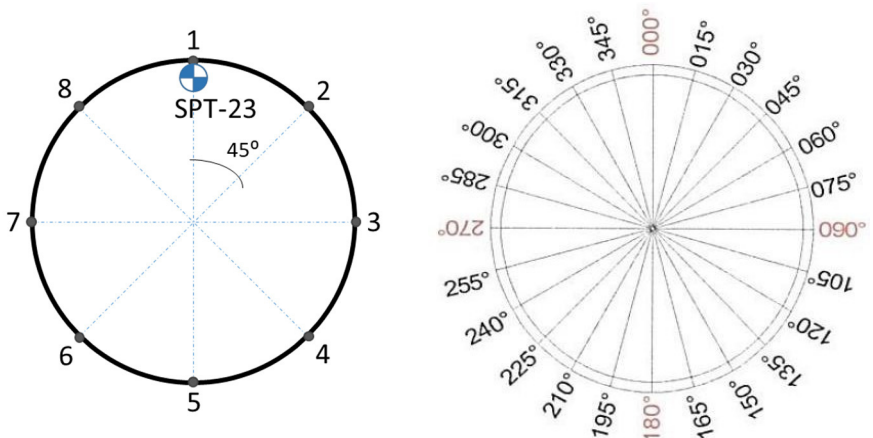
## 4.2 Teste Hidráulico

Para este estudo, os resultados de Teste Hidráulico do tanque TQ24 foram fornecidos (Anexo A.2). A norma N-1807 da Petrobrás fixa as condições para medição de recalques de fundações no teste hidrostático de equipamentos. Recomenda que os pinos de referência para controle de recalques sejam chumbados a 10 cm abaixo da face superior da fundação. No caso de tanques em fundação direta, sem anel de concreto, os pinos devem ser fixados em cantoneiras de aço, soldadas no costado do tanque a cerca de 50 cm acima do fundo. Uma observação que se faz neste ponto, é que os pinos de referência quando fixados na parede do tanque podem sofrer a influência da temperatura com a dilatação / contração do material metálico.

A Tabela 4. 2 apresenta para oito pontos de medição (Figura 4. 9) a variação das cotas nas fases de enchimento e esvaziamento do tanque.

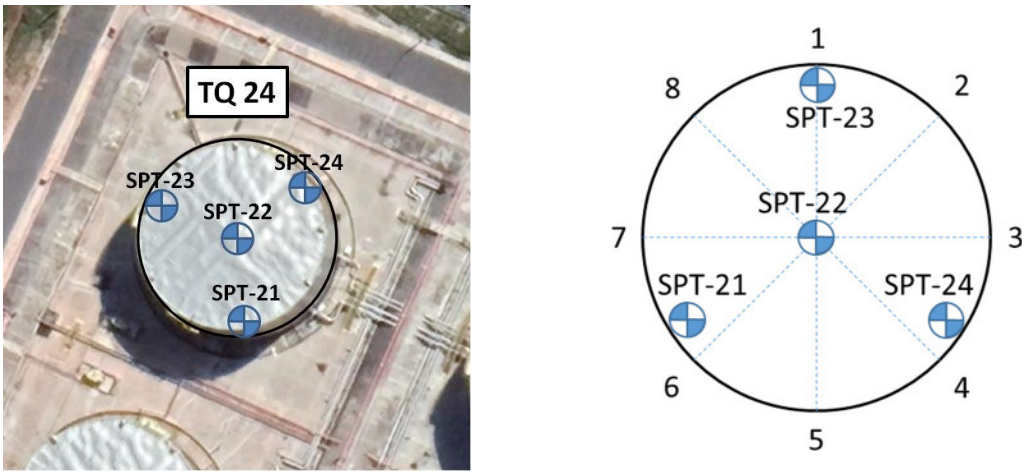
**Tabela 4. 2** - Principais informações do Teste Hidráulico TQ24 (versão original)

PONTOS DE MEDIÇÃO		0% CHEIO		50% CHEIO		100% CHEIO		100% CHEIO + 1 DIA		0% CHEIO	
		11/02/2020		19/02/2020		21/02/2020		22/02/2020		13/03/2020	
		HORA (h)	COTA (m)	HORA (h)	COTA (m)	HORA (h)	COTA (m)	HORA (h)	COTA (m)	HORA (h)	COTA (m)
1	0°	15:00	5,155	14:30	5,149	08:00	5,140	08:00	5,140	08:00	5,140
2	45°	15:00	5,164	14:30	5,157	08:00	5,149	08:00	5,150	08:00	5,150
3	90°	15:00	5,154	14:30	5,144	08:00	5,137	08:00	5,137	08:00	5,140
4	135°	15:00	5,155	14:30	5,148	08:00	5,143	08:00	5,142	08:00	5,142
5	180°	15:00	5,145	14:30	5,138	08:00	5,133	08:00	5,132	08:00	5,135
6	225°	15:00	5,162	14:30	5,155	08:00	5,150	08:00	5,150	08:00	5,150
7	270°	15:00	5,185	14:30	5,178	08:00	5,171	08:00	5,171	08:00	5,172
8	315°	15:00	5,136	14:30	5,128	08:00	5,122	08:00	5,120	08:00	5,122



**Figura 4. 9** – Localização do SPT-23 e dos ângulos para identificação dos pontos de medição no teste hidráulico do tanque TQ24

Contudo, foi constatado que a referência deveria ser o SPT-23 e não o Norte geográfico mencionado no registro do teste hidráulico, o que pode influenciar na interpretação dos resultados, dependendo da disposição das camadas de argilas. A Figura 4. 10 apresenta os pontos de medição na posição correta e a Tabela 4. 3 mostra o resumo das cotas do teste hidráulico.



**Figura 4. 10** - Pontos de medição com referência ao SPT-23

**Tabela 4. 3** - Principais informações do Teste Hidráulico TQ24 (versão resumida)

PONTOS DE MEDIÇÃO	0% CHEIO	50% CHEIO	100% CHEIO	100% CHEIO + 1 DIA	0% CHEIO
	11/02/2020	19/02/2020	21/02/2020	22/02/2020	13/03/2020
	COTA (m)	COTA (m)	COTA (m)	COTA (m)	COTA (m)
1	51,55	51,49	51,40	51,40	51,40
2	51,64	51,57	51,49	51,50	51,50
3	51,54	51,44	51,37	51,37	51,40
4	51,55	51,48	51,43	5,142	51,42
5	51,45	5,138	51,33	51,32	51,35
6	51,62	51,55	51,50	51,50	51,50

PONTOS DE MEDIÇÃO	0% CHEIO	50% CHEIO	100% CHEIO	100% CHEIO + 1 DIA	0% CHEIO
	11/02/2020	19/02/2020	21/02/2020	22/02/2020	13/03/2020
	COTA (m)	COTA (m)	COTA (m)	COTA (m)	COTA (m)
7	51,85	51,78	51,71	51,71	51,72
8	51,36	51,28	51,22	51,20	51,22

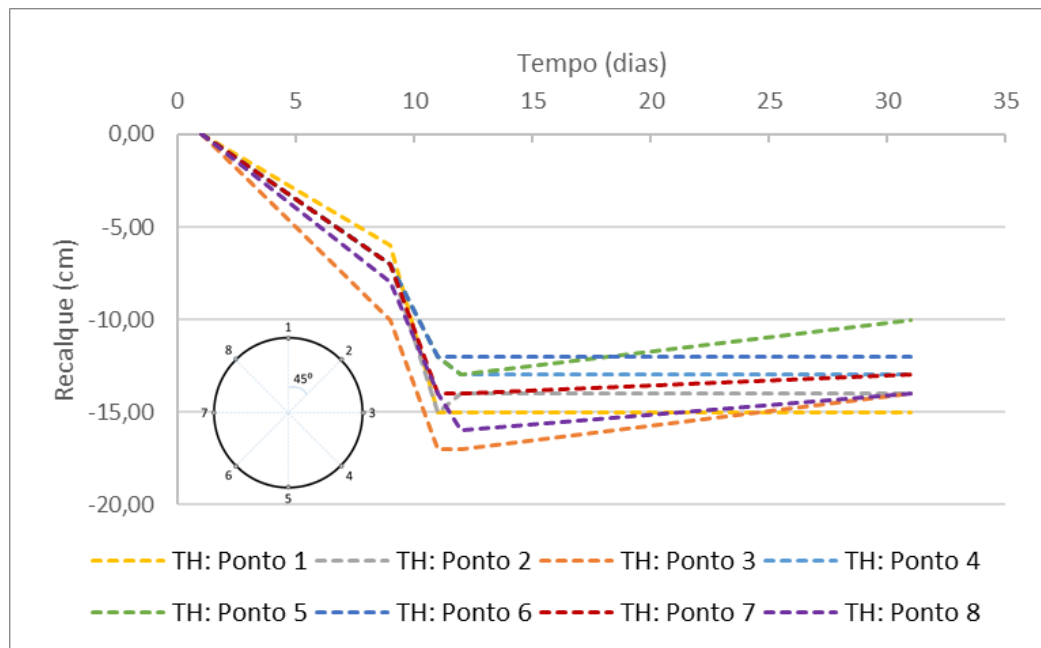
A partir da Tabela 4. 3 foram gerados os gráficos de tempo versus recalque e carregamento versus recalque para os oito pontos de medição, mostrados nasFigura 4. 11 e Figura 4. 12. Os valores de recalque nos pontos de medição estão listados na Tabela 4. 4.

O relatório original apresentava as cotas em milímetros, mas aqui optou-se por escrevê-las em metros. Considerou-se que os recalques determinados com os valores das cotas nas unidades originais (mm) seriam incompatíveis com a intensidade do carregamento e as propriedades dos solos de fundação. A Figura 4. 13 apresenta a variação do recalque entre os pontos de medição nas 4 fases do teste hidráulico: tanque 50% cheio, tanque 100% cheio, tanque 100% cheio + 1 dia, tanque 100% vazio. Outros gráficos de recalque para os pontos de medição individuais encontram-se no Anexo A.4.

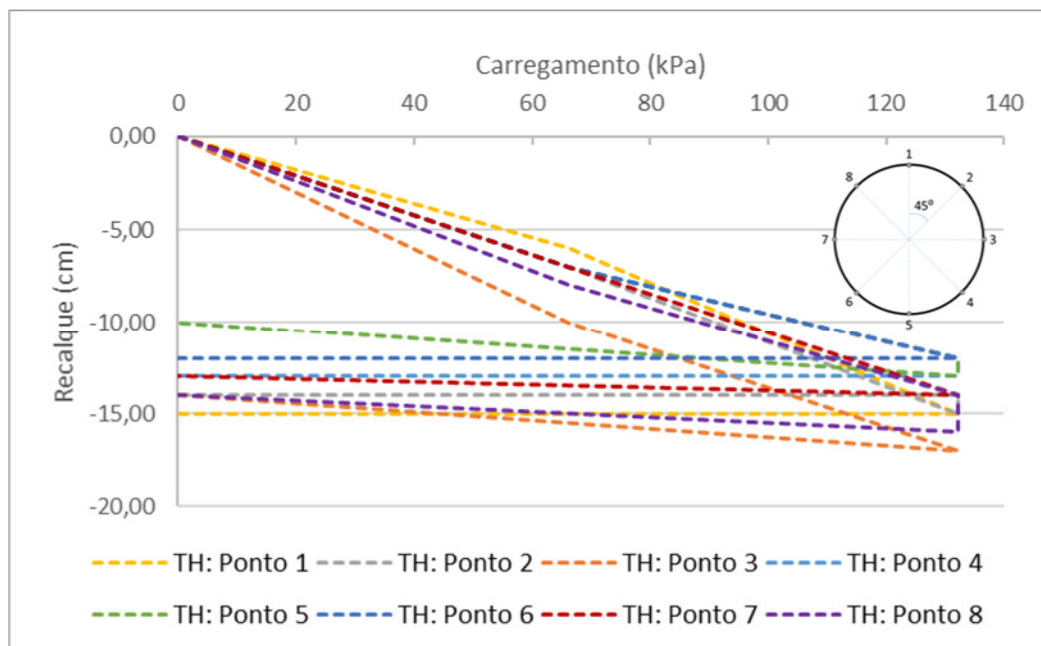
Os tanques TQ21, TQ22, TQ24 e TQ25 tiveram suas provas de cargas executadas em datas próximas e uma análise da influência destes testes hidráulicos sobre os recalques observados no tanque TQ24 é apresentada no Anexo A.7.

**Tabela 4. 4 -** Recalque médios (em cm) em relação às cotas iniciais

PONTOS DE MEDIÇÃO	RECALQUE 0% CHEIO (cm)	RECALQUE 50% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO +1DIA (cm)	RECALQUE DESCARREGAMENTO (cm)
1	0,00	6,00	15,00	15,00	15,00
2	0,00	7,00	15,00	14,00	14,00
3	0,00	10,00	17,00	17,00	14,00
4	0,00	7,00	12,00	13,00	13,00
5	0,00	7,00	12,00	13,00	10,00
6	0,00	7,00	12,00	12,00	12,00
7	0,00	7,00	14,00	14,00	13,00
8	0,00	8,00	14,00	16,00	14,00

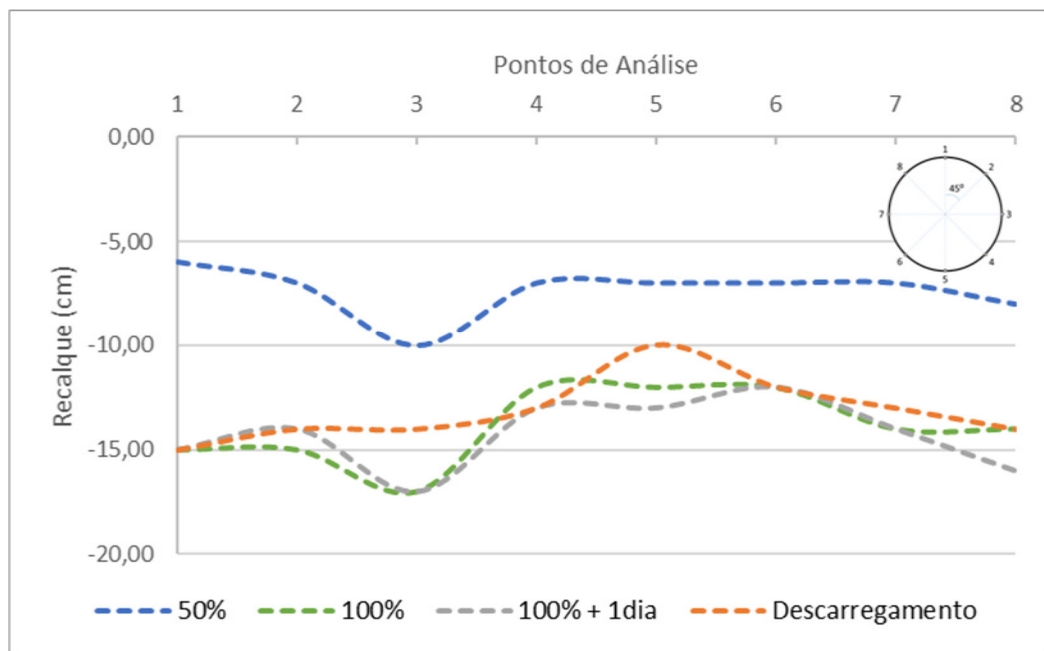


**Figura 4. 11** - Gráfico Tempo versus Recalque do teste hidráulico



**Figura 4. 12**- Gráfico Carregamento versus Recalque do teste hidráulico





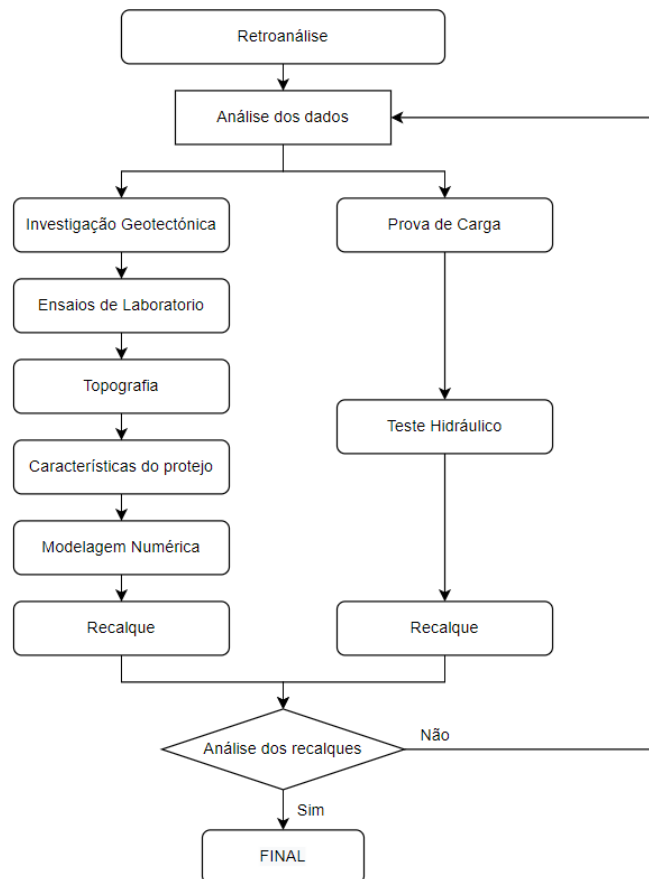
**Figura 4. 13-** Variação do recalque entre os pontos de medição no teste hidráulico

### 4.3 Método de Análise

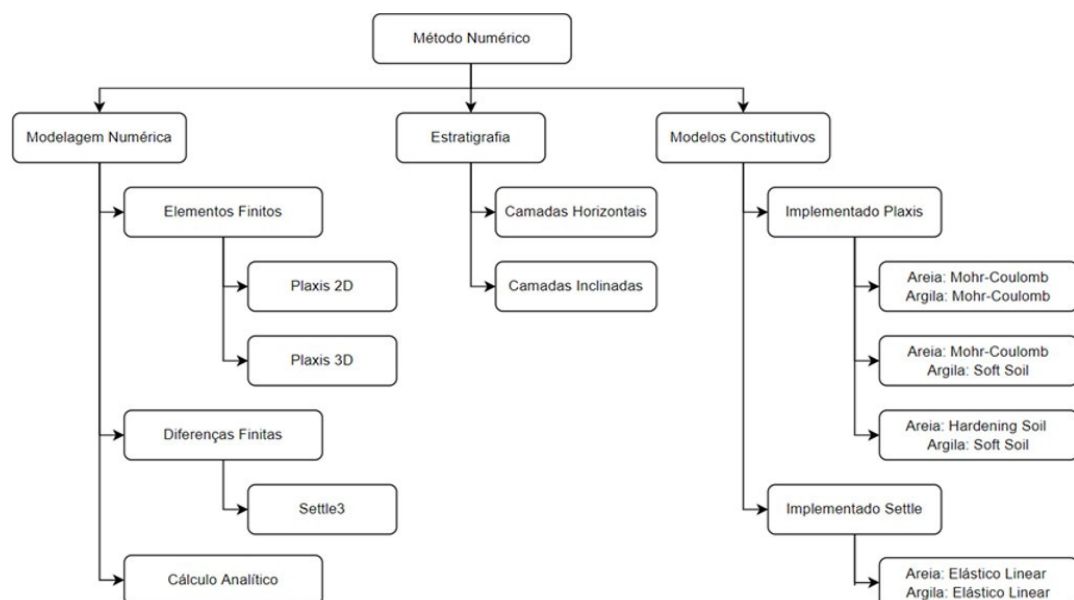
Este estudo procura simular ocorrência de recalques em depósitos de solo estratificados formados por camadas horizontais (ou levemente inclinadas) comparando os valores numéricos, computados com vários modelos constitutivos com aqueles medidos no teste hidráulico do tanque TQ24, conforme ilustra a Figura 4. 14.

Os valores previstos de recalque foram estimados pelo método dos elementos finitos, em análises bi e tridimensionais com os programas computacionais PLAXIS 2D e PLAXIS 3D, considerando os seguintes modelos constitutivos para representação do comportamento mecânico dos solos: (a) modelo Mohr-Coulomb (MC) para solos arenosos e coesivos; (b) modelo Mohr-Coulomb para os solos arenosos e Soft Soil (SS) para os coesivos; (c) modelo Hardening Soil Model (HSM) para solos arenosos e Soft Soil para solos coesivos.

O PLAXIS 2D foi utilizado para a análise bidimensional considerando a estratigrafia do depósito composta por camadas horizontais de solos arenosos e coesivos, enquanto o programa PLAXIS 3D foi considerado na representação do maciço formado por camadas levemente inclinadas. A Figura 4. 15 detalha os esquemas de cálculo de recalques provocados pelo tanque TQ24.



**Figura 4. 14 – Metodologia da análise do recalque**



**Figura 4. 15-** Esquema para cálculo dos recalques causados pelo teste hidráulico do tanque TQ24 por simulações bi e tridimensionais com o método dos elementos finitos.

Uma comparação adicional dos valores computados também foi feita com o programa computacional SETTLE 3D (RocScience), adotando uma distribuição de tensões elásticas (distribuição de Boussinesq), para depósito com camadas horizontais e inclinadas. Os recalques são calculados somente com a componente vertical da tensão, no estado 1D de deformação, considerando módulo de deformação

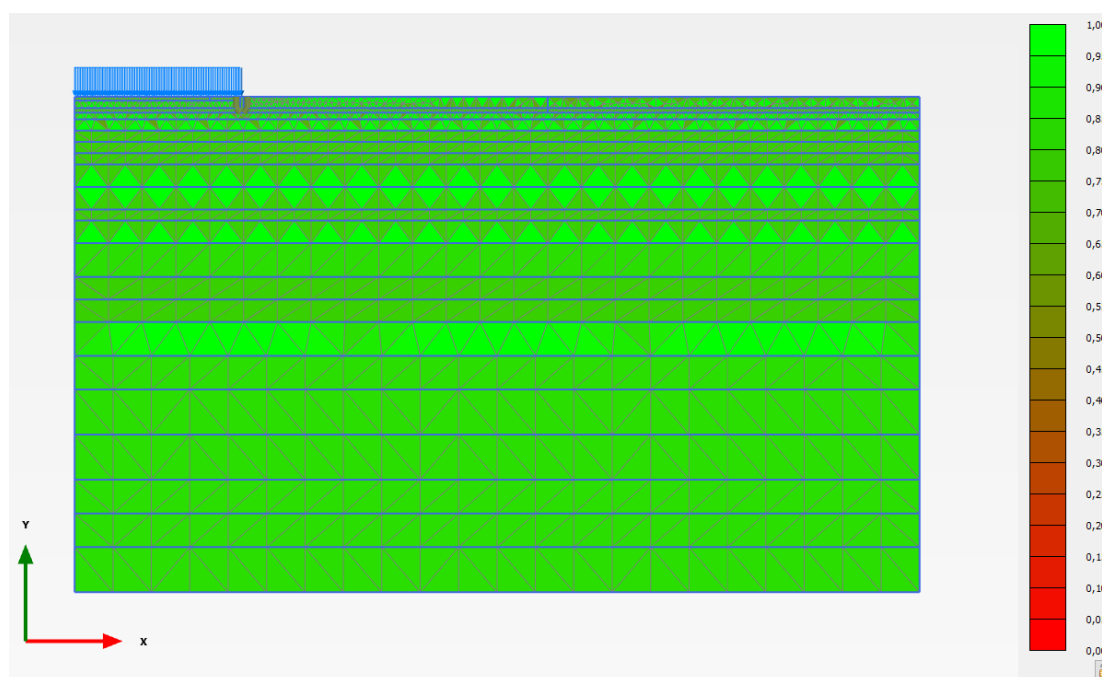


independente (modelo linear) com o estado de tensão induzido pelo carregamento.

## 4.4 Análise numérica 2D

### 4.4.2 Malha de elementos finitos

O problema foi simulado no estado axissimétrico e discretizado com elementos triangulares de 15 nós, totalizando 2001 elementos finitos e 16307 nós, gerados de forma automática pelo programa PLAXIS 2D, com otimização do refinamento da malha. A Figura 4. 16 apresenta a malha de elementos finitos (75m de extensão horizontal e 75 m de profundidade), com os valores de qualidade da malha ilustrados na escala de cores. De acordo com o manual do PLAXIS (2020), uma malha de boa qualidade é formada por elementos regulares sem distorção excessiva (muito longos e finos) para propiciar estabilidade numérica nos cálculos. Para aumentar a precisão dos valores computados, os elementos devem também ser pequenos o suficiente, especialmente nas áreas onde mudanças significativas na distribuição das tensões e deformações podem ser esperadas pelo engenheiro.

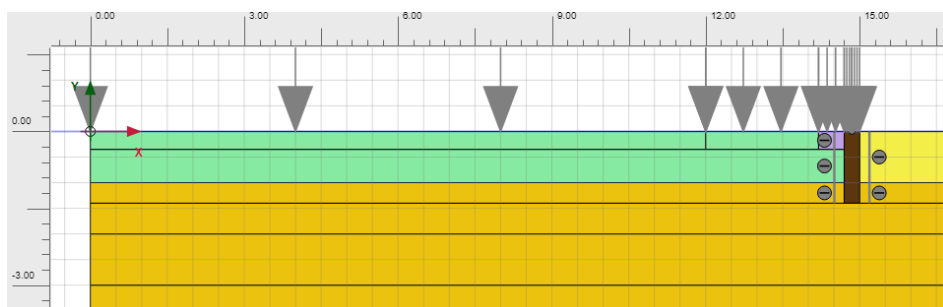


Valor Máximo: 1,00 (Elemento 185)

Valor Mínimo: 0,4970 (Elemento 355)

**Figura 4. 16** - Malha de elementos finitos e índice de qualidade dos elementos (Fonte: PLAXIS 2D)

O perfil estratigráfico foi modelado a partir da cota -2 m, mas um detalhe da malha de elementos finitos (Figura 4. 17) mostra que a mesma foi considerada até  $z = 0$  (superfície) acrescentando uma camada de solo arenoso (verde claro), o material de aterro sob o tanque (amarelo) e o anel de concreto da fundação (marrom escuro).



**Figura 4. 17-** Modelagem camada de solo arenoso, aterro e anel de concreto (Fonte: PLAXIS 2D)

#### 4.4.3 Sequência construtiva

Na sequência construtiva, foi considerado o intervalo de tempo de 1 dia para a construção do tanque, pois os excessos de pororessão gerados pela construção do TQ24 já haviam sido dissipados quando foi feito o teste hidráulico.

A Tabela 4. 5 apresenta a sequência construtiva implementada na simulação da construção e carregamento do tanque metálico de anel de concreto como fundação estudado. O carregamento foi simulado em 04 etapas: enchimento de 25%, 50%, 75% e 100% da altura do tanque. Houve também o episódio de 100% cheio mais 1 dia para uma nova medição no teste hidráulico, que também foi considerada na análise numérica. O tanque foi esvaziado no decorrer de 19 dias.

Antes da simulação do teste hidráulico, é necessário estabelecer o estado inicial de tensões no depósito solo por meio o chamado “procedimento  $K_0$ ”, que calcula as tensões iniciais em função do peso específico e do coeficiente de empuxo no repouso.

**Tabela 4. 5 - Fases da sequência construtiva**

FASE	DESCRIÇÃO	INTERVALO (DIAS)	INTERVALO ACUMULADO (DIAS)
01	Construção Tanque	1	1
02	Carregamento 25%	4	5
03	Carregamento 50%	4	9
04	Carregamento 75%	1	10
05	Carregamento 100%	1	11

FASE	DESCRIÇÃO	INTERVALO (DIAS)	INTERVALO ACUMULADO (DIAS)
06	Carregamento 100% + 1 dia	1	12
07	Descarregamento	19	31

#### 4.4.4 Estimativa dos parâmetros

Os parâmetros usados neste estudo foram obtidos da literatura e por correlações com número de golpes medidos em ensaios SPT, conforme indicado nas Tabela 4. 6 e Tabela 4. 7 Os parâmetros para os solos coesivos foram obtidos de teses feitas em regiões próximas ao local que o tanque foi construído (Tabela 4. 8).

Destaca-se que há na literatura outras correlações com número de golpes medidos em ensaios SPT, que poderiam ser usadas. Um exemplo é a correlação de Freitas et al. (2012), para o parâmetro de Módulo de Elasticidade (Areias), como é identificado na Tabela 4.6. Neste estudo, Freitas mostra curvas que relacionam  $N_{60}$  com  $E_{máx}$ , e posteriormente, curvas que relacionam  $N_{60}$  com  $E_s$  a partir da razão  $\frac{E_{máx}}{E_s} = 3$ ; deixa claro no estudo que há desvios padrão das curvas e a correlação admitida como média provem dessas variações. Além disso, os resultados encontrados a partir desta correlação de Freitas (2012) para o parâmetro de Módulo de Elasticidade (Areias) são superiores aos encontrados com a correlação de Denver (1982), justificando então, o uso deste autor ao invés daquele neste uso de modelagem da estratigrafia. Um argumento final para o uso de Denver e não Freitas é que apesar da diferença percentual entre os valores dos módulos de Elasticidade para as areias serem por volta de 50%, o recalque o recalque calculado no final deste estudo mostrou que a porcentagem do deslocamento causado pela areia é muito menor que pela argila.

**Tabela 4. 6 - Correlações com número de golpes do ensaio SPT**

PARÂMETRO/ÍNDICE	CORRELAÇÃO	AUTOR	OBSERVAÇÕES
Densidade Relativa	$Dr (\%) = \frac{\sqrt{N_{60}}}{4,188 + 0,639 \times \sigma'_v{}^{0,606}}$	Giovani e Nicoll (1982)	$\sigma'_v$ : tensão efetiva vertical em t/m <sup>2</sup> N <sub>SPT</sub> corrigido
Ângulo de Atrito	$\phi = \arctg (0,575 + 0,361 \times Dr^{0,866})$	Giovani e Nicoll (1982)	
Coefficiente de Empuxo no Repouso K <sub>0</sub>	$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi')$	Jack (1948)	

PARÂMETRO/ÍNDICE	CORRELAÇÃO	AUTOR	OBSERVAÇÕES
Módulo de Elasticidade (Areias)	$E = 7 \times \sqrt{N_{SPT}}$	Denver (1982)	MPa N <sub>SPT</sub> corrigido
Módulo de Elasticidade (Areias)	$E = 8 \times N_{60}^{0,8}$	Freitas et al (2012)	MPa
Módulo de Elasticidade (Argilas)	$E = 478 \times N^{1,376}$	Bowles (2001)	kPa

**Tabela 4. 7** - Valores de peso específico com base no NSPT corrigido – (Fonte: Godoy, 1972)

SOLOS ARGILOSOS		
N GOLPES	CONSISTÊNCIA	PESO ESPECÍFICO (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

SOLOS ARENOSOS				
N GOLPES	CONSISTÊNCIA	PESO ESPECÍFICO (kN/m³)		
		AREIA SECA	ÚMIDA	SATURADA
≤ 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco Compacta			
9 - 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
≥ 40	Muito Compacta			

**Tabela 4. 8** - Parâmetros obtidos na literatura

PARÂMETRO/ÍNDICE	VALORES	AUTOR
ÍNDICE DE COMPRESSIBILIDADE	Argila de 4-5 m prof. Cr = 0,27; Cc=1,65; Cs=0,16	Freire (2016) e Coutinho & Bello (2014)
	Argila de 9-10 m prof. Cr = 0,30; Cc=2,03; Cs=0,22	
	Argila de 13-14 m prof. Cr = 0,28; Cc=1,62; Cs=0,2	
	Argila de 24-34 m prof. Cr = 0,29; Cc=1,87;	

PARÂMETRO/ÍNDICE	VALORES	AUTOR
	Cs=0,1	
	Argila de 38 m prof. Cr = 0,30; Cc=1,88; Cs=0,2	
COEFICIENTE DE ADENSAMENTO	Argila de 4-5 m prof. Cv=12,15x10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s	Freire (2016) e Coutinho & Bello (2014)
	Argila de 9-10 m prof. Cv=13,6 x10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s	
	Argila de 13-14 m prof. Cv= 7,3x10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s	
	Argila de 24-34 m prof. Cv= 8,9x10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s	
	Argila de 38 m prof. Cv= 9x10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s	
ÍNDICE DE VAZIOS e	Argila de 4-5 m prof. e= 3,8	Freire (2016) e Coutinho & Bello (2014)
	Argila de 9-10 m prof. e= 3,98	
	Argila de 13-14 m prof. e= 3,47	
	Argila de 24-34 m prof. e=2,82	
	Argila de 38 m prof. e=2,82	
RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO OCR	Argila de 4-5 m prof. OCR=1,72	Freire (2016) e Coutinho & Bello (2014)
	Argila de 9-10 m prof. OCR= 1,62	
	Argila de 13-14 m prof. OCR=1,81	
	Argila de 24-34 m prof. OCR=1,6	
	Argila de 38 m prof. OCR=1,6	

A Tabela 4. 9 lista os valores dos parâmetros geotécnicos básicos, enquanto que as Tabela 4. 10 a Tabela 4. 12 apresentam os parâmetros específicos para os modelos constitutivos elastoplásticos de Mohr-Coulomb (MC), Soft Soil (SS) e Hardening Soil Model (HSM) empregados nas seguintes análises numéricas: (a) modelo Mohr-Coulomb (MC) para solos arenosos e coesivos; (b) modelo Mohr-Coulomb para os solos arenosos e Soft Soil (SS) para os coesivos; (c) modelo Hardening Soil Model (HSM) para solos arenosos e Soft Soil para solos coesivos.

Tabela 4. 9 - Valores dos parâmetros geotécnicos básicos para as análises numéricas

PROF. (m)		CAMADA	NSPT médio	NSPT corrigido	Y <sub>sat</sub> [kN/m3]	σ <sub>v</sub> ' [kPa]	c' [kPa]	φ		K <sub>0</sub>	E [kPa]	v	e	OCR	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	C <sub>v</sub> [m²/s]
								[graus]									
0	1	Areia 1	10	15,30	17,00	7,00	0,00	39,00	0,37	33800,00	0,30	1,00	1,00	1,00	—	—	—
1	5	Areia 2	5	8,00	17,00	35,00	0,00	36,00	0,42	23900,00	0,30	1,23	1,23	1,00	—	—	—
5	10	Areia 3	18	26,83	17,00	70,00	0,00	37,00	0,40	42600,00	0,30	1,14	1,14	1,00	—	—	—
10	11	Argila 1	5	6,91	14,00	74,00	15,00	—		3680,00	0,30	3,98	3,98	1,62	2,03	0,22	1,36E-07
11	16	Areia 4	24	29,38	17,00	109,00	0,00	36,00	0,41	45200,00	0,30	1,20	1,20	1,00	—	—	—
16	20	Argila 2	3	3,27	14,00	125,00	15,00	—		2620,00	0,30	2,82	2,82	1,60	1,62	0,2	7,30E-08
20	26	Areia 5	12	11,69	17,00	167,00	0,00	34,00	0,45	29600,00	0,30	1,34	1,34	1,00	—	—	—
26	34	Argila 3	4	3,50	14,00	199,00	15,00	—		2670,00	0,30	2,82	2,82	1,60	1,87	0,1	8,90E-08
34	37	Areia 6	16	13,03	17,00	220,00	0,00	33,00	0,45	31200,00	0,30	1,36	1,36	1,00	—	—	—
37	40	Argila 4	4	3,15	14,00	232,00	15,00	—		2600,00	0,30	2,82	2,82	1,60	1,88	0,2	9,00E-08
40	44	Areia 7	35	26,34	17,00	260,00	0,00	34,00	0,44	44400,00	0,30	1,32	1,32	1,00	—	—	—

Tabela 4. 10 - Parâmetros geotécnicos para situação solos arenosos e coesivos com o modelo constitutivo Mohr-Coulomb

MATERIAL	MODELO	Y <sub>sat</sub> [KN/m³]	e	E [kPa]	c [kPa]	φ [°]	ψ [°]	v
Areia 1	Mohr Coulomb	17	1,00	35595	0,00	39,00	9,00	0,30
Areia 2	Mohr Coulomb	17	1,23	25169	0,00	36,00	6,00	0,30
Areia 3	Mohr Coulomb	17	1,14	44847	0,00	37,00	7,00	0,30
Areia 4	Mohr Coulomb	17	1,20	47562	0,00	36,00	6,00	0,30
Areia 5	Mohr Coulomb	17	1,32	31108	0,00	34,00	4,00	0,30
Areia 6	Mohr Coulomb	17	1,35	32849	0,00	34,00	4,00	0,30
Areia 7	Mohr Coulomb	17	1,31	46703	0,00	34,00	4,00	0,30
Argila 1	Undrained (A)	14	3,98	3878	15,00	20,00	0,00	0,30
Argila 2	Undrained (A)	14	2,82	2757	15,00	20,00	0,00	0,30
Argila 3	Undrained (A)	14	2,82	2811	15,00	20,00	0,00	0,30
Argila 4	Undrained (A)	14	2,82	2736	15,00	20,00	0,00	0,30
Aterro	Drained	20	0,50	80000	0,00	30,00	0,00	0,20
Concreto (Anel)	Drained	25	0,50	30600000	-	-	-	0,20

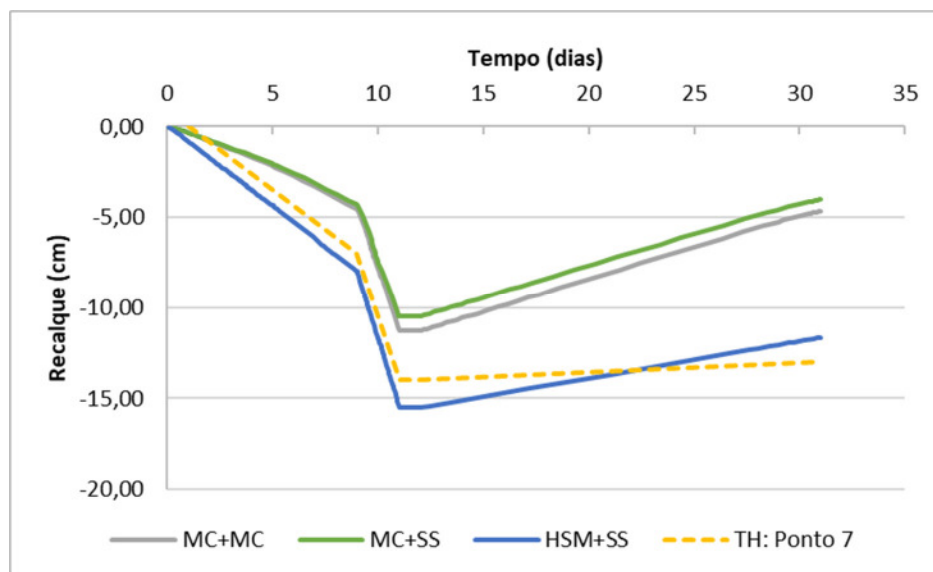






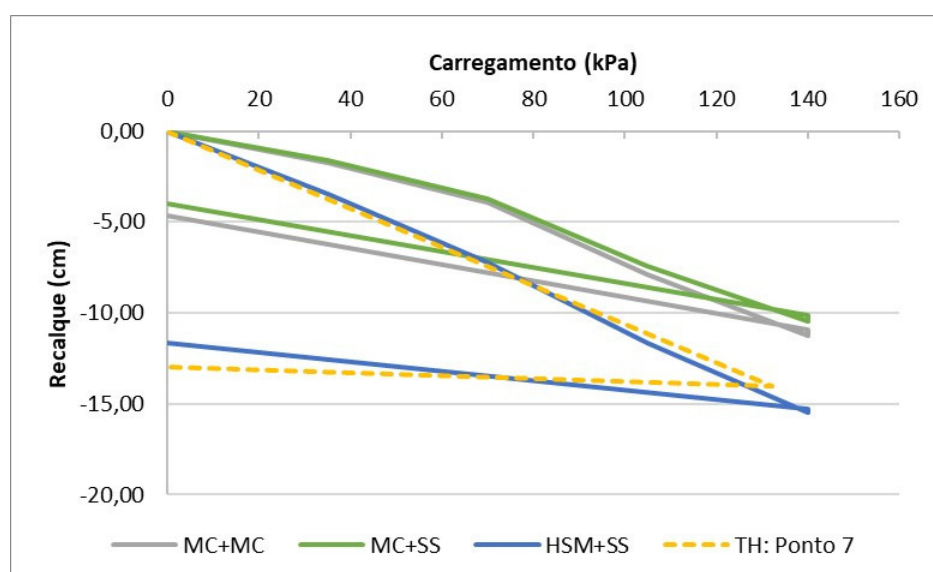
#### 4.4.5 Resultados

Obtidos os resultados da análise numérica axissimétrica considerando camadas de solo horizontais, fazendo uso das três combinações de modelos constitutivos, são apresentados a seguir a comparação com as medições de recalque do teste hidráulico. Foi escolhido o ponto 7 de medição para tal comparação, pois representa a média dos valores encontrados no Teste Hidráulico. O gráfico tempo versus recalque está apresentado na Figura 4. 18 e o gráfico carregamento versus recalque pode ser visto na Figura 4. 19.



\*TH = Teste Hidráulico

**Figura 4. 18-** Gráfico tempo versus recalque para o ponto de medição 2



\*TH = Teste Hidráulico

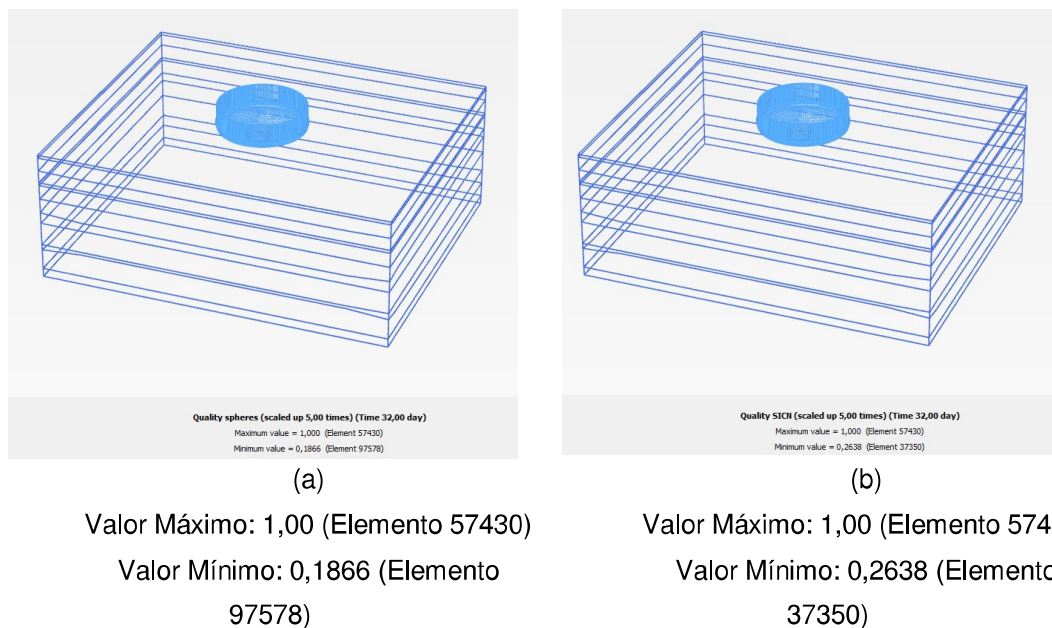
**Figura 4. 19-** Gráfico carregamento versus recalque para o ponto de medição 2

## 4.5 Análise numérica 3D

### 4.5.1 Malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos (120 m de extensão e 100 m de profundidade) foi composta por elementos finitos tetraédricos de 20 nós, num total de 120.852 elementos finitos e 175.546 nós, gerados de forma automática pelo programa PLAXIS3D, com otimização de refinamento da malha. A Figura 4. 20 apresenta os índices de qualidade da malha de elementos finitos empregada. O programa PLAXIS 3D qualifica a malha de duas maneiras: (a) Quality Spheres, que é a qualidade dos elementos na malha definida como círculo interno dividido pelas esferas externas do solo ou elemento de placa onde um tetraedro de igual lado normalizado em 1,0; (b) Quality SICN que é um número de condição inversa assinado para verificar a qualidade dos elementos. Este parâmetro leva em consideração os nós intermediários para medição de qualidade, portanto, fornece uma melhor compreensão da qualidade para elementos de ordem superior.

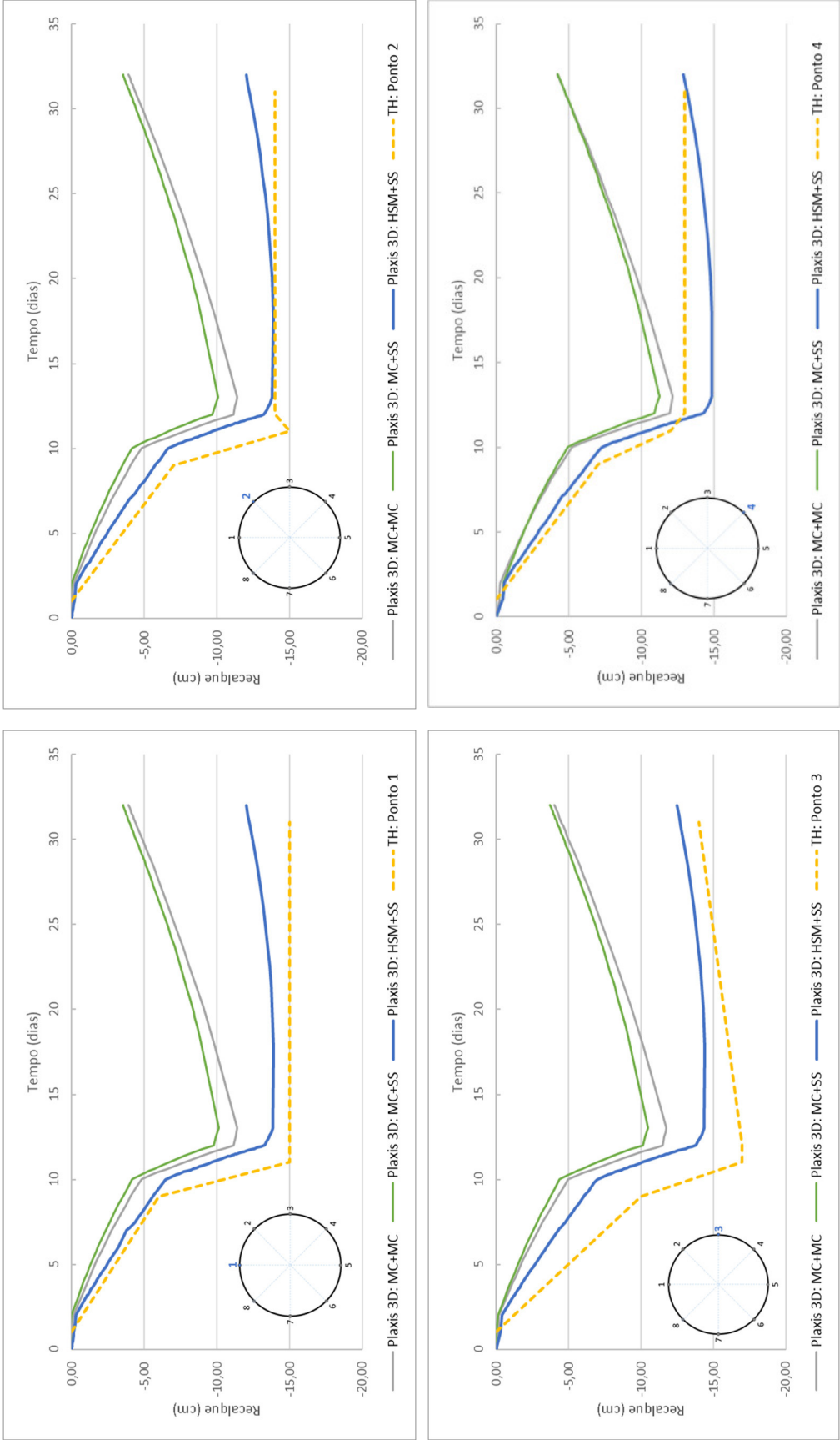
A sequência construtiva é similar à utilizada na análise 2D, descrita na Tabela 4.5, bem como os parâmetros geotécnicos são os listados nas Tabela 4.9 a Tabela 4.12.



**Figura 4. 20-** Qualidade da malha de elementos finitos (a) Quality Spheres (b) Quality SICN (Fonte: PLAXIS 3D)

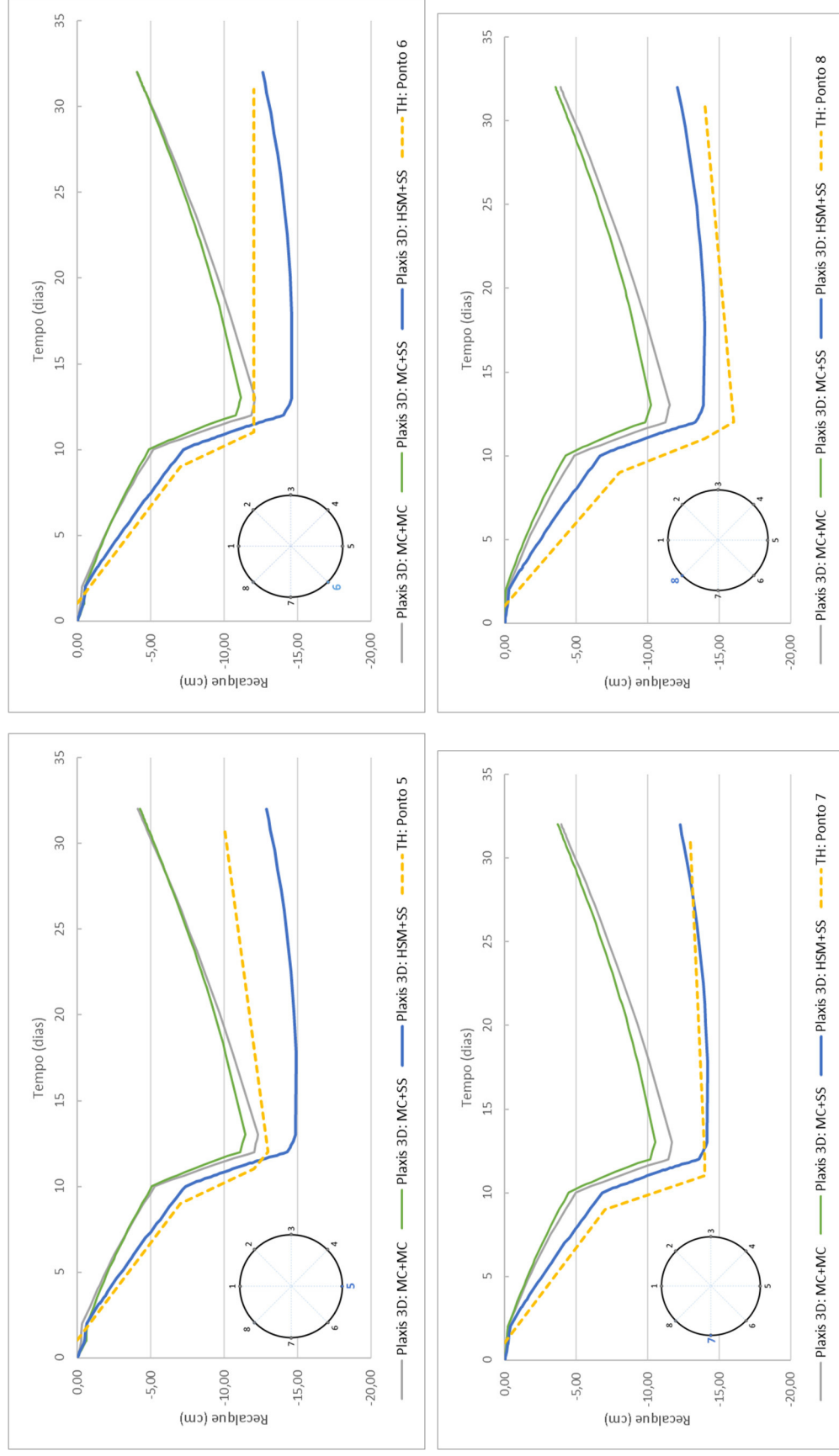
#### 4.5.2 Resultados

Os resultados da análise numérica tridimensional com o programa computacional PLAXIS 3D, considerando camadas de solo levemente inclinadas, com os modelos constitutivos de Mohr-Coulomb, Soft Soil e Hardening Soil Model são apresentados e comparados com os valores de recalque medidos no teste hidráulico nas Figura 4. 21 (gráfico tempo versus recalque) e Figura 4. 22 (gráfico carregamento versus recalque). A variação dos recalques computados ao longo dos pontos de medição, nas fases de carregamento e descarregamento, pode ser observada na Figura 4. 23.

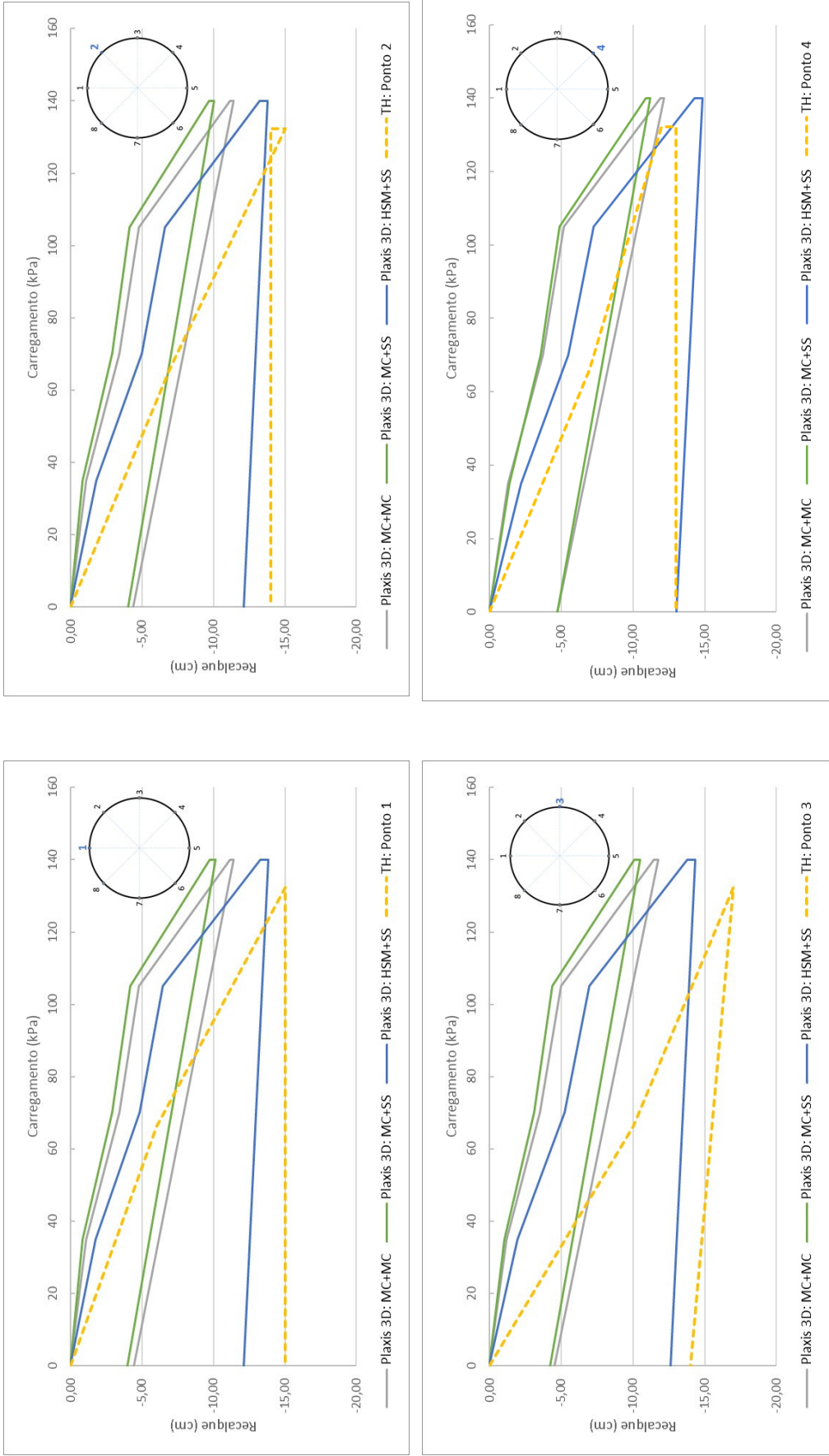


\*TH = Teste Hidráulico

Figura 4.21 - Gráfico tempo versus recalque

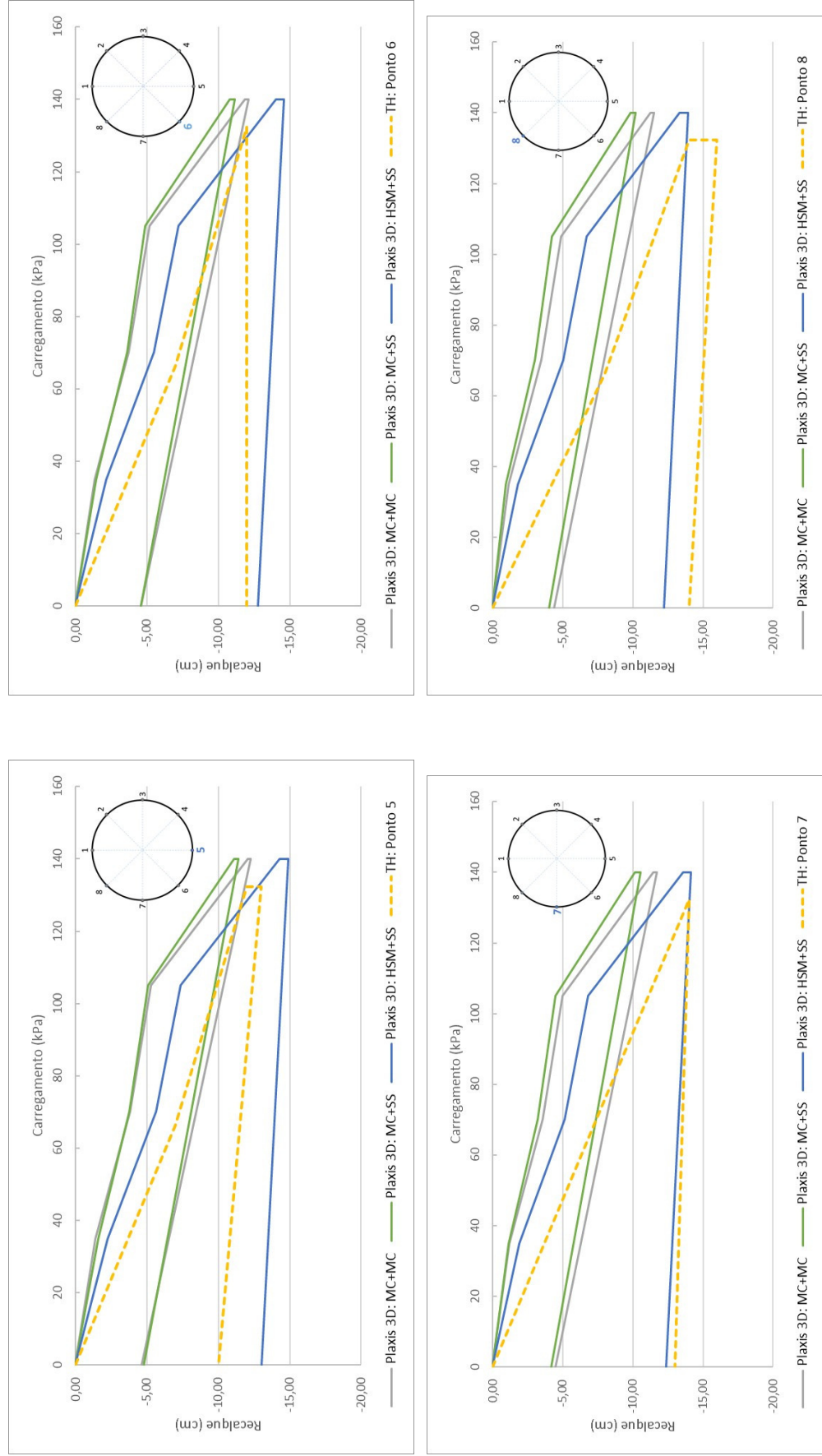


\*TH = Teste Hidráulico



\*TH = Teste Hidráulico

Figura 4.22 - Gráfico carregamento versus recalque



\*TH = Teste Hidráulico

Figura 4. 22 (continuação) - Gráfico carregamento versus recalque



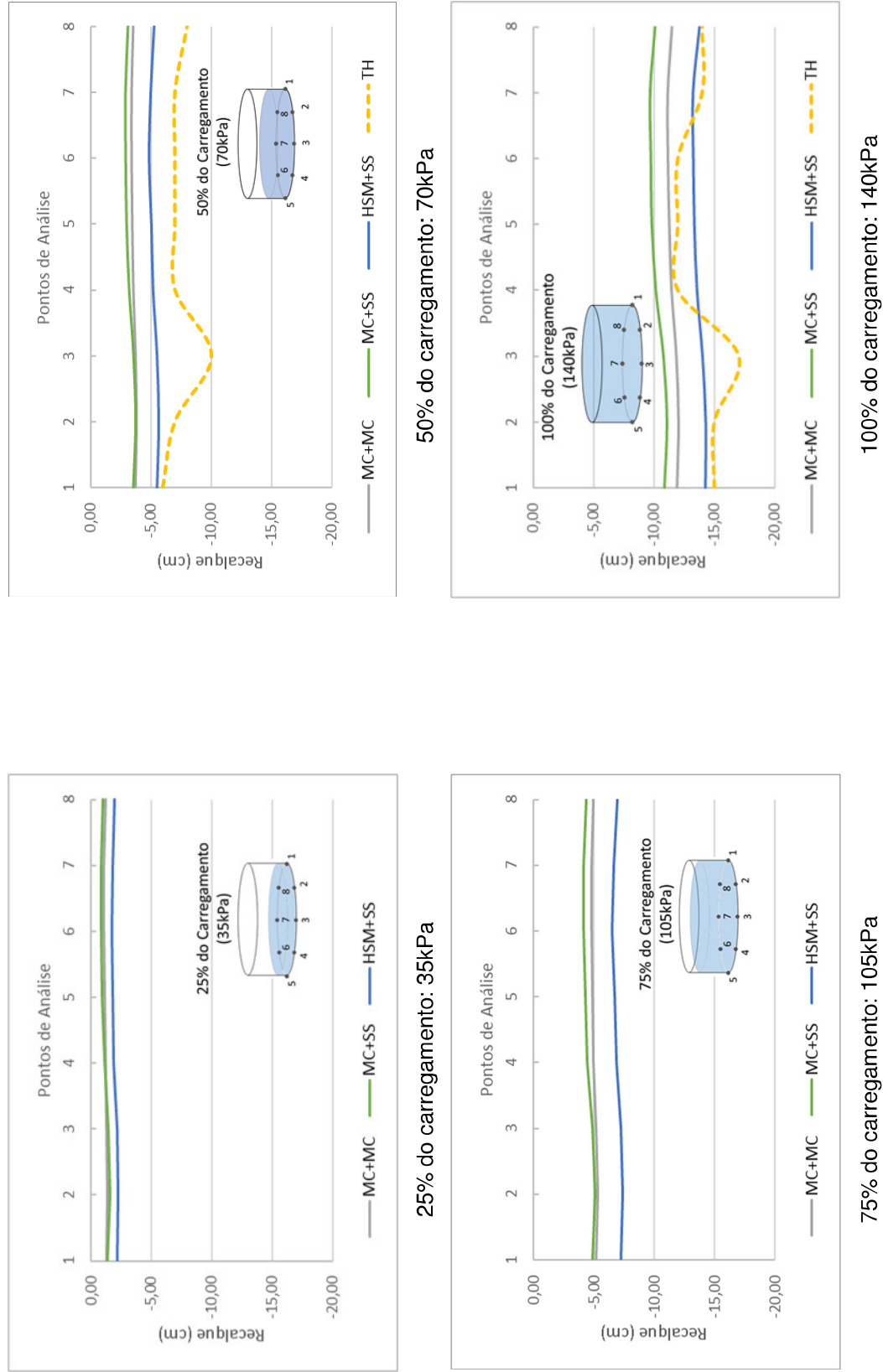
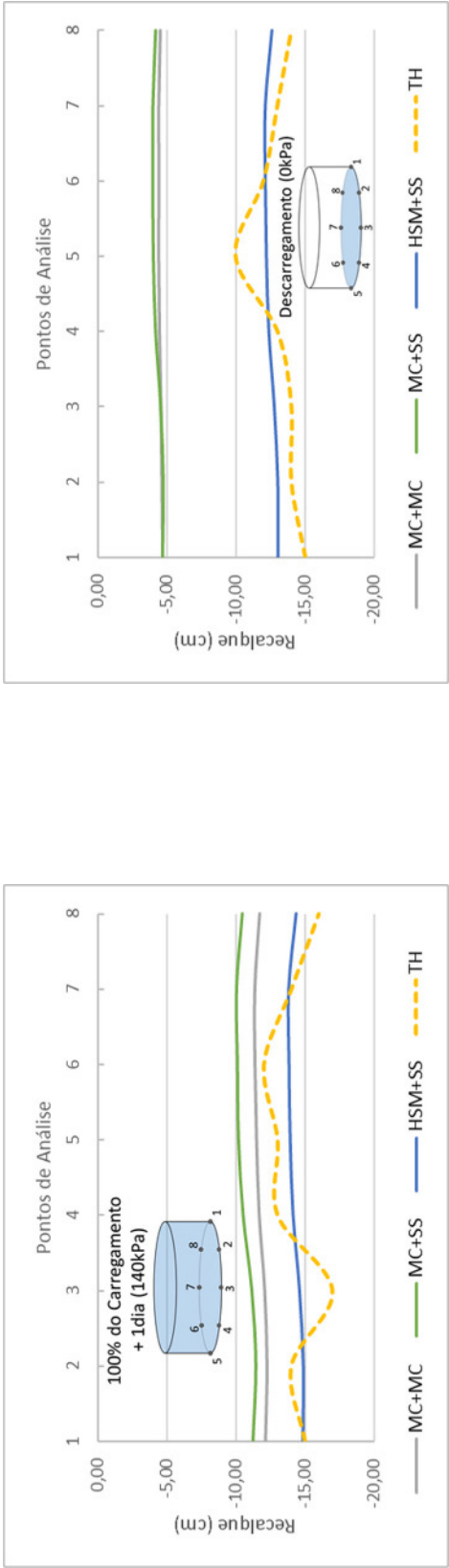


Figura 4.23 - Variação do recalque ao longo dos pontos de medição





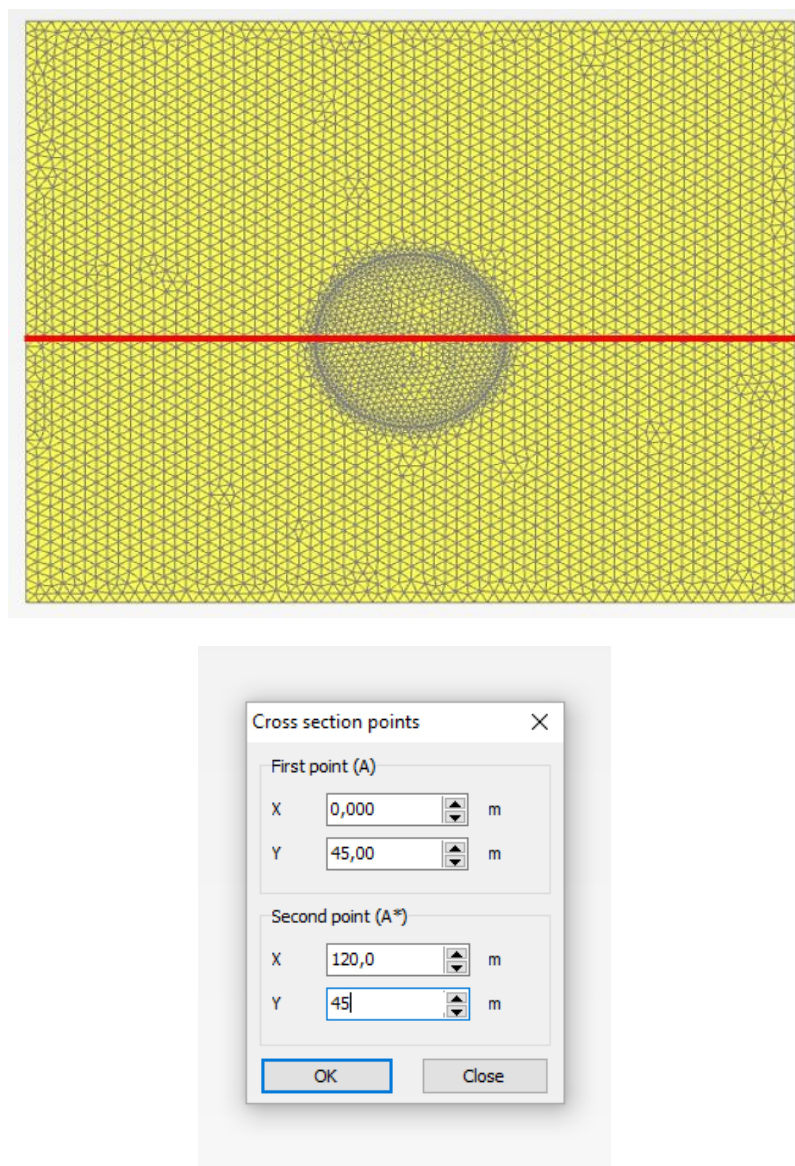
100% do carregamento + 1dia: 140kPa

descarregamento: 0kPa

\*TH = Teste Hidráulico

Figura 4. 23 (continuação) – Variação do recalque ao longo dos pontos de medição

A variação do recalque, nas diferentes etapas de carregamento, também foi plotada ao longo de uma seção transversal, indicada na Figura 4. 24 que interliga os pontos de coordenadas (0,45 m,0) até (120 m,45 m,0). As Figura 4. 25 a Figura 4. 27 apresentam os resultados considerando as diferentes hipóteses de modelos constitutivos para as camadas de solo arenosos e coesivos.



**Figura 4. 24—** Localização da seção (Fonte: PLAXIS 3D)

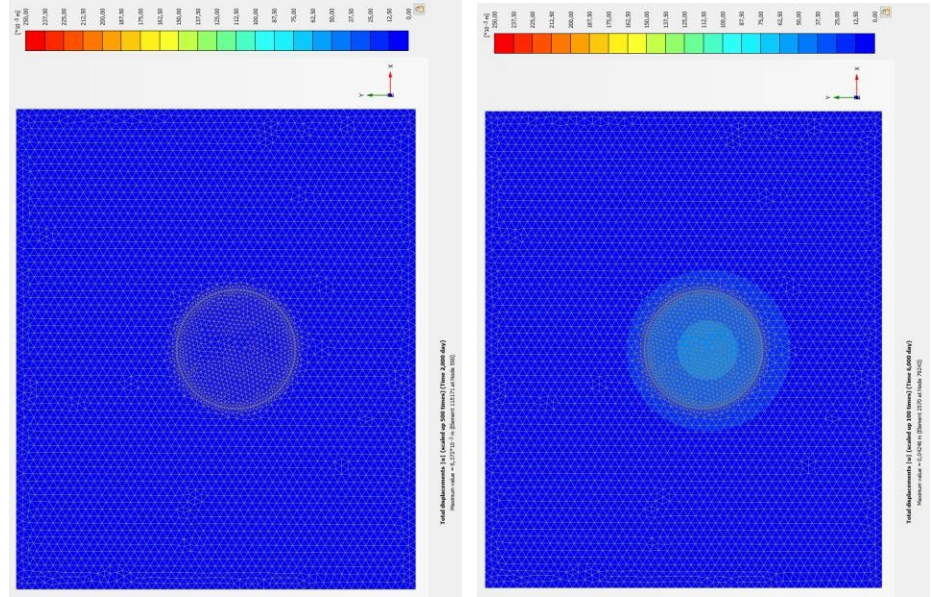
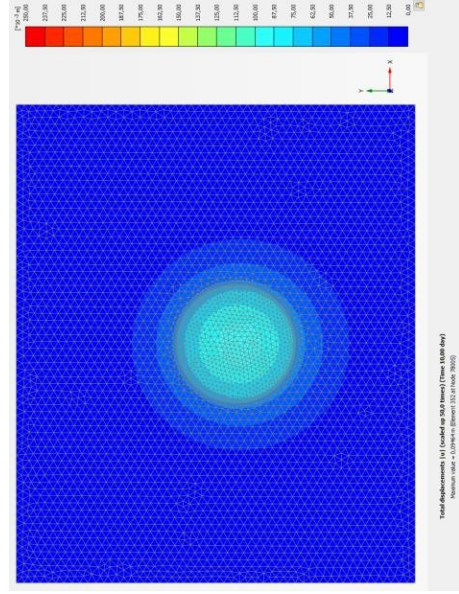
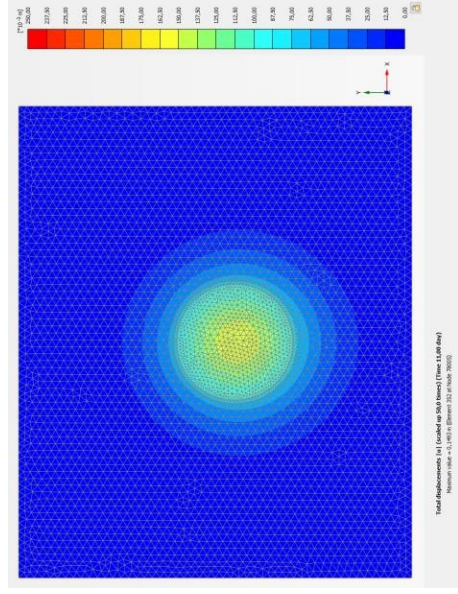
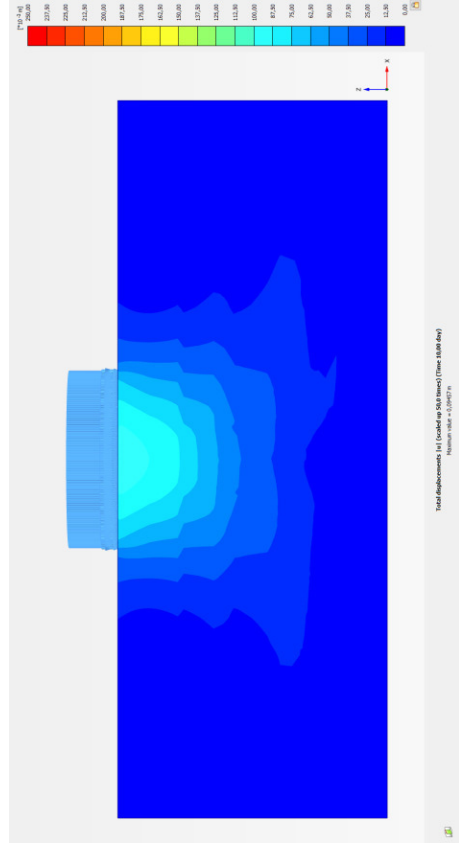


Figura 4.25 – Vista em planta e seção transversal dos campos de deslocamento vertical com modelo de Mohr-Coulomb nas etapas de carregamento 1 e 2 (Fonte: PLAXIS 3D)



03



04

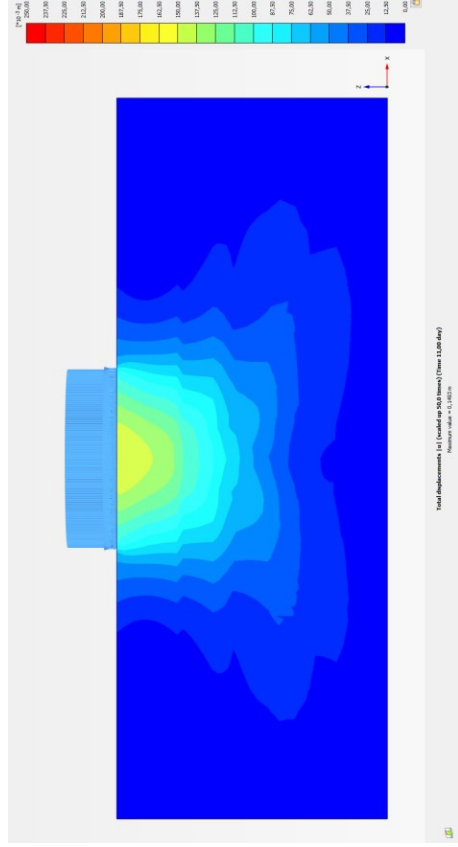


Figura 4.25 (continuação) – Vista em planta e seção transversal dos campos de deslocamento vertical com modelo de Mohr-Coulomb nas etapas de carregamento 3 e 4 (Fonte: PLAXIS 3D)



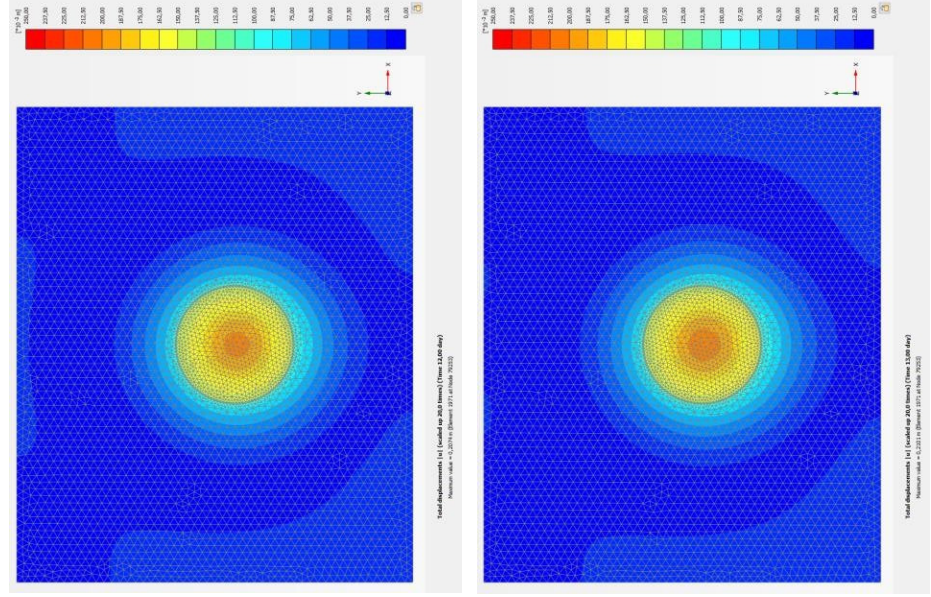


Figura 4.25 (continuação) – Vista em planta e seção transversal dos campos de deslocamento vertical com modelo de Mohr-Coulomb nas etapas de carregamento 5 e 6 (Fonte: PLAXIS 3D)

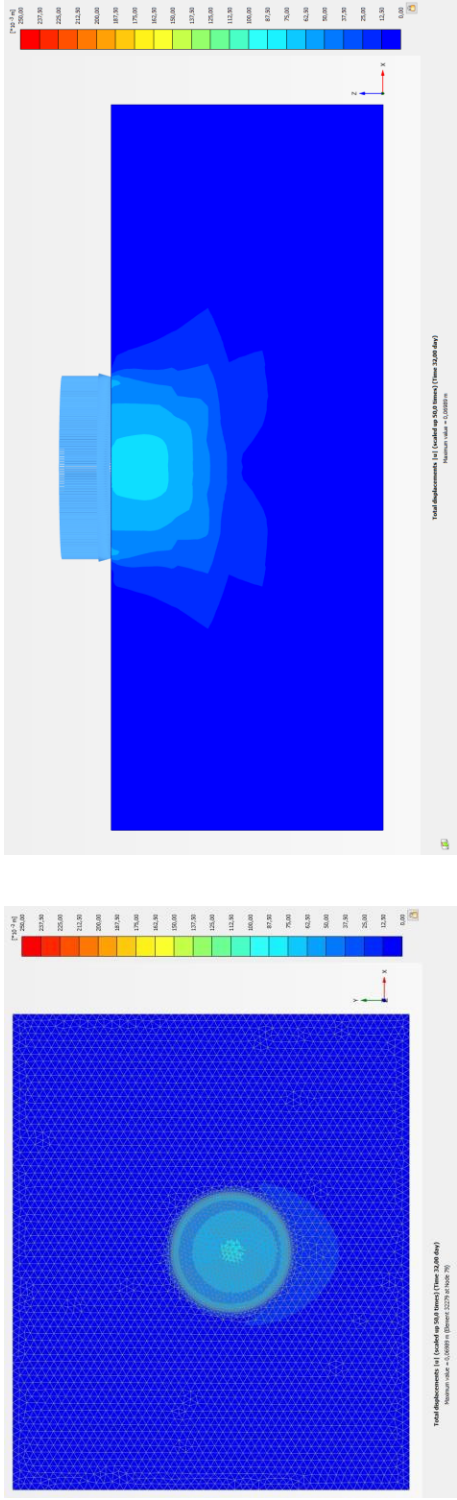
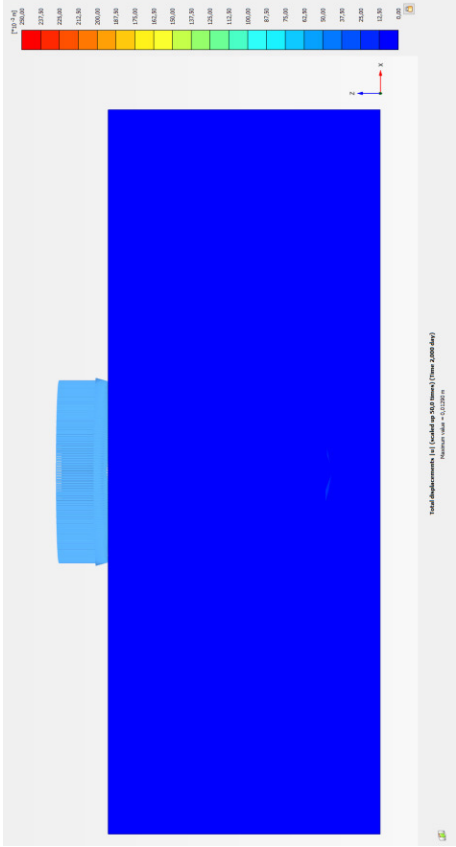
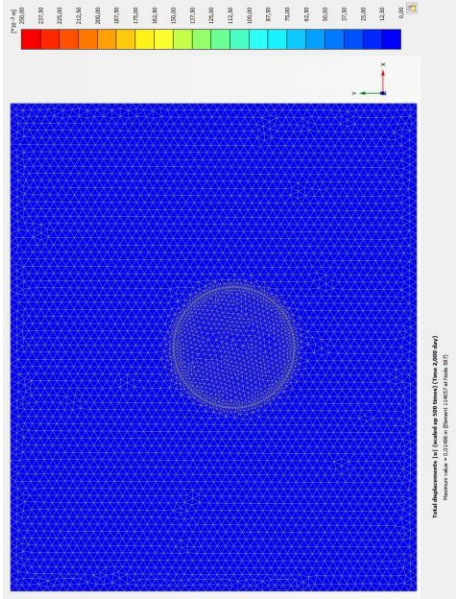
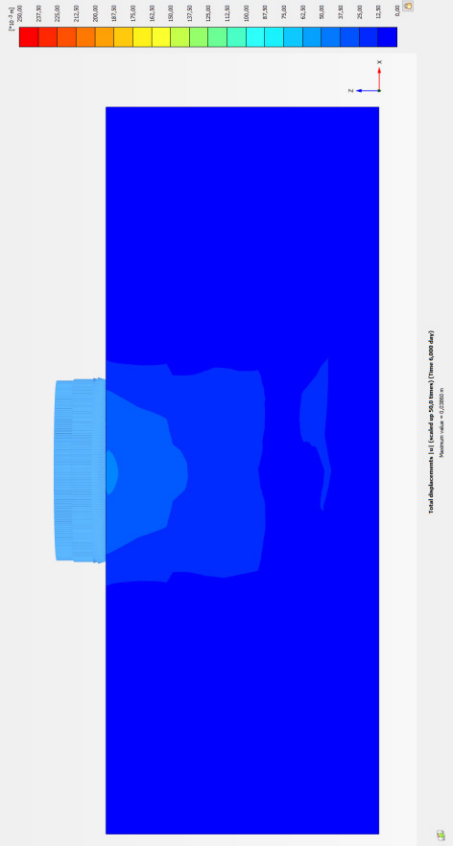
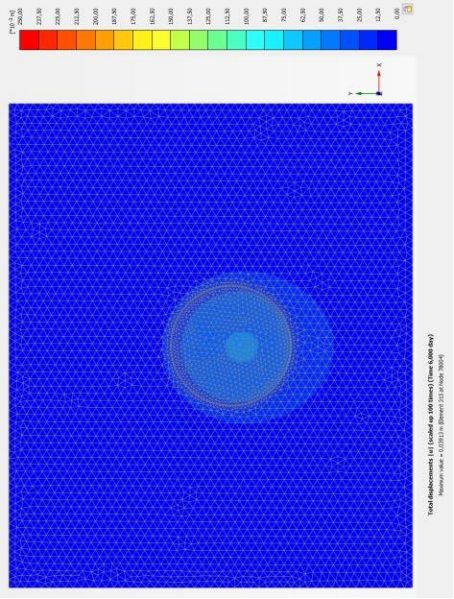


Figura 4. 25 (continuação) – Vista em planta e seção transversal dos campos de deslocamento vertical com modelo de Mohr-Coulomb na etapa de descarregamento 7 (Fonte: PLAXIS 3D)

01

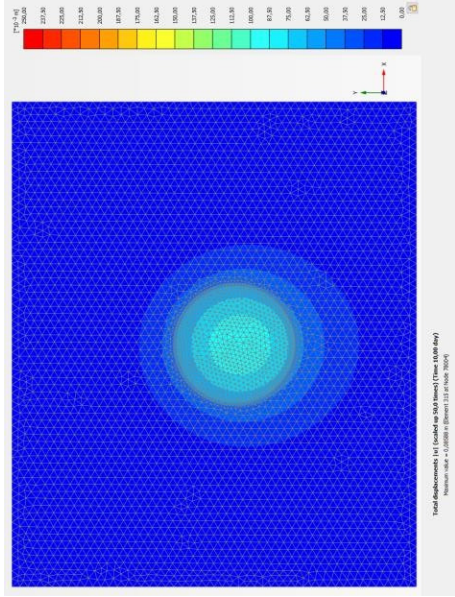


02

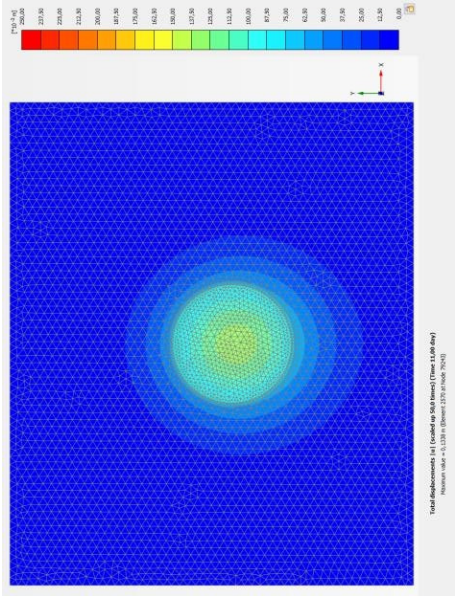
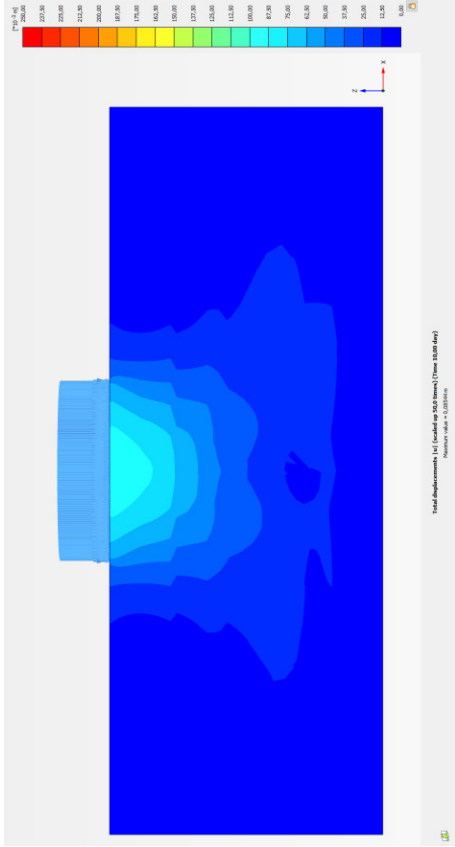


**Figura 4.26 -** Vista em planta e seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos de Mohr-Coulomb e Soft Soil nas etapas de carregamento 1 e 2 (Fonte: PLAXIS 3D)





03



04

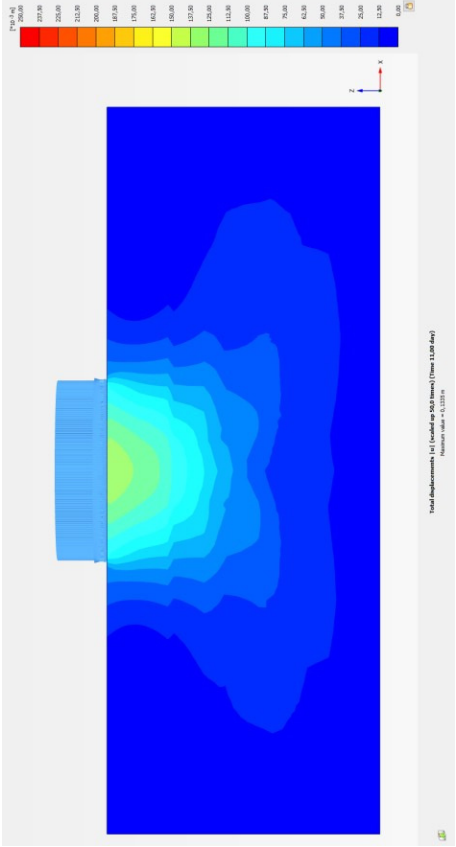


Figura 4.26 (continuação) - Vista em planta e seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos de Mohr-Coulomb e Soft Soil nas etapas de carregamento 3 e 4 (Fonte: PLAXIS 3D)



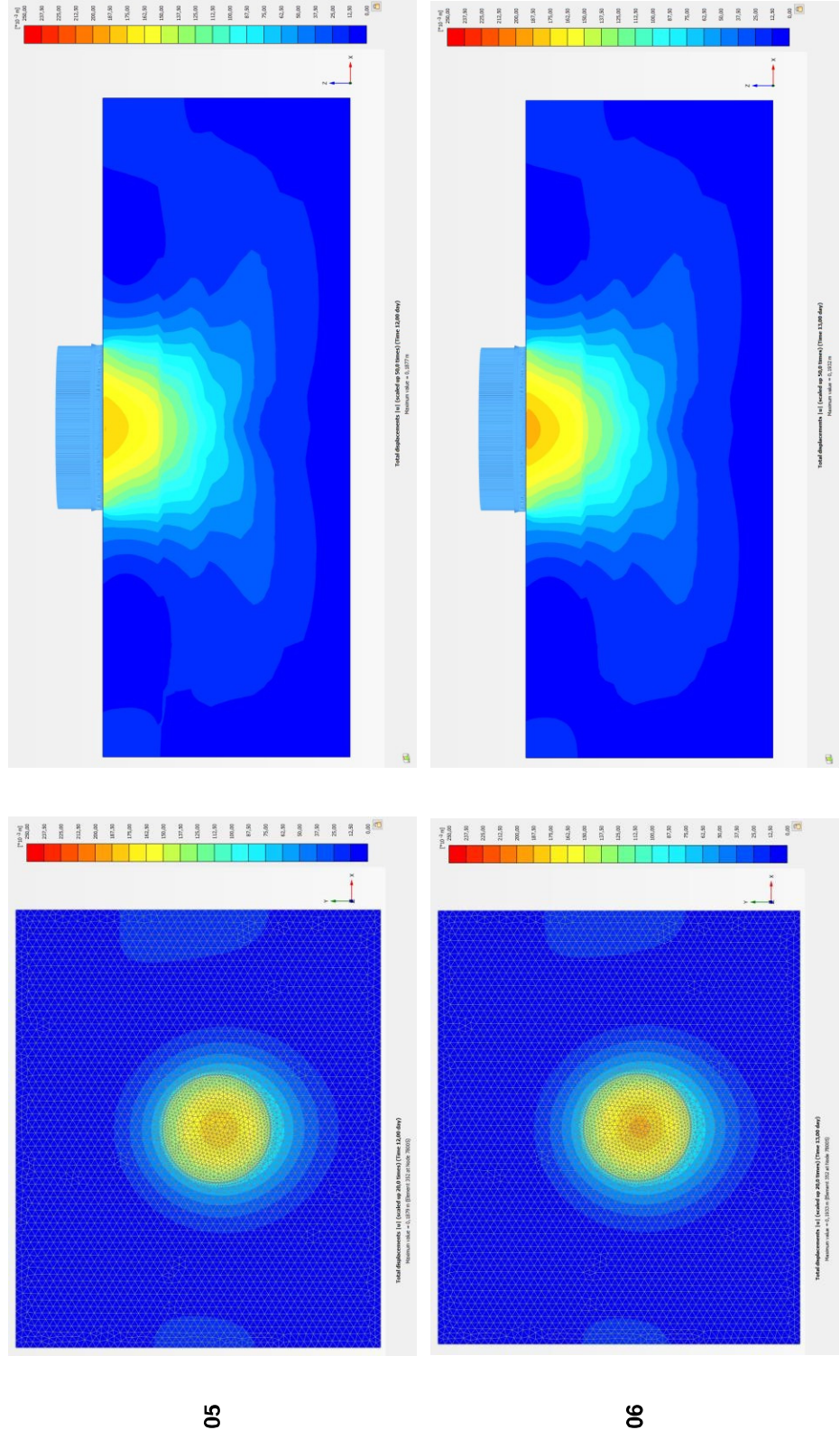
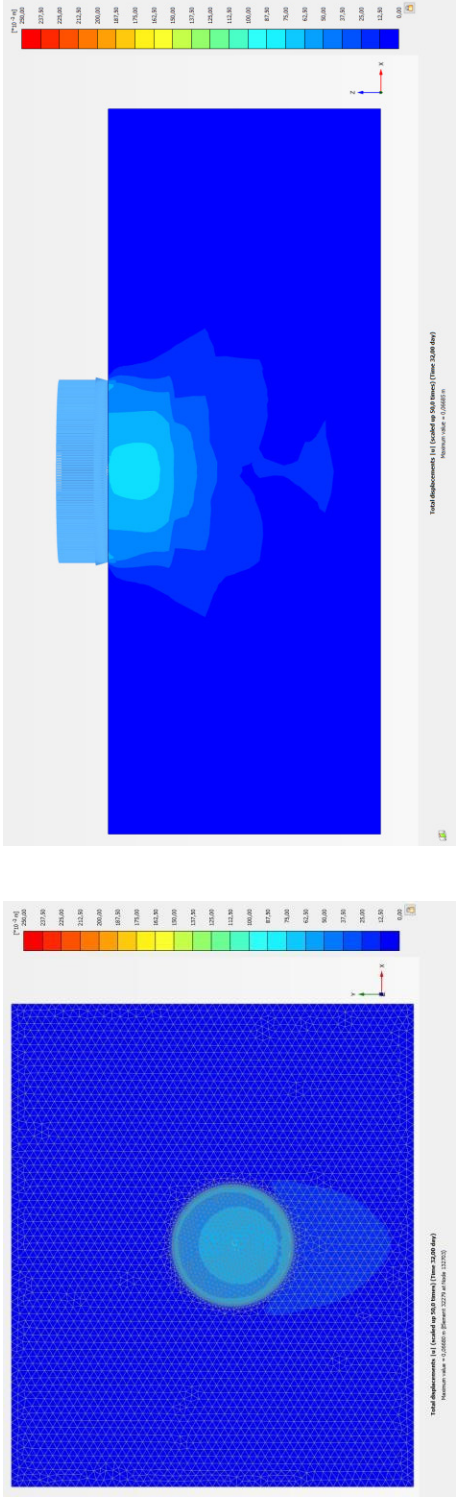


Figura 4.26 (continuação) - Vista em planta e seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos de Mohr-Coulomb e Soft Soil nas etapas de carregamento 5 e 6 (Fonte: PLAXIS 3D)



**Figura 4. 26 (continuação)** - Vista em planta e seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos de Mohr-Coulumb e SoftSoil na etapa de descarregamento 7 (Fonte: PLAXIS 3D)

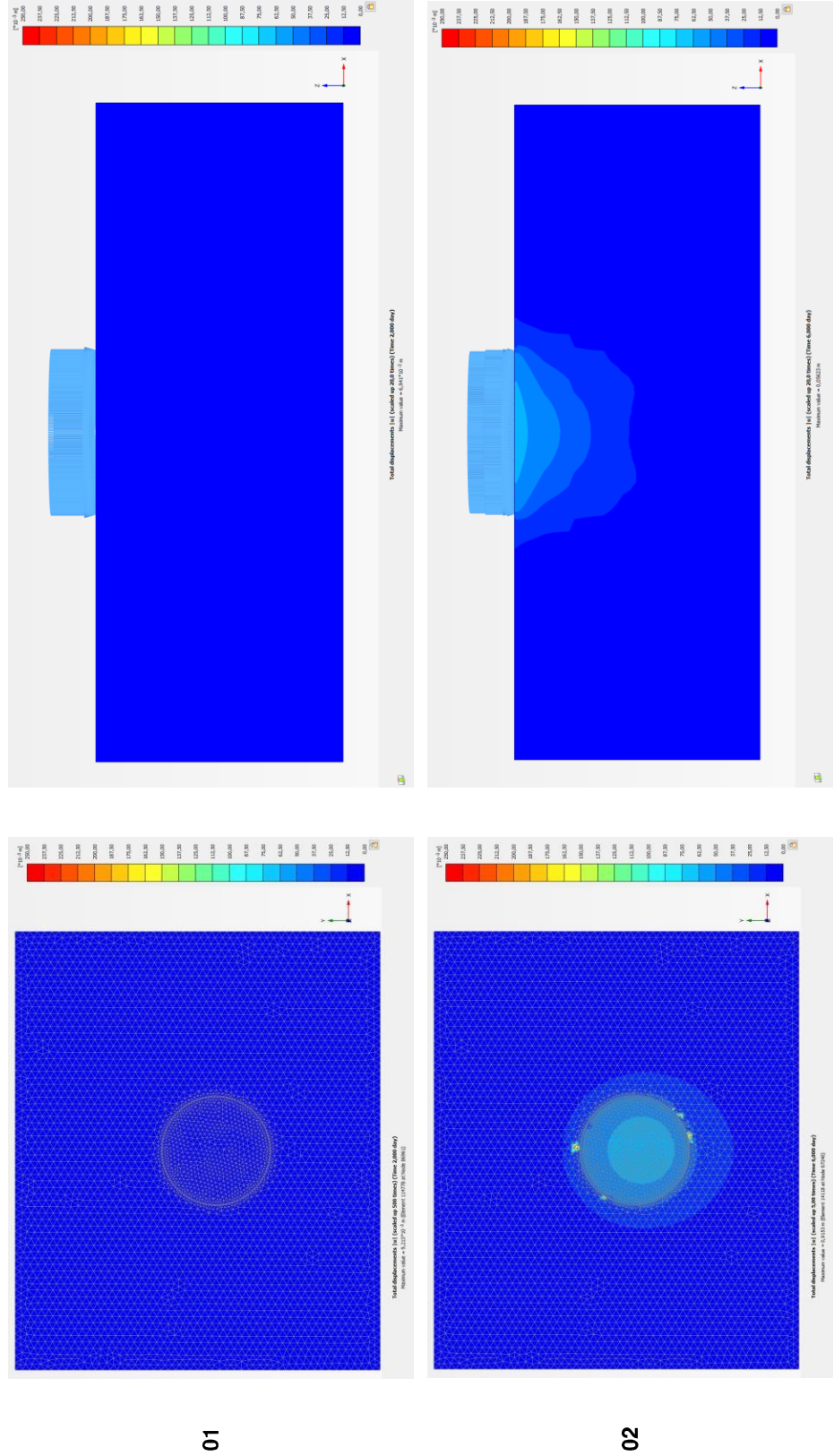


Figura 4.27 - Vista em planta e em seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos HSM e SS nas etapas de carregamento 1 e 2 (Fonte: PLAXIS 3D)



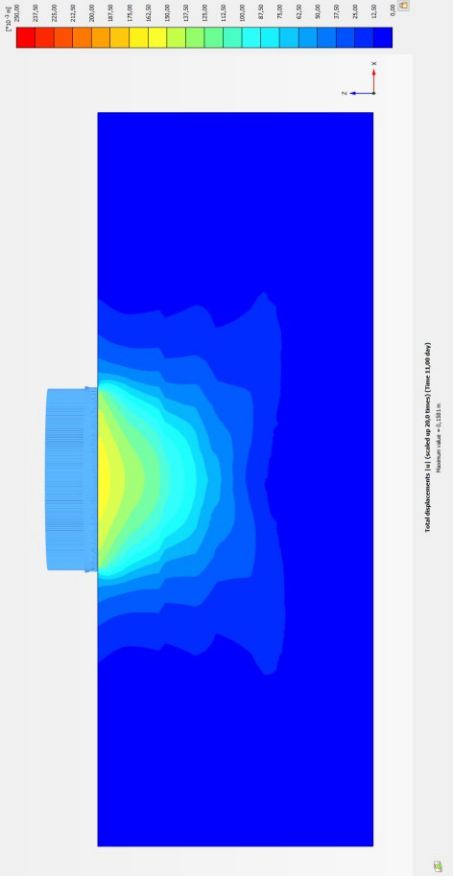
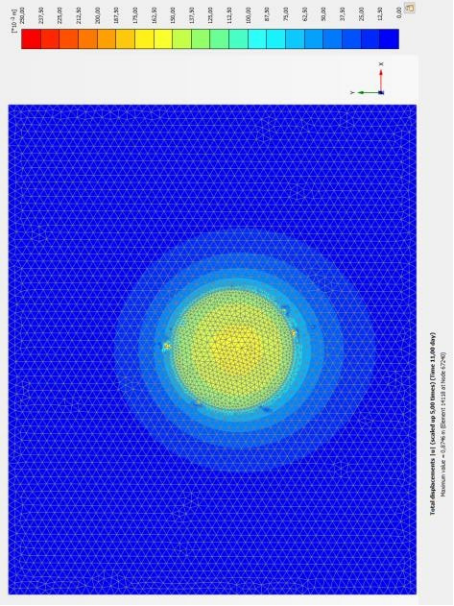
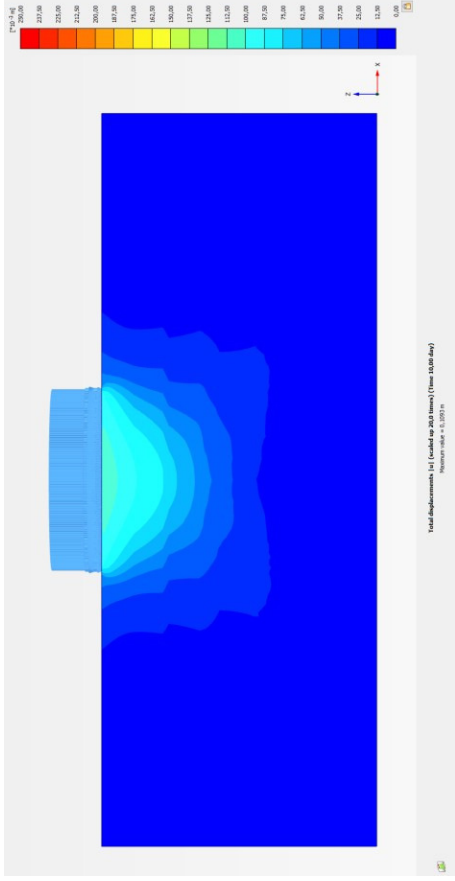
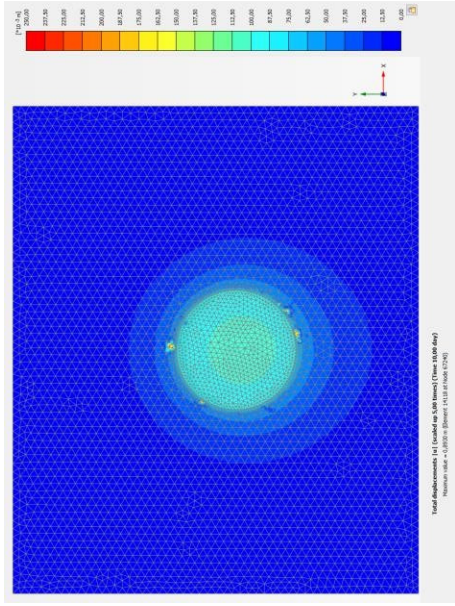


Figura 4.27 (continuação) - Vista em planta e em seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos HSM e SS nas etapas de carregamento 3 e 4 (Fonte: PLAXIS 3D)

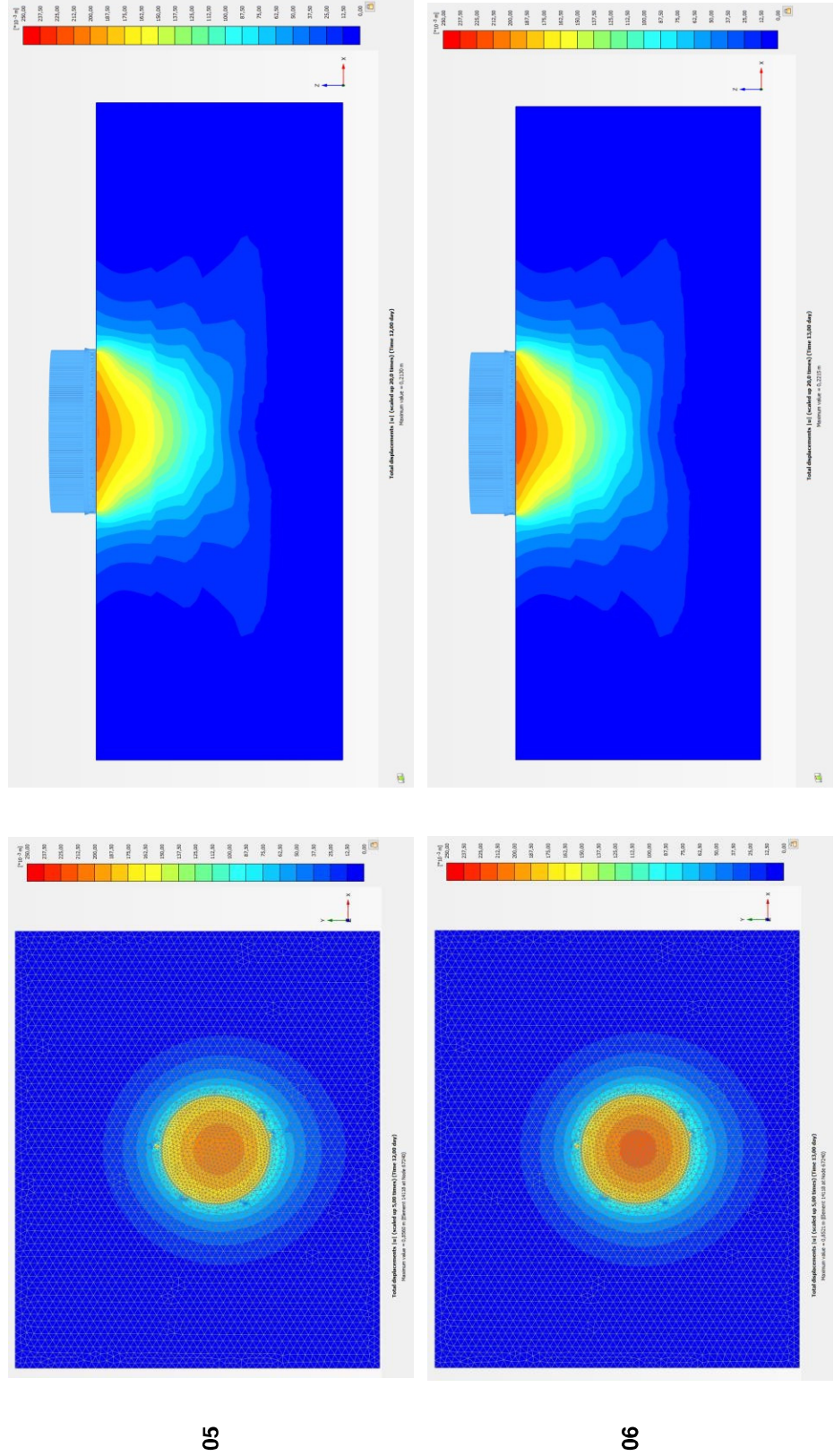


Figura 4.27 (continuação) - Vista em planta e em seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos HSM e SS nas etapas de carregamento 5 e 6 (Fonte: PLAXIS 3D)

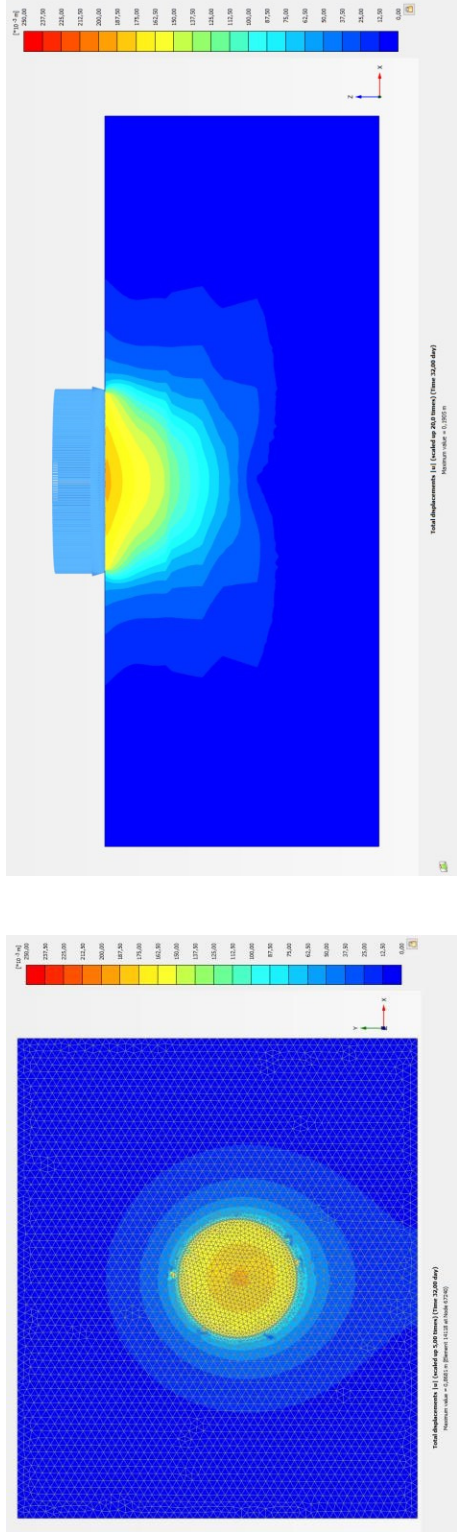


Figura 4. 27 (continuação) - Vista em planta e em seção transversal do campo de deslocamentos verticais com os modelos HSM e SS na etapa de descarregamento 7 (Fonte: PLAXIS 3D)

## 4.6 Interface na Modelagem

Entende-se que o uso de elementos de interface pode trazer melhores resultados em uma análise numérica onde há a presença de materiais com rigidez diferentes; no caso deste estudo, materiais de solo e concreto armado.

Então, foram feitas análises com a combinação tipo (c) – modelo HSM para areias e soft soil para argilas – alterando:

- HSM+SS\_1: alteração do módulo de Young do concreto a 10% do valor inicial (análise hipotética, somente com o intuito de obtenção de maiores deslocamentos no anel de concreto)
- HSM+SS\_2: inclusão de interface entre solo e concreto armado
- HSM+SS\_3: combinação das modificações feitas no HSM+SS\_1 e no HSM+SS\_2.

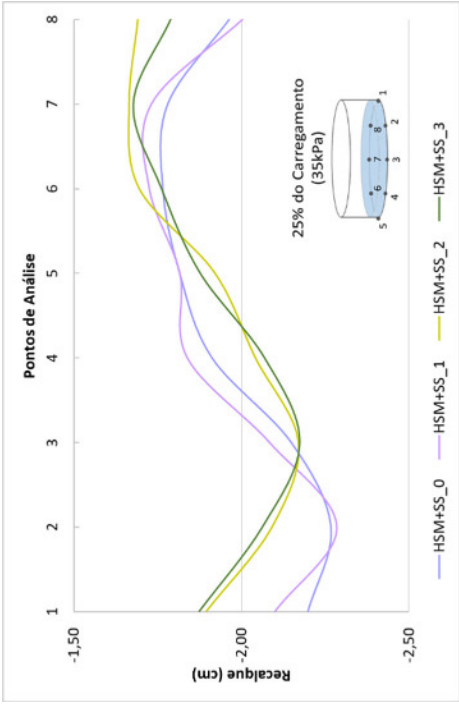
A Tabela 4. 13, Figura 4. 28 e Figura 4. 29 apresentam o percentual de diferença encontrada nos resultados destas análises em relação a modelagem original, denominada de HSM+SS\_0.

**Tabela 4. 13** – Diferença percentual dos recalques entre as modelagens tipo (c) - HSM+SS para as fases de carregamento e descarregamento

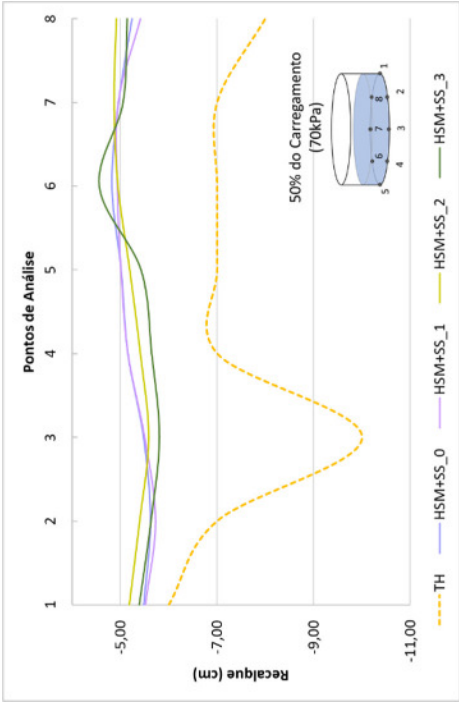
		25% CHEIO	50% CHEIO	75% CHEIO	100% CHEIO	100% CHEIO +1DIA	0% CHEIO
		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
<b>PONTO 1</b>	HSM+SS_1	2,3	2,45	3	1,14	1,13	0,08
	HSM+SS_2	4,02	2,64	3,6	0,58	0,52	0,52
	HSM+SS_3	0,28	5,53	3,57	0,74	0,72	2,54
<b>PONTO 2</b>	HSM+SS_1	2,76	0,05	1,44	0,57	0,59	0,59
	HSM+SS_2	6,51	1,84	0,66	0,69	0,63	1,85
	HSM+SS_3	5,84	1,84	0,4	0,66	0,68	0,7
<b>PONTO 3</b>	HSM+SS_1	1,99	3,36	2,73	1,84	1,79	0,59
	HSM+SS_2	13,93	6,11	4,66	3,82	3,65	4,65
	HSM+SS_3	8,97	1,91	3,06	2,78	2,65	3,83
<b>PONTO 4</b>	HSM+SS_1	4,52	0,6	0,73	0,01	0,05	1,14
	HSM+SS_2	13,84	5,45	4,36	3,36	3,26	4,09
	HSM+SS_3	14,83	1,68	3,07	2,06	2	2,91
<b>PONTO 5</b>	HSM+SS_1	0,72	1,8	3,42	2,41	2,37	1,1
	HSM+SS_2	7,76	1,53	2,63	1,61	1,59	2,49
	HSM+SS_3	9,07	2,75	0,47	0,34	0,33	1,23
<b>PONTO 6</b>	HSM+SS_1	3,07	0,41	0,28	0,67	0,68	0,54
	HSM+SS_2	1,01	1,91	2,08	1,97	1,95	0,81
	HSM+SS_3	1,14	6,04	4,08	3,79	3,72	2,57

		25% CHEIO	50% CHEIO	75% CHEIO	100% CHEIO	100% CHEIO +1DIA	0% CHEIO
		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
<b>PONTO 7</b>	HSM+SS_1	3,88	0,11	1,32	1,18	1,2	0,01
	HSM+SS_2	6,78	5,03	5,66	3,27	3,21	1,8
	HSM+SS_3	8,14	9,61	7,01	4,56	4,48	3,06
<b>PONTO 8</b>	HSM+SS_1	0	0	0	0	0	1,13
	HSM+SS_2	5,79	3,58	3,47	2,59	2,46	1,15
	HSM+SS_3	3,31	8,25	6,04	3,83	3,7	2,34

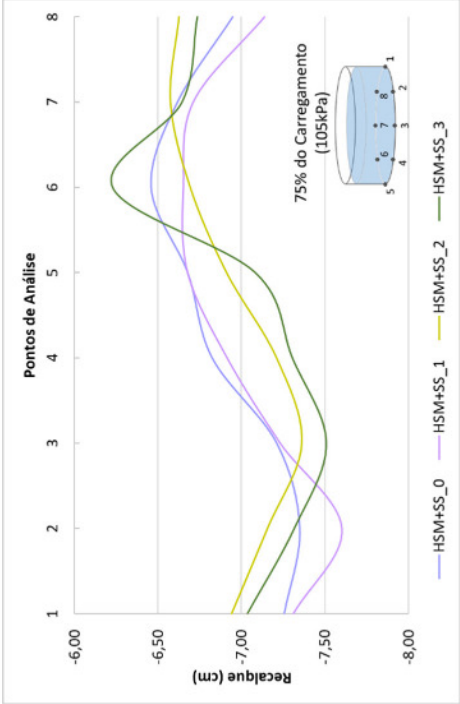




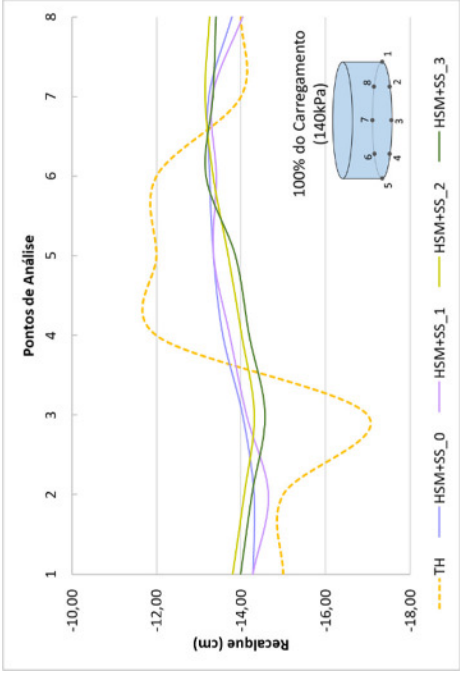
25% do carregamento: 35kPa



50% do carregamento: 70kPa

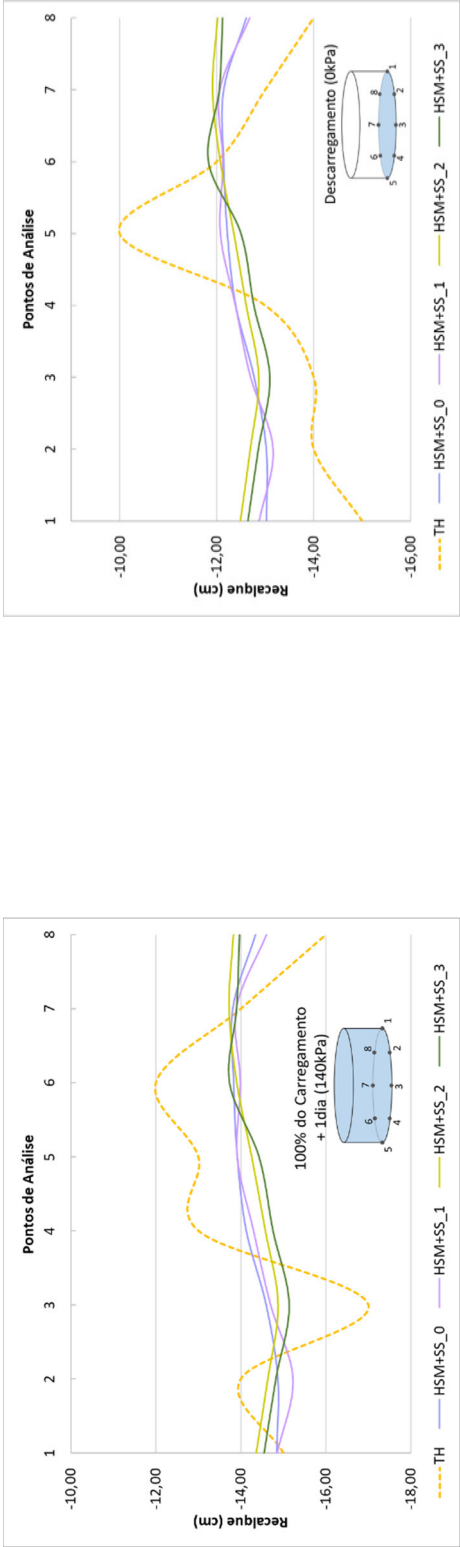


75% do carregamento: 105kPa



100% do carregamento: 140kPa

Figura 4.28 - Variação do recalque ao longo dos pontos de medição



100% do carregamento + 1dia: 140kPa

descarregamento: 0kPa

Figura 4. 28 (continuação) - Variação do recalque ao longo dos pontos de medição

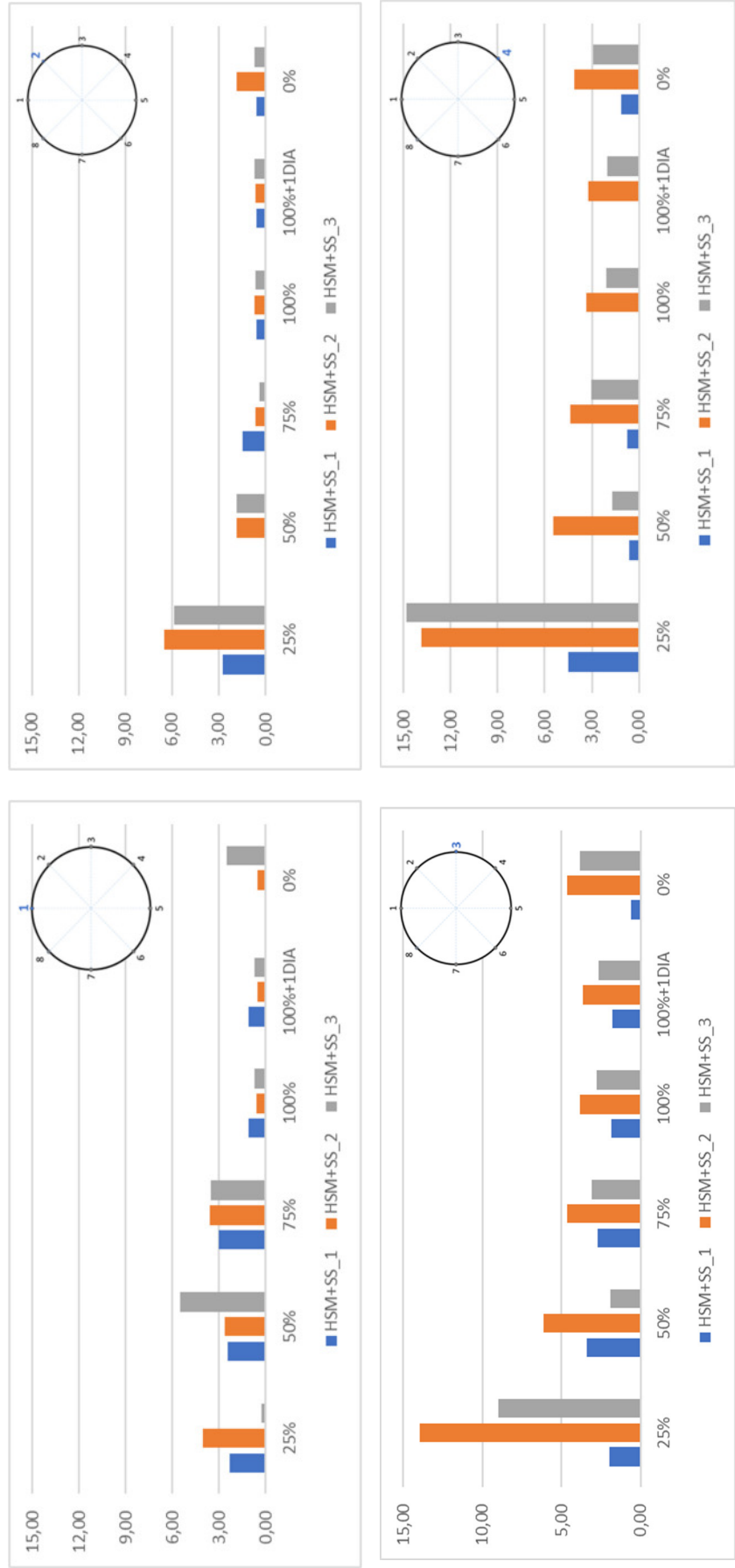


Figura 4.29 - Diferença dos recalques entre as modelagens tipo (c) - HSM+SS (%)

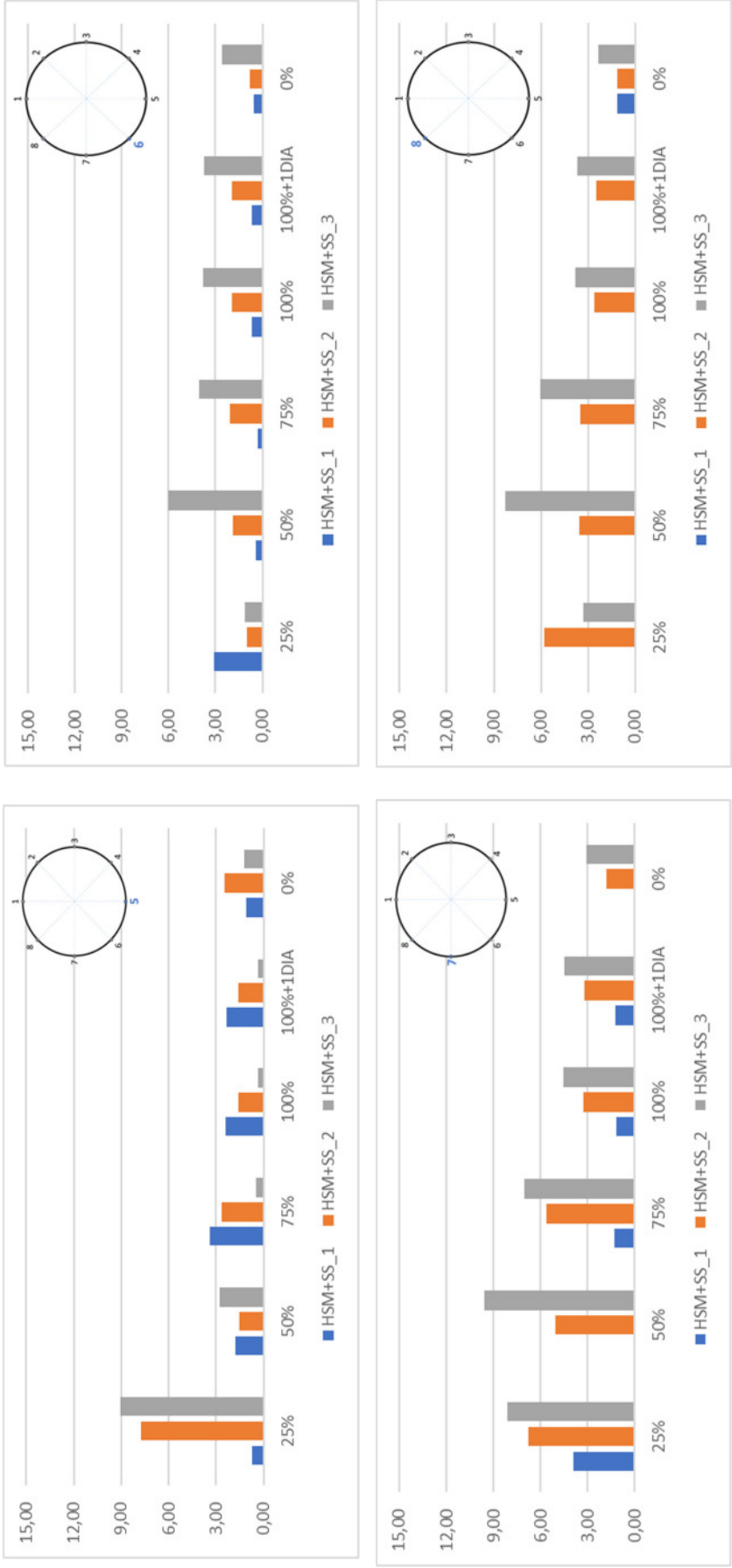


Figura 4. 29 (continuação) - Diferença dos recalques entre as modelagens tipo (c) - HSM+SS (%)

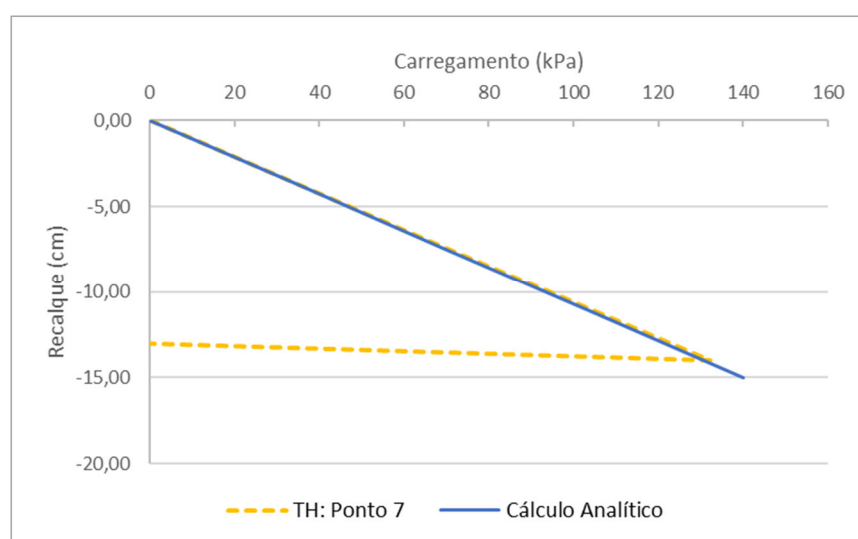
## 4.7 Análises Complementares

### 4.7.1 Cálculo Analítico

Somente com o intuito de comparação, e de forma preliminar, foi feito o cálculo analítico do recalque de um ponto da borda da fundação circular do tanque TQ24, considerando uma distribuição de tensões verticais estimada pela formulação de Boussinesq (elasticidade linear) e o depósito formado por camadas horizontais de solo. O recalque 1D foi estimado através do modelo linear elástico para todas as camadas de solo considerando o módulo de deformação 1D (módulo confinado) independente do estado de tensão. As tabelas com detalhes do procedimento de cálculo estão no anexo A.6. Os valores estimados do recalque constam na Tabela 4. 14 e na Figura 4. 30 é apresentado o gráfico carregamento versus recalque dos resultados calculados em cada etapa de carregamento.

**Tabela 4. 14 - Resultados dos cálculos analíticos**

RECALQUE EM UM PONTO DA BORDA DA ÁREA CARREGADA			
RECALQUE 25% CHEIO (cm)	RECALQUE 50% CHEIO (cm)	RECALQUE 75% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO (cm)
3,75	7,50	11,25	15,00



\*TH = Teste Hidráulico

**Figura 4. 30- Gráfico carregamento versus recalque**

#### 4.7.2 Método de Diferenças Finitas com o programa computacional SETTLE 3D

Também com o objetivo de comparar resultados numéricos com medidas de recalque de campo, o recalque 1D do tanque TQ24 foi estimado por método das diferenças finitas usando o programa computacional SETTLE 3D (RocScience). É um programa de fácil manuseio que determina o recalque 1D de estruturas com base na distribuição de tensões pela formulação de Boussinesq ou método aproximado 2:1 de espraçamento das tensões verticais.

Foram estudados os casos de camadas horizontais e inclinadas, usando módulos de deformação 1D independente (elasticidade linear para todas as camadas) das tensões verticais efetivas.

A sequência construtiva está apresentada na Tabela 4. 15 e os valores dos parâmetros geotécnicos estão listados na Tabela 4. 16. No caso do recalque das camadas de argila simulou-se também o processo de adensamento primário, considerando um tempo adicional de 1000 dias.

**Tabela 4. 15 - Sequência construtiva usada no SETTLE 3D**

ETAPA	DESCRIÇÃO	INTERVALO (DIAS)	INTERVALO ACUMULADO (DIAS)
01	Construção do tanque	1	1
02	Carregamento 25%	4	5
03	Carregamento 50%	4	9
04	Carregamento 75%	1	10
05	Carregamento 100%	1	11
06	Carregamento 100% + 1 dia	1	12
07	Descarregamento	19	31
08	Adensamento Primário	1000	1030

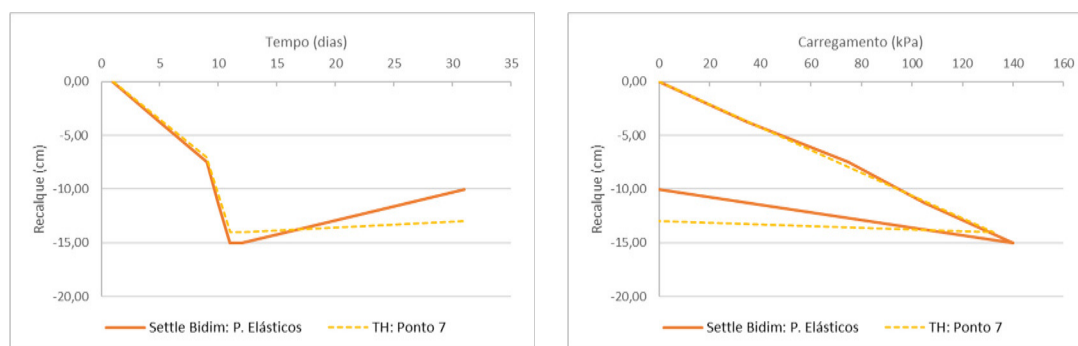
**Tabela 4. 16 -** Parâmetros geotécnicos considerando o modelo elástico linear para 105  
todas as camadas de solo

MATERIAL	MÉTODO	$\gamma_{sat}$	$\nu$	$K_0$	E
		[KN/m <sup>3</sup> ]	—	—	[kPa]
Areia 1	Elástico	17	0,30	0,37	35594,85
Areia 2	Elástico	17	0,30	0,42	25730,43
Areia 3	Elástico	17	0,30	0,41	47108,24
Areia 4	Elástico	17	0,30	0,42	49309,56
Areia 5	Elástico	17	0,30	0,45	34780,34
Areia 6	Elástico	17	0,30	0,45	35796,67
Areia 7	Elástico	17	0,30	0,44	48018,86
Argila 1	Elástico	14	0,30	0,65	8193,68
Argila 2	Elástico	14	0,30	0,65	4350,53
Argila 3	Elástico	14	0,30	0,65	4368,35
Argila 4	Elástico	14	0,30	0,65	2779,42

#### 4.7.2.1 Resultados para camadas de solo horizontais

a) Modelo elástico linear para todas as camadas

Os gráficos tempo versus recalque e carregamento versus recalque estão apresentados na Figura 4. 31. Na Figura 4. 32 são ilustradas as distribuições dos deslocamentos verticais, que atingem um máximo no centro da área carregada.



\*TH = Teste Hidráulico

**Figura 4. 31 -** Gráfico tempo versus recalque (esquerda) e carregamento versus recalque (direita) calculados com o programa SETTLE 3D

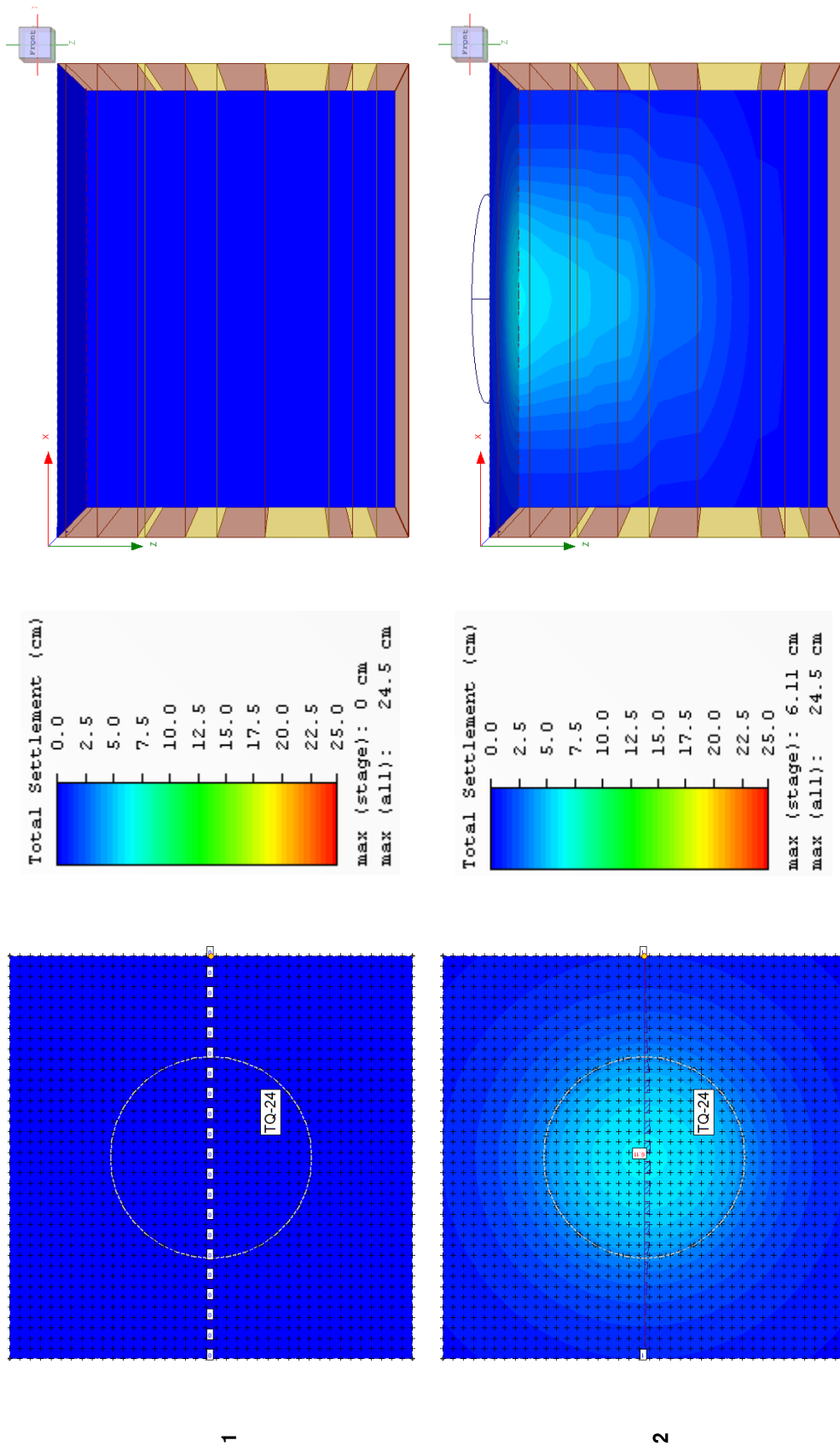


Figura 4.32 - Recalque calculado no SETTLE 3D para camadas horizontais nas etapas de carregamento 1 e 2 (Fonte: SETTLE3)



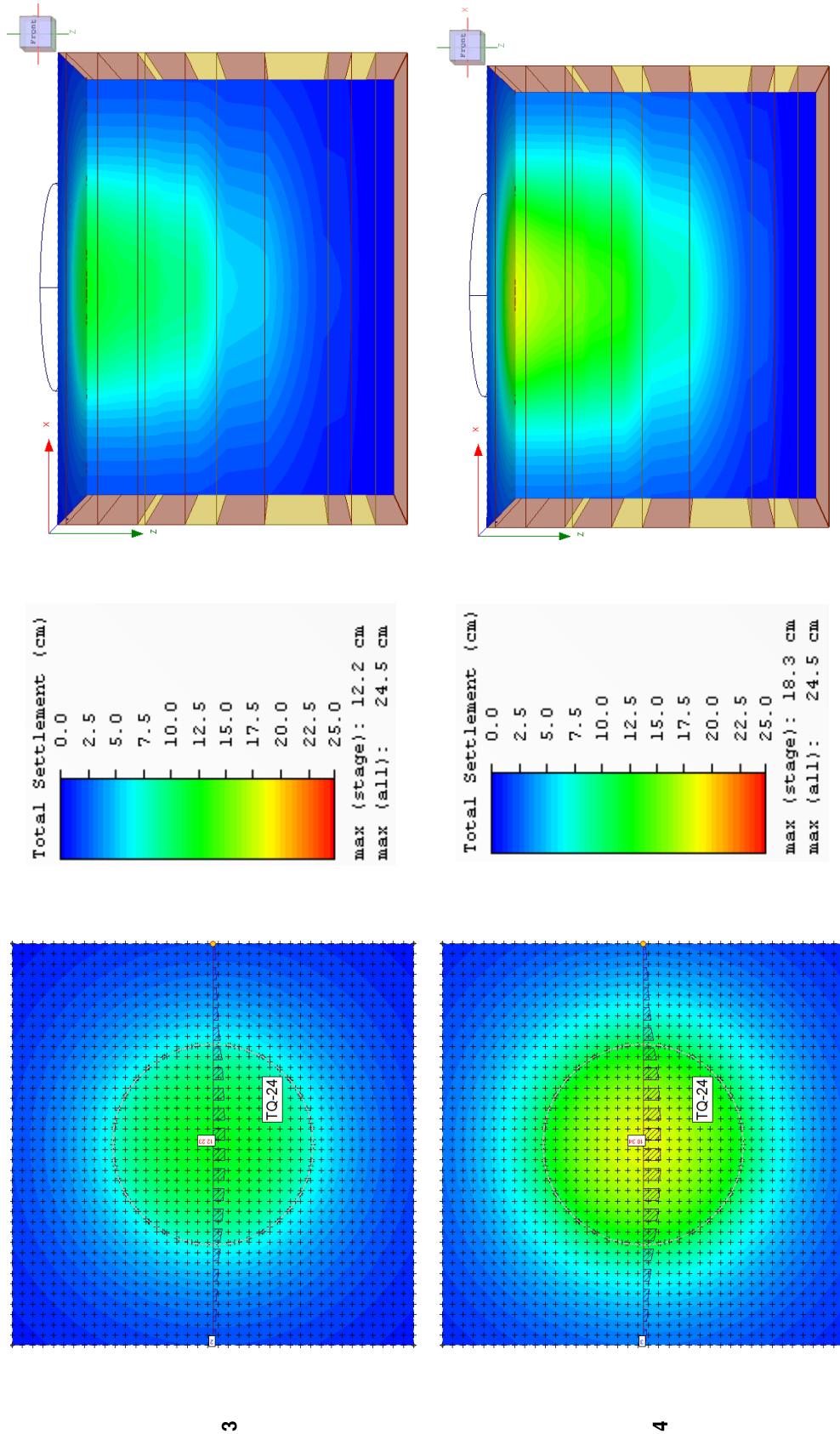


Figura 4.32 (continuação) - Recalque calculado no SETLLE 3D para camadas horizontais nas etapas de carregamento 3 e 4 (Fonte: SETTLE3)

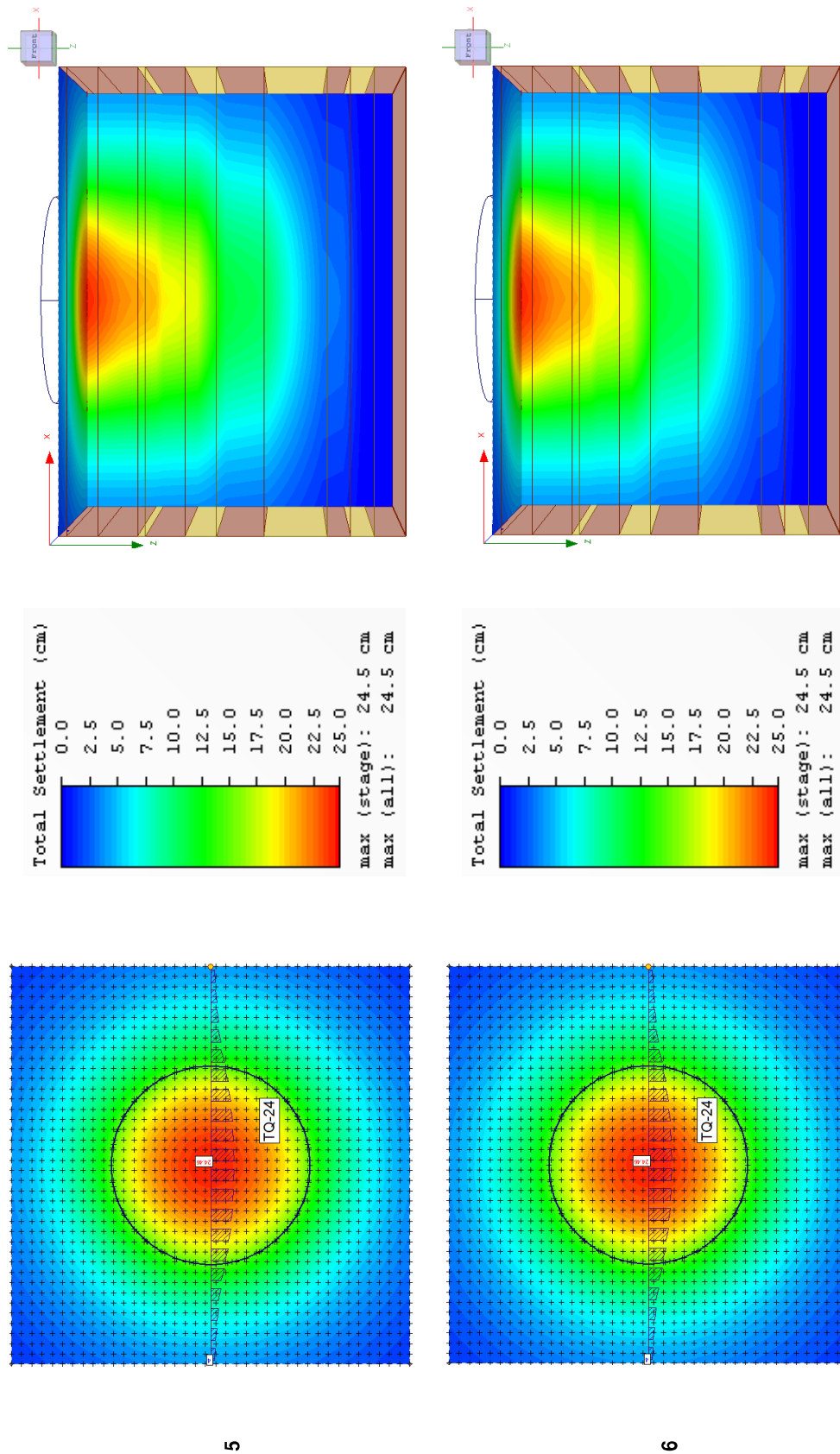


Figura 4.32 (continuação) - Recalque calculado no SETLLE 3D para camadas horizontais nas etapas de carregamento 5 e 6 (Fonte: SETTLE3)

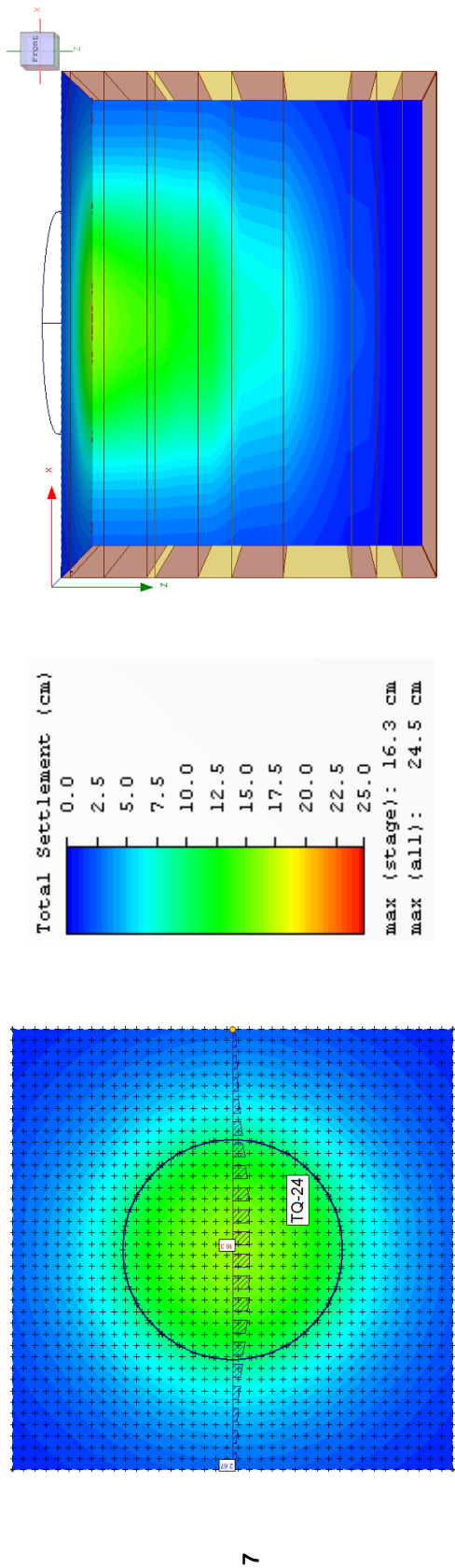


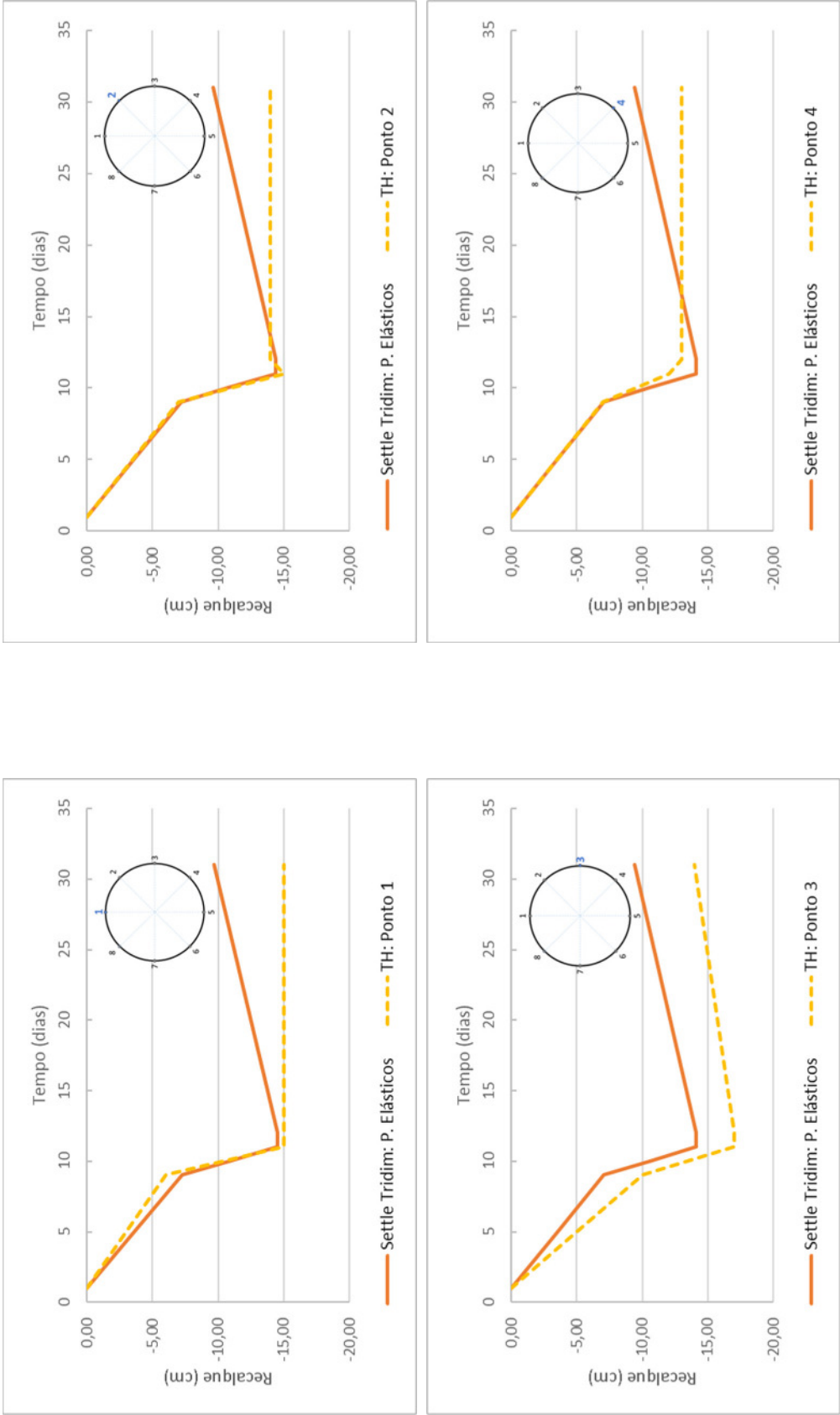
Figura 4. 32 (continuação) - Recalque calculado no SETLE 3D para camadas horizontais na etapa de descarregamento 7 (Fonte: SETTLE3)

### **1.1.1.1 Resultados para camadas de solo levemente inclinadas**

#### **a) Modelo elástico linear para todas as camadas**

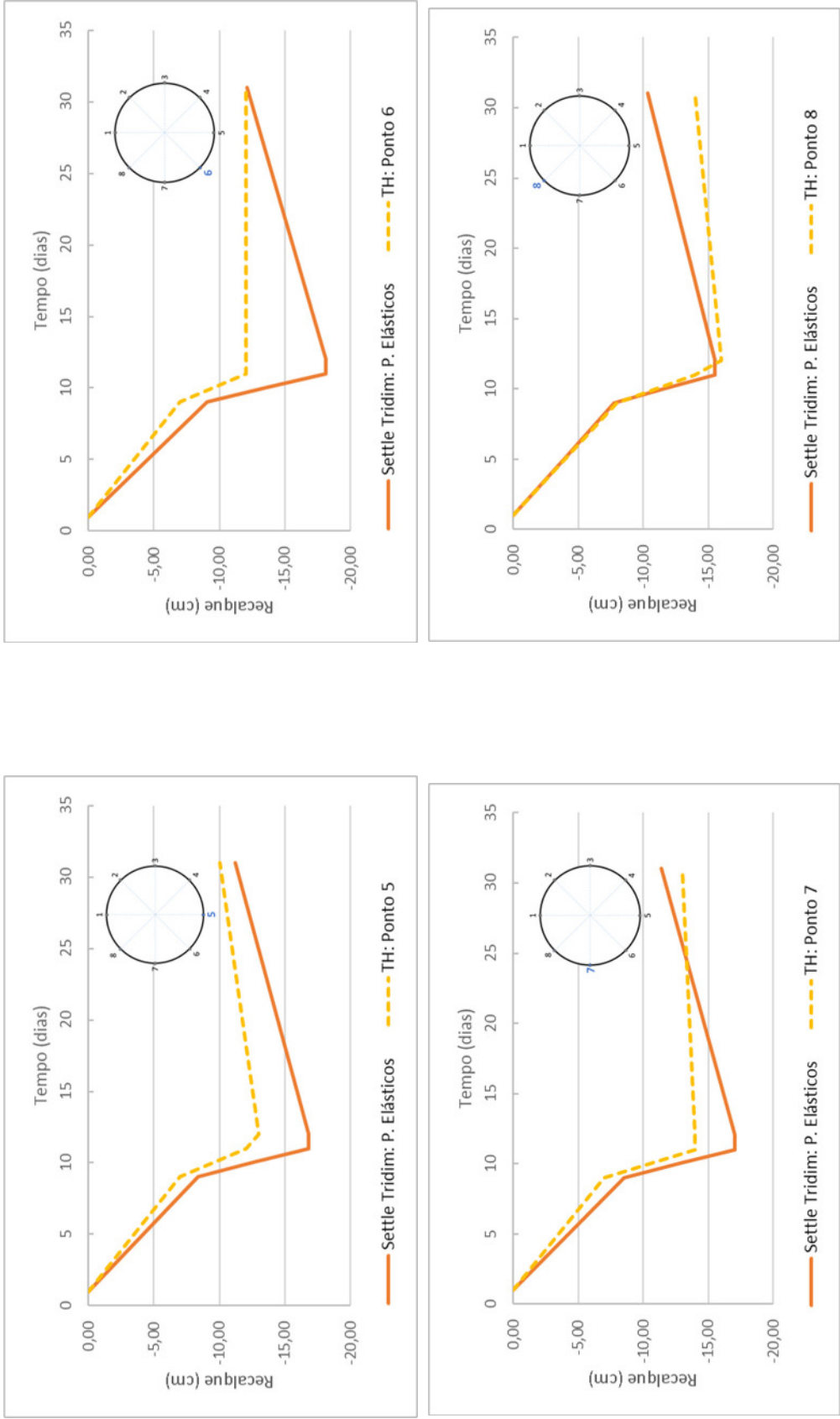
O gráfico tempo versus recalque está na Figura 4. 33e o gráfico carregamento versus recalque na Figura 4. 34. A Figura 4. 35apresenta a distribuição dos recalques ao longo dos oito pontos de medição durante as etapas de carregamento e descarregamento do tanque TQ24.

Na Figura 4. 36 são ilustradas as distribuições dos deslocamentos verticais, que atingem um máximo no centro da área carregada.



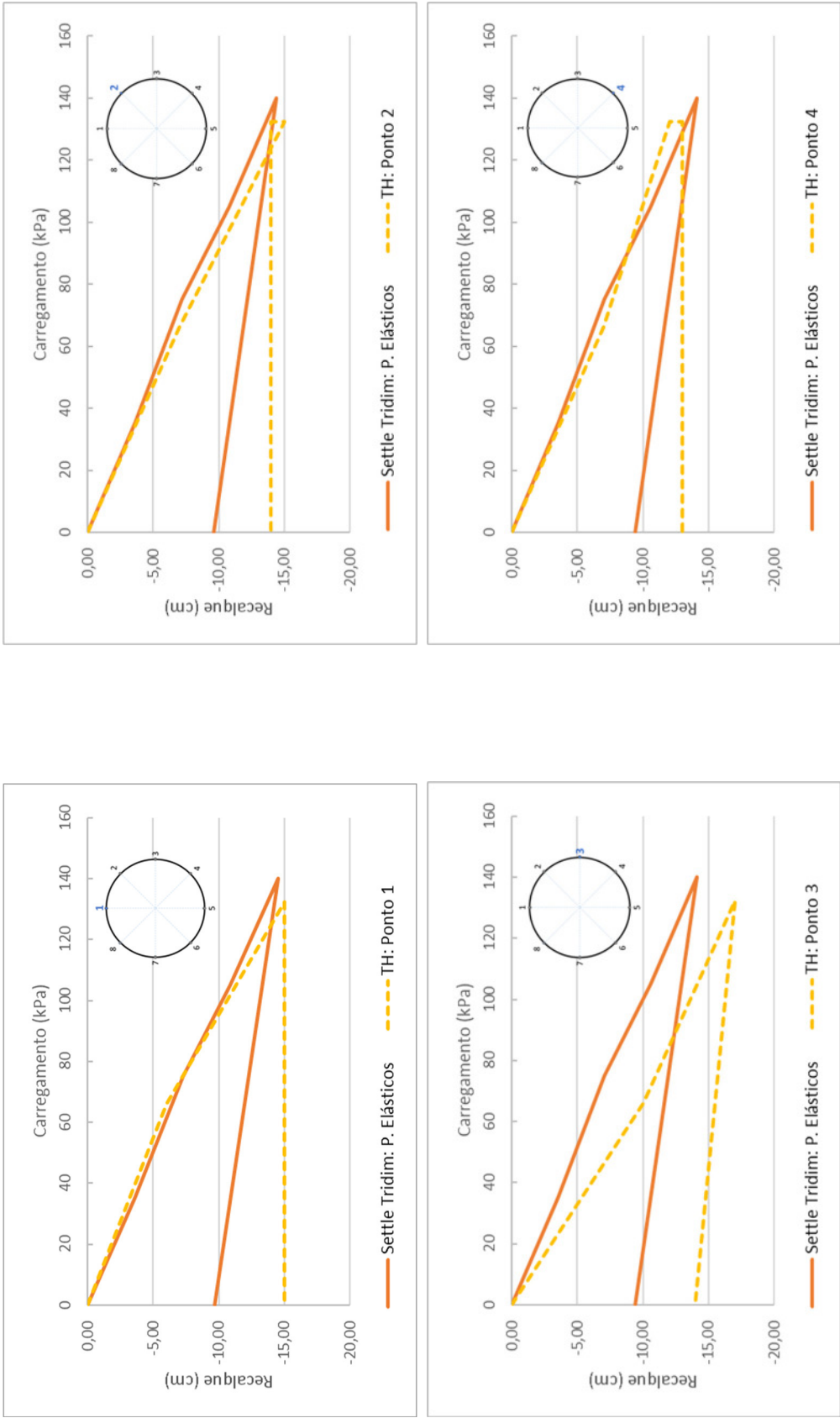
\*TH = Teste Hidráulico

Figura 4.33 - Gráfico de Tempo versus Recalque no SETTLE 3D para camadas inclinadas



\*TH = Teste Hidráulico

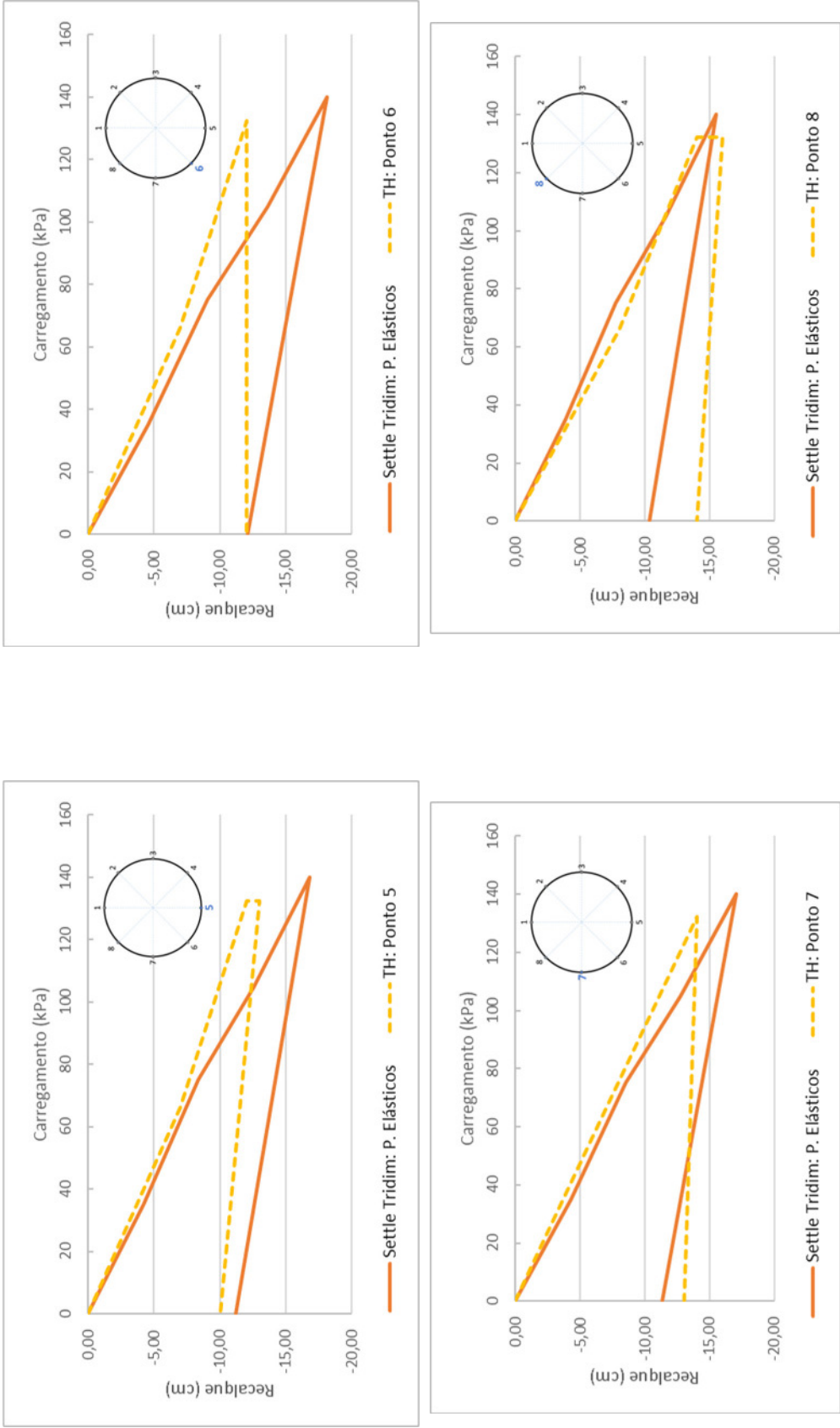
Figura 4. 33 (continuação) - Gráfico de Tempo versus Recalque no SETTLE 3D para camadas inclinadas



\*TH = Teste Hidráulico

**Figura 4.34 - Gráfico de Carregamento versus Recalque no SETTLE 3D para camadas inclinadas**

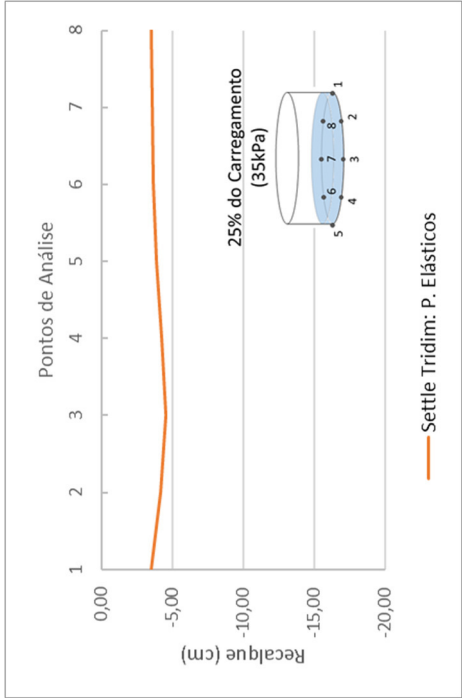




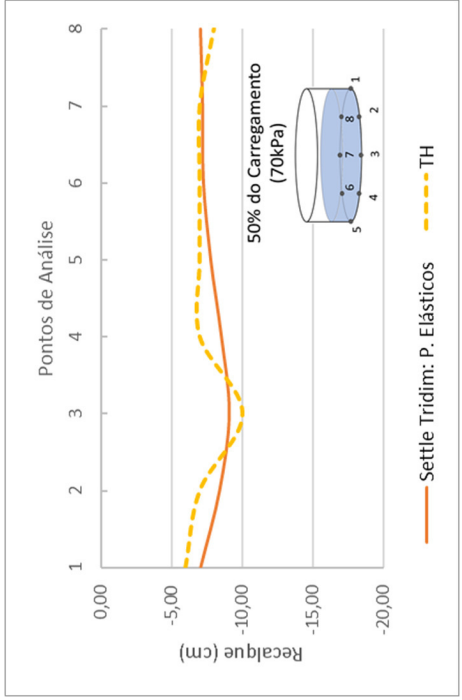
\*TH = Teste Hidráulico

Figura 4. 34 (continuação) - Gráfico de Carregamento versus Recalque no SETTLE 3D para camadas inclinadas

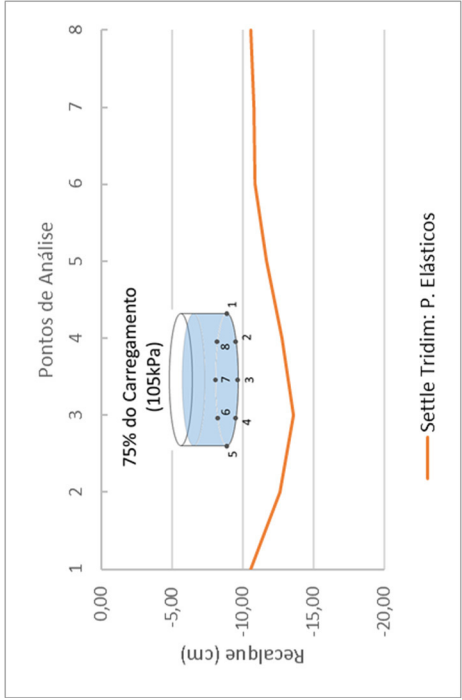




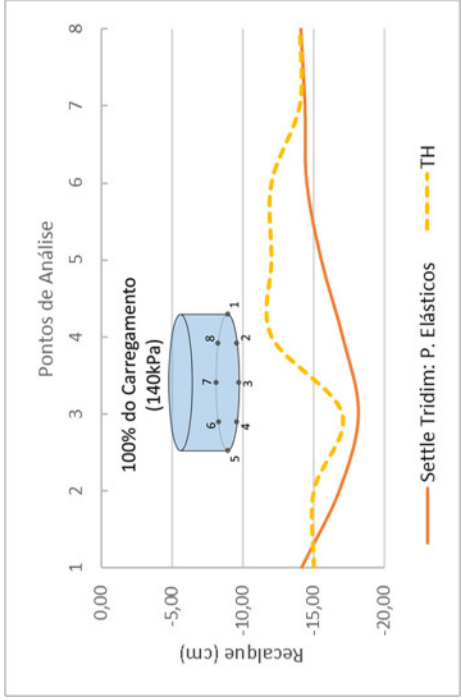
25% do carregamento: 35kPa



50% do carregamento: 70kPa



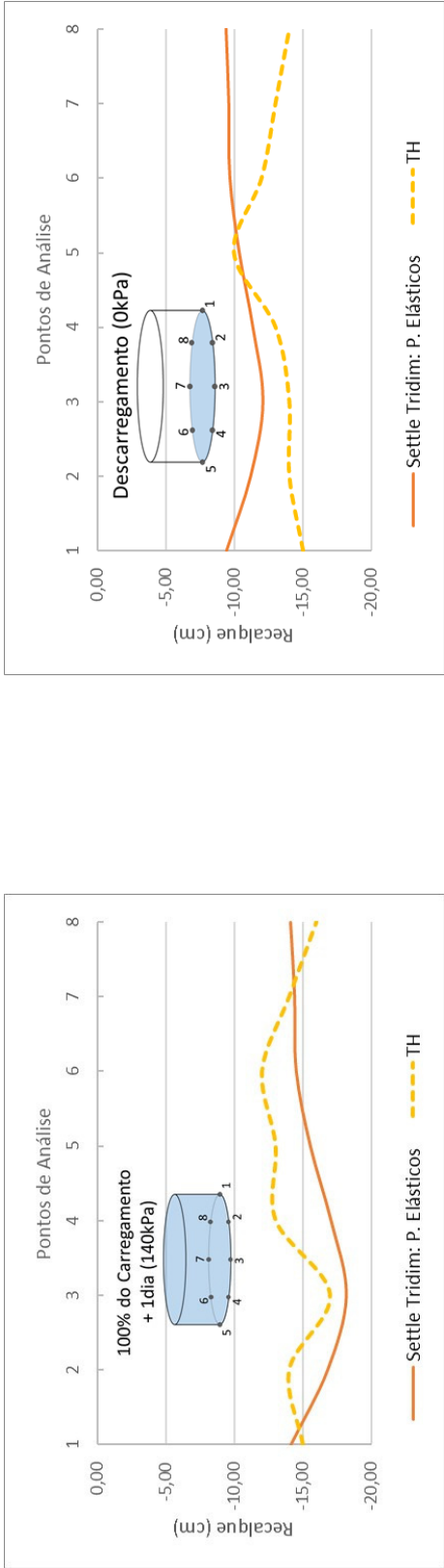
75% do carregamento: 105kPa



100% do carregamento: 140kPa

\*TH = Teste Hidráulico

Figura 4.35 - Variação do recalque ao longo dos pontos de medição



100% do carregamento + 1dia: 140kPa

descarregamento: 0kPa

\*TH = Teste Hidráulico

Figura 4. 35 (continuação) - Variação do recalque ao longo dos pontos de medição

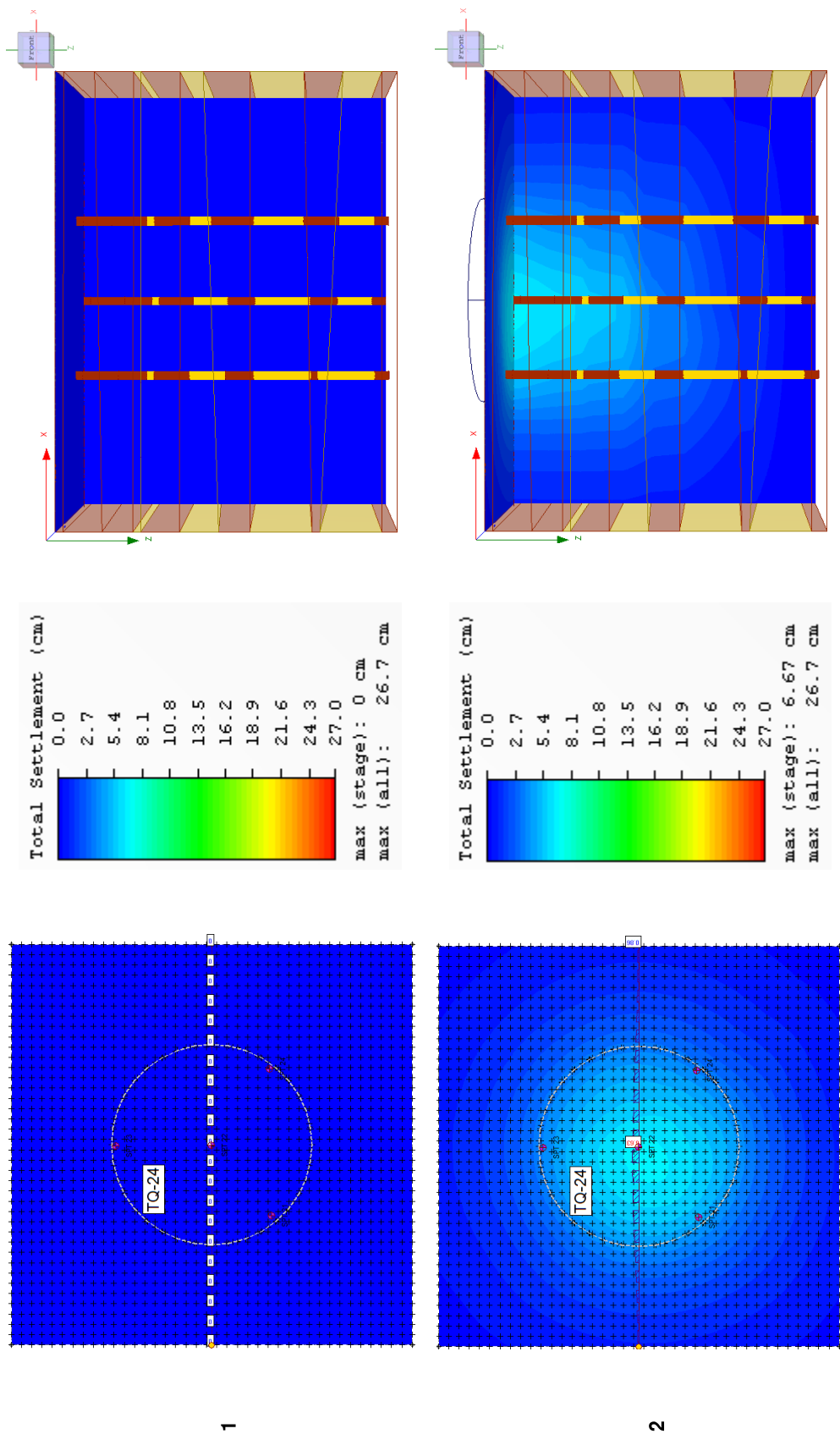


Figura 4.36 - Recalque calculado no SETLLE 3D para camadas inclinadas nas etapas de carregamento 1 e 2 (Fonte: SETTLE3)

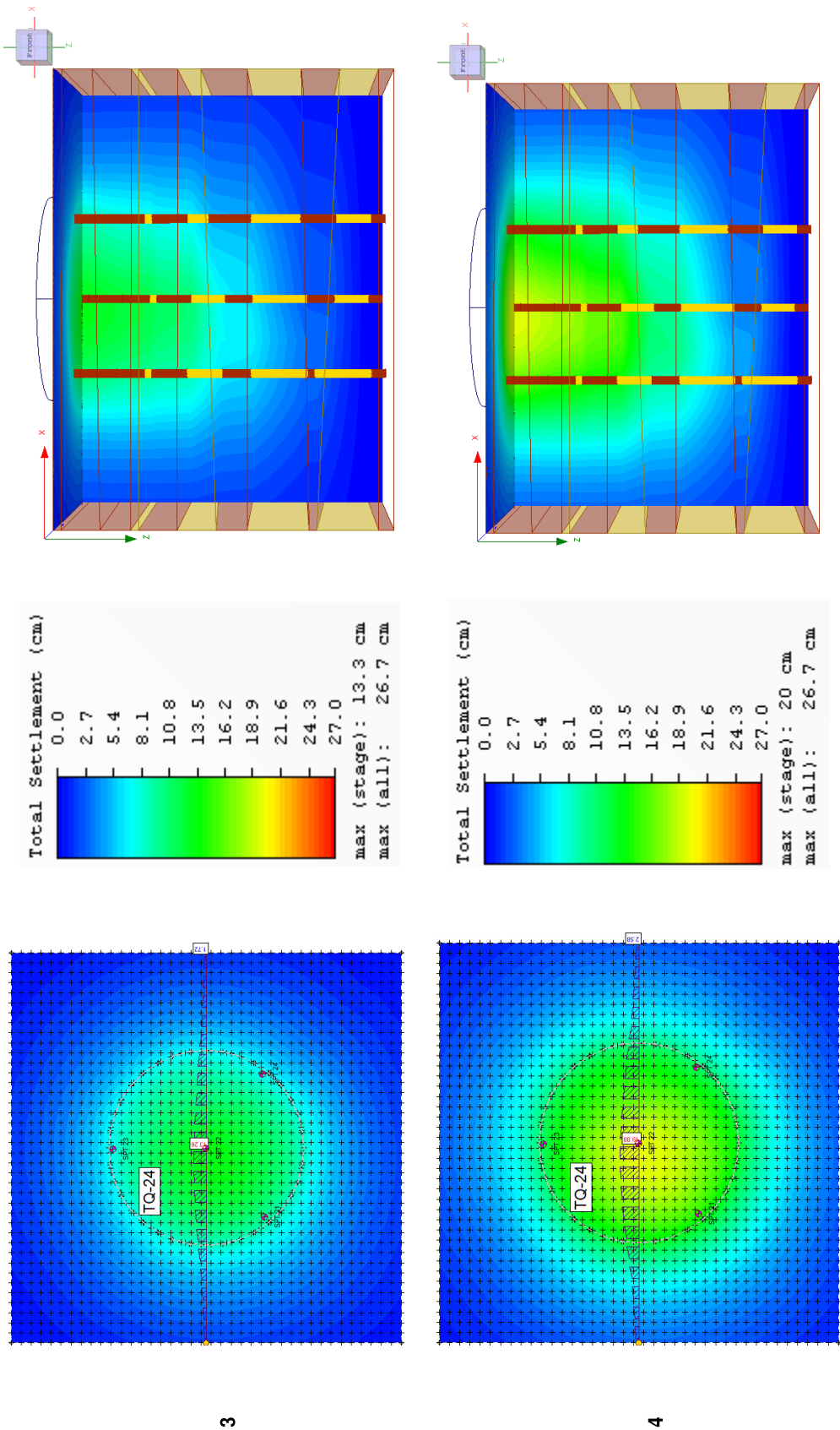
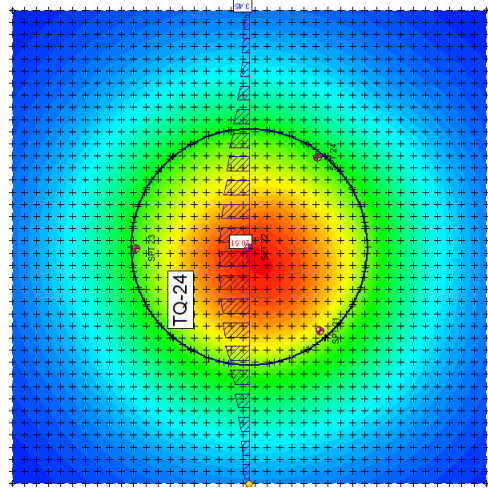
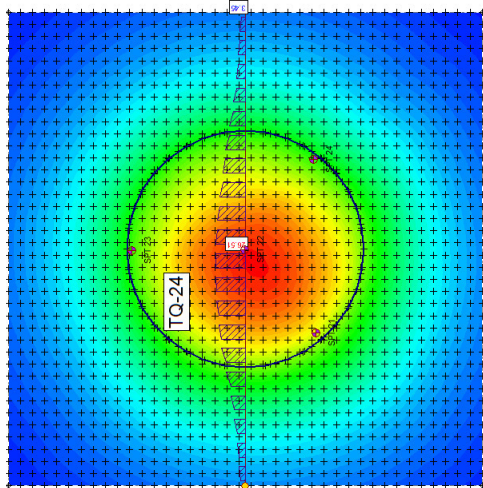
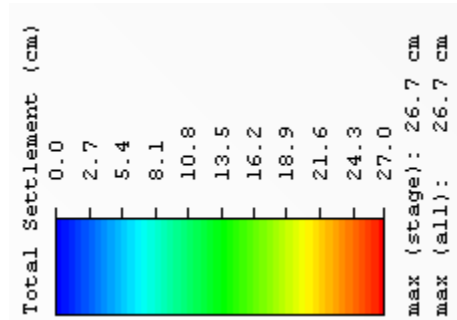


Figura 4.36 (continuação) - Recalque calculado no SETTLE 3D para camadas inclinadas nas etapas de carregamento 3 e 4 (Fonte: SETTLE3)



5



6

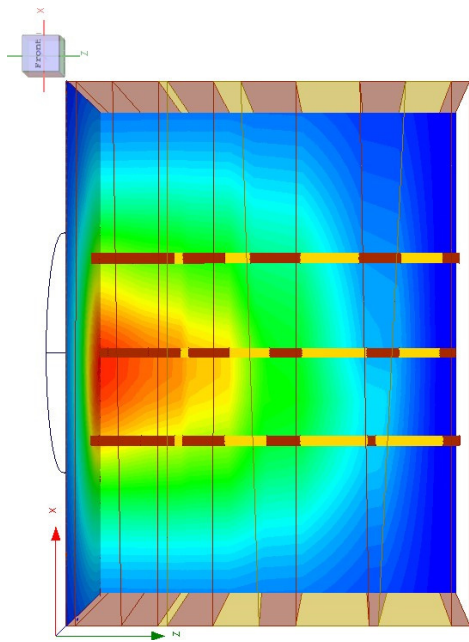


Figura 4.36 (continuação) - Recalque calculado no SETLLE 3D para camadas inclinadas nas etapas de carregamento 5 e 6 (Fonte: SETTLE3)

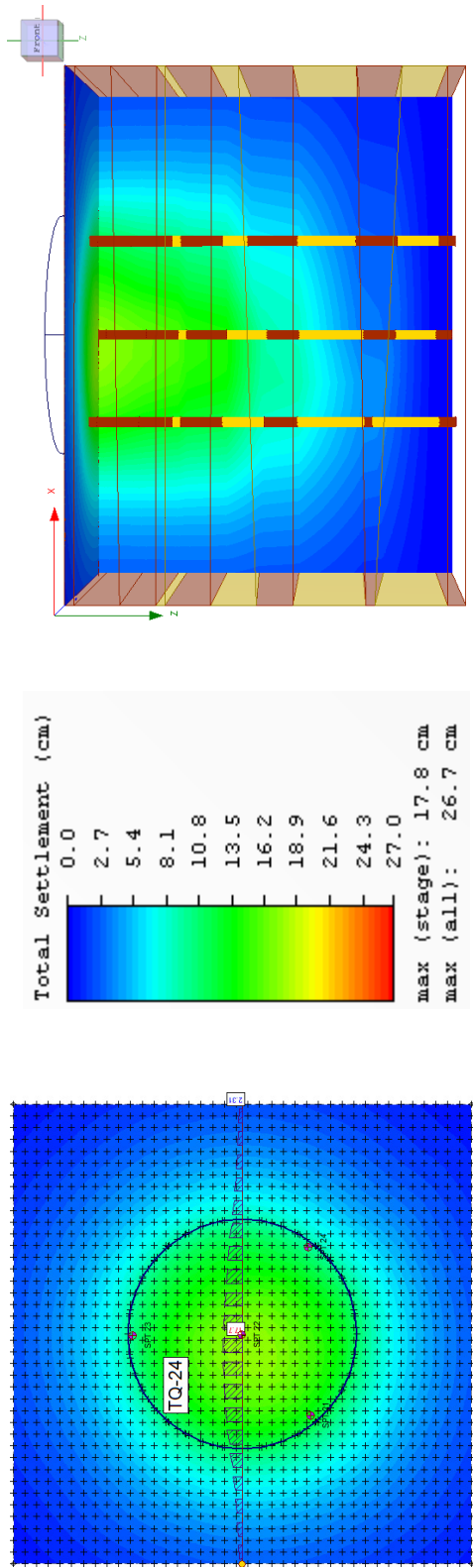


Figura 4. 36 (continuação) – Recalque calculado no SETTLE 3D para camadas inclinadas na etapa de descarregamento 7 (Fonte: SETTLE3)

## 5 Discussões de Resultados

### 5.1 Teste Hidráulico

Apesar dos equívocos percebidos na interpretação do teste hidráulico do tanque metálico TQ24, com base nos resultados pode-se afirmar que os recalques diferenciais encontrados atendem aos critérios da norma N-0270 que limita em até 5 cm o deslocamento vertical diferencial entre dois pontos de medição e limita o recalque absoluto em qualquer ponto da periferia em até 30 cm.

### 5.2 Elementos Finitos

#### 5.2.1 PLAXIS 2D

**Tabela 5. 1** - Recalque do ponto de medição, nas análises axissimétricas 2D, considerando as diversas etapas de carregamento

MODELO CONSTITUTIVO	RECALQUE 25% CHEIO (cm)	RECALQUE 50% CHEIO (cm)	RECALQUE 75% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO +1DIA (cm)	RECALQUE 100% VAZIO (cm)
TH*: PONTO 7	-	7,00	-	14,00	14,00	13,00
MC+MC	1,76	3,93	7,86	11,10	11,30	4,67
MC + SS	1,64	3,75	7,42	10,40	10,50	4,01
HSM + SS	3,49	7,06	11,65	15,42	15,51	11,66

\*TH = Teste Hidráulico

Os resultados obtidos com os modelos (MC + MC) e (HSM + MC) são bastante próximos entre si nas diversas etapas de análise, enquanto valores computados com o modelo (HSM + SS) são os que mais se aproximam dos resultados apresentados pelo teste hidráulico. Observa-se também que todos os valores previstos de recalque atendem às disposições da norma técnica N-0270.



### 5.2.2 PLAXIS 3D

**Tabela 5. 2 -** Recalques dos oito pontos de medição, nas análises 3D com o modelo(MC + MC) em diferentes etapas de carregamento

PONTO DE MEDIÇÃO	RECALQUE 25% CHEIO (cm)	RECALQUE 50% CHEIO (cm)	RECALQUE 75% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO +1DIA (cm)	RECALQUE100% VAZIO (cm)
1	1,10	3,40	4,79	11,10	11,40	4,40
2	1,10	3,40	4,80	11,10	11,40	4,40
3	1,19	3,54	4,96	11,50	11,70	4,52
4	1,30	3,72	5,19	11,90	12,20	4,71
5	1,37	3,81	5,29	12,10	12,30	4,65
6	1,33	3,73	5,18	11,90	12,10	4,58
7	1,21	3,54	4,96	11,40	11,70	4,45
8	1,14	3,45	4,87	11,30	11,50	4,39

**Tabela 5. 3 -** Recalques dos oito pontos de medição, nas análises 3D com o modelo(MC + SS) em diferentes etapas de carregamento

PONTO DE MEDIÇÃO	RECALQUE 25% CHEIO (cm)	RECALQUE 50% CHEIO (cm)	RECALQUE 75% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO +1DIA (cm)	RECALQUE100% VAZIO (cm)
1	0,84	2,91	4,16	9,76	10,10	3,99
2	0,84	2,90	4,14	9,69	10,10	4,00
3	1,02	3,12	4,38	10,10	10,50	4,20
4	1,39	3,57	4,89	10,90	11,20	4,71
5	1,58	3,77	5,08	11,10	11,40	4,76
6	1,43	3,59	4,89	10,80	11,10	4,57
7	1,12	3,21	4,46	10,20	10,50	4,19
8	0,93	3,00	4,25	9,83	10,20	4,03

**Tabela 5. 4 -** Recalques dos oito pontos de medição, nas análises 3D com o modelo (HSM + SS) em diferentes etapas de carregamento

PONTO DE MEDIÇÃO	RECALQUE 25% CHEIO (cm)	RECALQUE 50% CHEIO (cm)	RECALQUE 75% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO +1DIA (cm)	RECALQUE100% VAZIO (cm)
1	1,77	4,83	6,46	13,30		12,10
2	1,78	4,96	6,62	13,20	13,80	12,10
3	1,96	5,24	6,95	13,80	14,30	12,60
4	2,20	5,48	7,26	14,30	14,80	13,00
5	2,27	5,62	7,35	14,30	14,90	13,00
6	2,15	5,48	7,21	14,00	14,60	12,80
7	1,91	5,16	6,83	13,60	14,10	12,40
8	1,82	5,02	6,68	13,30	13,90	12,20

Novamente, em comparação com os valores medidos no teste hidráulico, os recalques previstos com o modelo (HSM + SS) são os que mais se aproximam. Os resultados computados com os modelos (MC + MC) e (MC + SS) se assemelham entre si.

Os recalques previstos nos pontos de medição apresentam uma quase uniformidade dos valores, com baixos recalques diferenciais entre si, discordando do comportamento real apresentado no teste hidráulico, com maior discrepância na etapa de 50% do carregamento. Este comportamento é esperado, dado que as análises 3D com camadas de solo levemente inclinadas, pouco diferem do modelo axissimétrico 2D com camadas de solo horizontais. Adicionalmente, não foram consideradas nas análises 3D eventuais mudanças localizadas das características de compressão do solo, captadas nas respostas obtidas na execução do teste hidráulico.

Não obstante, todos os valores de recalque atendem às especificações da norma N-0270 da Petrobras.

### 5.3 Cálculo Analítico

**Tabela 5. 5** – Recalque, através de cálculos analíticos, considerando as diversas etapas de carregamento

RECALQUE UM PONTO DA BORDA DA ÁREA CARREGADA				
	RECALQUE 25% CHEIO (cm)	RECALQUE 50% CHEIO (cm)	RECALQUE 75% CHEIO (cm)	RECALQUE 100% CHEIO (cm)
TH*: PONTO 7	-	7,00	-	14,00
CÁLCULO ANALÍTICO	3,75	7,50	11,25	15,00

\*TH = Teste Hidráulico

O comportamento da curva de recalques se aproxima dos resultados medidos no teste hidráulico durante o carregamento.

### 5.3.1 Diferenças Finitas com o programa SETTLE 3

#### 5.3.1.1 Camadas de solo horizontais

O valor do recalque final com módulo de elasticidade constante foi 15,02 cm. O comportamento da curva de recalques se aproxima dos resultados medidos no teste hidráulico.

#### 5.3.1.2 Camadas de solo inclinadas

**Tabela 5. 6** - Recalque máximo nos pontos de medição com camadas inclinadas e hipótese de módulo de elasticidade independente do estado de tensão

PONTO DE MEDIÇÃO	TESTE HIDRÁULICO (cm)	RECALQUE (cm)
1	15,00	14,11
2	14,00	16,78
3	17,00	18,14
4	13,00	17,03
5	13,00	15,52
6	12,00	14,50
7	14,00	14,38
8	16,00	14,08

Os valores de recalque 1D computados com o programa SETTLE 3 de maneira geral mostraram-se bastante discrepantes em relação aos valores observados no teste hidráulico de campo. Parte da justificativa pode ser atribuída que as análises foram feitas com a formulação 1D, não capturando os efeitos 3D que influenciaram os resultados medidos em campo ou previstos pelo método dos elementos finitos 3D.

## 5.4 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo analisar os recalques observados em teste hidráulico do tanque metálico de armazenamento de combustível localizado no Complexo de Suape, PE. A estratigrafia do solo de fundação foi interpretada com base nos resultados de ensaios de simples reconhecimento (SPT), sendo composta por camadas de argila mole alternadas com camadas finas de areia siltosa até a profundidade de 44 m.

O método de análise fez uso de análises numéricas pelo método dos elementos finitos, com diferentes combinações de modelos constitutivos para as camadas de solo arenosos e plásticos, em simulações bi e tridimensionais com o programa comercial PLAXIS. Ambas as simulações pouco diferem entre si, visto que apenas nas análises 3D as camadas de solo foram admitidas levemente inclinadas, desconsiderando efeitos mais importantes de natureza 3D decorrentes de variações locais de geometria ou de compressibilidade dos diferentes solos.

Com o objetivo de comparação de valores previstos de recalque, foi também utilizado o programa computacional SETTLE 3D, para estimar o recalque 1D pelo método das diferenças finitas, admitindo hipóteses de módulos constante e independente do acréscimo de tensões verticais induzidos pelo carregamento do tanque.

Dos resultados observados, pode-se concluir que:

- A prova de carga executada no tanque TQ24 parece não ter sido interpretada e executada corretamente. Dentre as falhas percebidas, menciona-se que os pontos de medição se encontravam sobre as paredes metálicas e não diretamente em contato com o solo. Adicionalmente, as medições foram feitas em dias errados e foi marcada de forma equivocada a posição geográfica do Norte.
- As propriedades geotécnicas dos modelos constitutivos foram determinadas por meio de correlações com o número de golpes do ensaio SPT encontradas na literatura. Destaca-se a necessidade de ensaios de laboratório para uma melhor estimativa destes parâmetros.
- O programa computacional SETTLE 3D, baseado no método das diferenças finitas, é um bom indicador de resultados preliminares, porém deve-se observar que o recalque é calculado com a hipótese de estado 1D de deformação. É um programa de fácil manuseio com muitos recursos de visualização de resultados.
- Os resultados com o uso do modelo Mohr Coulomb constatarem o fato de que este tradicional modelo é excelente para situações de ruptura, mas menos adequados para cálculos envolvendo respostas tensão x deformação.
- A combinação de modelos constitutivos (MC + MC) e (MC + SS) apresentarem resultados próximos nas análises numéricas executadas com os programas PLAXIS 2D e PLAXIS 3D.

- A combinação do modelo HSM, para solos arenosos, e modelo SS, solos coesivos, a que produziu valores de recalque mais próximos dos observados no teste hidráulico, indiretamente indicando que a razão principal do comportamento foi a substituição do modelo MC pelo modelo HSM.
- Os recalques diferenciais medidos no teste hidráulico e previstos nas diversas simulações atendem às recomendações da norma técnica N-0270 da Petrobras.

### 5.5 Sugestões de pesquisa futura

- Modelar numericamente a estrutura do tanque metálico TQ24, pelo método dos elementos finitos, com o objetivo de analisar a influência do fluido armazenado e o comportamento estrutural do tanque neste problema típico de interação solo – estrutura.
- Quantificar e separar os efeitos elásticos e plásticos dos modelos, tentando aferir melhor os parâmetros, isoladamente, para as camadas de areia e argila, utilizando o trecho de descarregamento.
- Comparar os resultados da fundação contemplando a viga circular de bordo e a presença de uma base com solo melhorado no trecho de argila. Procurar variar a largura da viga e verificar seu efeito nos valores dos recalques.
- Estaquear apenas o bordo do tanque, com estacas sob a viga circular, e verificar seu efeito.
- Inserir umas poucas estacas no trecho central do Tanque e verificar a redução dos recalques.

Vale lembrar que os métodos empíricos (Sullivan e Nowicki, 1974); DeBeer, 1969 e Milik et al., 1977) para previsão do comportamento de tanques foram desenvolvidos considerando a inexistência do fluido.

## Referências Bibliográficas

AFONSO, André Filipe Gonçalves. **Correlações entre resultados de ensaios in situ de penetração dinâmica DP com o ensaio standard penetration test**. 2016. Tese de Doutorado. Instituto Politecnico de Braganca (Portugal).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7821: **Tanques soldados para armazenamento de petróleo e derivados** - Rio de Janeiro, 1983.

BARROS, Stenio Monteiro de. Tanques de armazenamento. **Rio de Janeiro: Petrobras**, 1998.

BELL, Roy A.; IWAKIRI, Jun. Settlement comparison used in tank-failure study. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 106, n. 2, p. 153-169, 1980.

BJERRUM, Laurits. Problems of soil mechanics and construction on soft clays, State of the art report, Session 4. **Proc. of 8th ICSMFE, Moscow**, v. 3, p. 109-159, 1973.

BOLTON SEED, H. et al. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. **Journal of geotechnical engineering**, v. 111, n. 12, p. 1425-1445, 1985.

BOWLES, Joseph E. **Foundation analysis and design**. 1988.

CASTRO, Guy de. Penetrómetros. Penetrómetro estático tipo holandês (CPT). Penetrómetros dinâmicos (SPT) e (PDL) ou (DPL). **Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa**, 1988.

CAVALCANTE, Erinaldo Hilário. Investigação teórico-experimental sobre o SPT. **Rio de Janeiro**, 2002.

CHAMECKI, Samuel. Novo conceito de recalque diferencial admissível. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**. 1958. p. 3-6.

CLARKE, James S. Survey of oil storage tank failures. **Ann. Inst. Belge Pet. (Belgium)**, v. 3, n. 6, 1969.

CLAYTON, Christopher RI. **The standard penetration test (SPT): methods and use**. Construction Industry Research and Information Association, 1995.

COUTINHO, Roberto Quental. Investigação geotécnica de campo e avanços para a prática. In: **Proc. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG**. 2008. p. 201-230.

COUTINHO, R. Q.; BELLO, MIMCV. Geotechnical characterization of Suape soft clays, Brazil. **Soils and Rocks**, v. 37, n. 3, p. 257-276, 2014.

COUTINHO, Roberto Quental; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J. Estudo quantitativo da qualidade de amostras de argilas moles brasileiras-Recife e Rio de Janeiro. **XI COBRAMSEG**, v. 2, p. 927-936, 1998.

DAS, Braja M.; SIVAKUGAN, Nagaratnam. **Principles of foundation engineering**. Cengage learning, 2018.

DE BEER, E. Foundation problems of petroleum tanks. **Ann. Inst. Belge Pet.:(Belgium)**, v. 3, n. 6, 1969.

DECOURT, Luciano. The standard penetration test, state-of-the-art report. **Proc. 12th ICSMFE, Rio De Janeiro**, v. 4, p. 2405-2416, 1989.

DENVER, H. Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT. In: **Penetration Testing**. Routledge, 2021. p. 35-40.

FREIRE, Filipe Carnib. **Análise das propriedades geotécnicas do solo mole do Cluster/Suape-PE**. 2016. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco.

CONDE DE FREITAS, A.; PACHECO, M.; DANZIGER, B. R. Estimating Young Module in Sands from the Normalized N60 Blow Count. **Soils and rocks**, v. 35, n. 1, p. 89-98, 2012.

GIBBS, H. J.; HOLTZ, W. G. Research on Determining the Density of Sands by Spoo n Penetration Testing, 1. IV ICSMFE. 1957.

GIULIANI, F.; NICOLL, FL Giuliani. New analytical correlations between SPT, overburden pressure and relative density. In: **Penetration Testing**. Routledge, 2021. p. 47-50.

GONZÁLEZ DORTA, Davinia. Diseño y cálculo de un tanque de almacenamiento de un fluido de alta temperatura. 2018.

GREEN, P. A.; HIGHT, D. W. The failure of two oil storage tanks caused by differential settlement. In: **Proceedings British Geotechnical Society conference on settlement of structures**. 1975.

DEVINCENZI, M.; FRANK, N. Ensayos geotécnicos in situ su ejecución e interpretación. **Girona-España: IGEOTEST**, 2004.

D'ORAZIO, Timothy B.; DUNCAN, James M.; BELL, Roy A. Distortion of steel tanks due to settlement of their walls. **Journal of geotechnical engineering**, v. 115, n. 6, p. 871-890, 1989.



JAMIOLKOWSKI, M. et al. NEW DEVELOPMENTS IN FIELD AND LABORATORY TESTING OF SOILS. PROCEEDINGS OF THE ELEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, SAN FRANCISCO, 12-16 AUGUST 1985. **Publication of: Balkema (AA)**, 1985.

JARUSHI, Fauzi; ALKAABIM, S.; COSENTINO, Paul. A new correlation between SPT and CPT for various soils. **International Journal of Geological and Environmental Engineering**, v. 9, n. 2, p. 101-107, 2015.

KORKMAZ, Kasim A.; SARI, Ali; CARHOGLU, Asuman I. Seismic risk assessment of storage tanks in Turkish industrial facilities. **Journal of Loss Prevention in the Process Industries**, v. 24, n. 4, p. 314-320, 2011.

KRAUSMANN, Elisabeth; CRUZ, Ana Maria. Impact of the 11 March 2011, Great East Japan earthquake and tsunami on the chemical industry. **Natural hazards**, v. 67, n. 2, p. 811-828, 2013.

LIAO, Samson SC; WHITMAN, Robert V. Overburden correction factors for SPT in sand. **Journal of geotechnical engineering**, v. 112, n. 3, p. 373-377, 1986.

LOPES, Francisco R.; VELLOSO, Dirceu A. **Fundações-Volume único**. Oficina de Textos, 2016.

MALIK, Z.; MORTON, J.; RUIZ, C. Ovalization of cylindrical tanks as a result of foundation settlement. **The Journal of Strain Analysis for Engineering Design**, v. 12, n. 4, p. 339-348, 1977.

MARCUSON III, William F.; BIEGANOUSKY, Wayne A. Laboratory standard penetration tests on fine sands. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 103, n. 6, p. 565-588, 1977.

MARR, W. Allen; RAMOS, Jose A.; LAMBE, T. William. Criteria for settlement of tanks. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 108, n. 8, p. 1017-1039, 1982.

MAYNE, Paul W.; KULHAWY, Fred H.; KAY, J. Neil. Observations on the development of pore-water stresses during piezocone penetration in clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 27, n. 4, p. 418-428, 1990.

MEYERHOF, G. G. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 82, n. 1, p. 866-1-866-19, 1956.

MEYERHOF, G. G. Discussion on research on determining the density of sand by spoon testing. In: **Proc. of 4th ICSMFE**. 1957. p. 110.

MILITITSKY, J.; SCHNAID, F. Uso do SPT em Fundações—Possibilidades e Limitações, Avaliação Crítica. **XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural**, v. 6, p. 125-138, 1995.

GIULIANI, F.; NICOLL, FL Giuliani. New analytical correlations between SPT, overburden pressure and relative density. In: **Penetration Testing**. Routledge, 2021. p. 47-50.

ODEBRECHT, Edgar. Medidas de energia no ensaio SPT. 2003.

OLIVEIRA, J. T. R. **Influência da Qualidade da Amostragem no Comportamento Tensão-Deformação-Tempo das Argilas Moles**. 2002. Tese de Doutorado. Doctorate Thesis, COPPE/UFRJ-DEC-UFPE.

OWENS, D. R. J.; HINTON, E. Finite Elements in Plasticity. 1980.

PASCHOALIN FILHO, João A.; CARVALHO, David de. Fundações de construções submetidas a esforços de tração em solo de alta porosidade da região de Campinas-SP. **Engenharia Agrícola**, v. 30, p. 205-211, 2010.

PETROBRAS, N. 270-Projeto de tanque de armazenamento atmosférico. **Rio de Janeiro: Petrobras Engenharia Nortec**, 2010.

PETROBRAS, N-1807-Medição de Recalque.

PETROBRAS, N-7821-Tanques Soldados para Armazenamento de Petróleo e Derivados

PINTO, C. de S. Curso Básico de Mecânica dos solos: 3ª Edição. **São Paulo: Oficina de textos**, 2006.

POLSHIN, Do Eo; TOKAR, R. A. Maximum allowable non-uniform settlement of structures. In: **Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. London: Butterworth's, 1957. p. 402-405.

POTTS, David M. et al. **Finite element analysis in geotechnical engineering: application**. London: Thomas Telford, 2001.

REPSOLD, Lucas Mendes. Modelação numérica de poços. 2021.

ROBERTSON, Peter K.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. **Canadian geotechnical journal**, v. 35, n. 3, p. 442-459, 1998.

RUVER, Cesar Alberto. Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT. 2005.

SANDRONI, S. S. General Report: Young Metamorphic Residual Soils. In: **Proc. IX Pan-American Conf. on SMFE**. 1991. p. 1771-1788.

SANDRONI, S. S. et al. Geotechnical properties of Sergipe clay. In: **Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics** CAPES-Fundacao Coordenacao do Aperfeicoamento de Pessoal de Nivel Superior; CNPq-Conselho Nacional de Desenvolvimento Cientifico e Tecnológico; FAPERJ-Fundacao de Ampora a Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro; FINEP-Financiadora de

### **Estudos e Projetos. 1997.**

SANTOS, MD dos. Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes subsolos arenosos. **Universidade Federal do Espírito Santo–Centro Tecnológico–Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**, 2017.

SATO, Armando Kenzo. Projeto de um tanque de armazenamento atmosférico com teto flutuante para estocagem de gasolina. 2015.

SCHMERTMANN, John H. The undisturbed consolidation behavior of clay. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 120, n. 1, p. 1201-1227, 1955.

SCHMERTMANN, John H.; PALACIOS, Alejandro. Energy dynamics of SPT. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 105, n. 8, p. 909-926, 1979.

SCHNAID, F. In Situ Testing in Geomechanics (Vol. 1. 329 p.) Oxon. 2009.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição**. Oficina de Textos, 2012.

SEED, H. Bolton. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 105, n. 2, p. 201-255, 1979.

SEED, H. Bolton; IDRIS, I. M.; ARANGO, Ignacio. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. **Journal of geotechnical engineering**, v. 109, n. 3, p. 458-482, 1983.

STANDARD, A. P. I. Welded tanks for oil storage. **American Petroleum Institute**, v. 1220, 2013.

SULLIVAN, R. A.; NOWICKI, J. F. Differential settlement of cylindrical oil tanks. In: **Proceedings of Conference on Settlement of Structures (Cambridge University, John Wiley and Sons, NY, 1974)**. 1974. p. 420-424.

TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, NS de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. **Fundações: teoria e prática**, v. 2, p. 227-264, 1996.

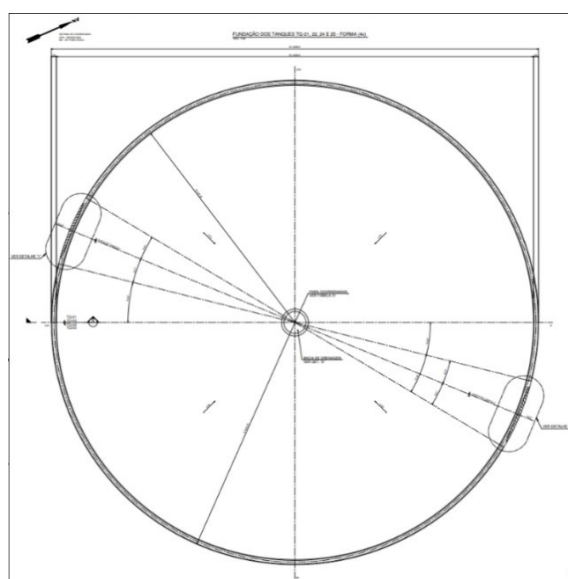
TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B.; MESRI, Gholamreza. **Soil mechanics in engineering practice**. John Wiley & Sons, 1996.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações–Fundações Profundas, v. 2. **COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil**, 2002.

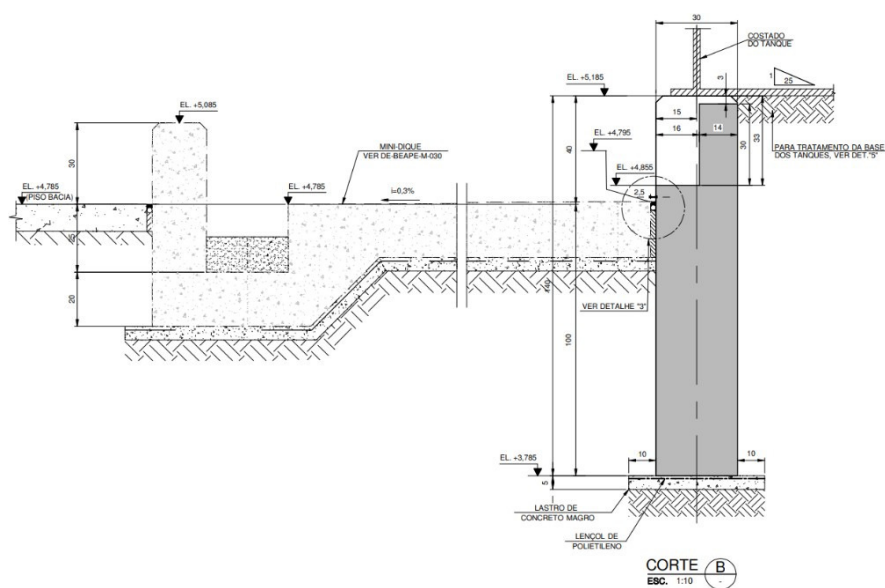
## Anexo A (Capítulo 4)

### A.1 Geometria Tanque TQ 24

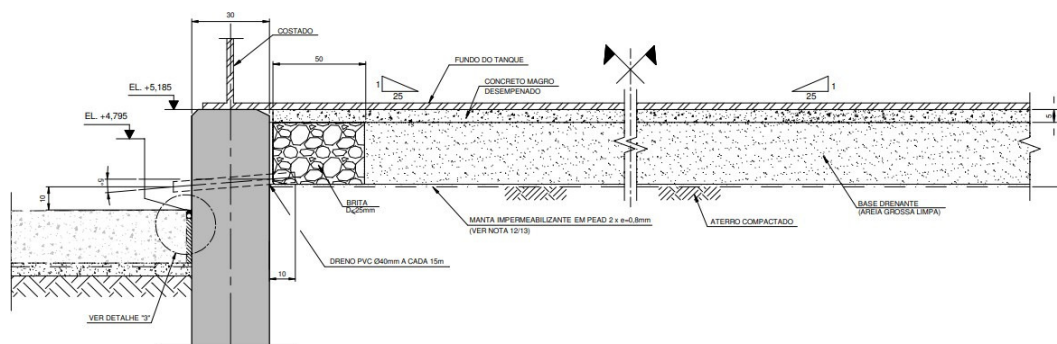
A seguir são apresentados detalhes da geometria do tanque TQ24 estudado neste trabalho.



(a)

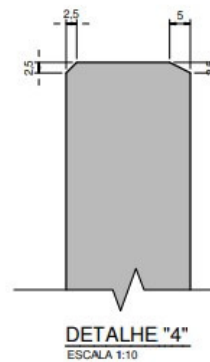
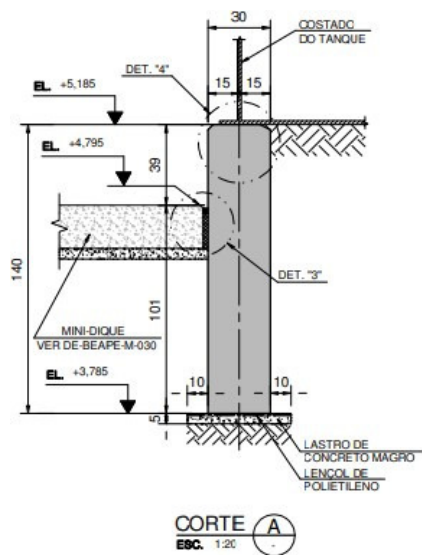


(b)



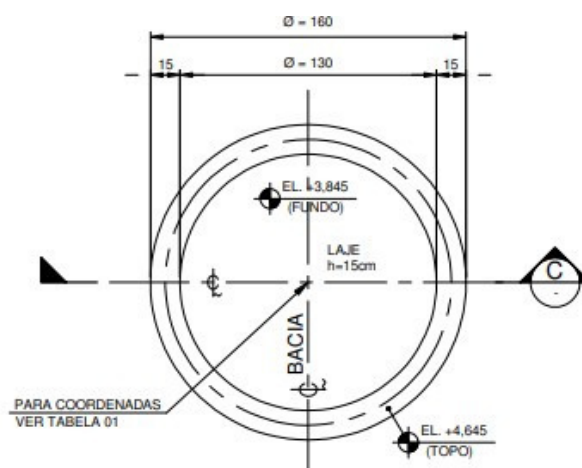
DETALHE "5"  
TRATAMENTO DA SUPERFÍCIE DA BASE DOS TANQUES  
ESC. 1:10

(c)

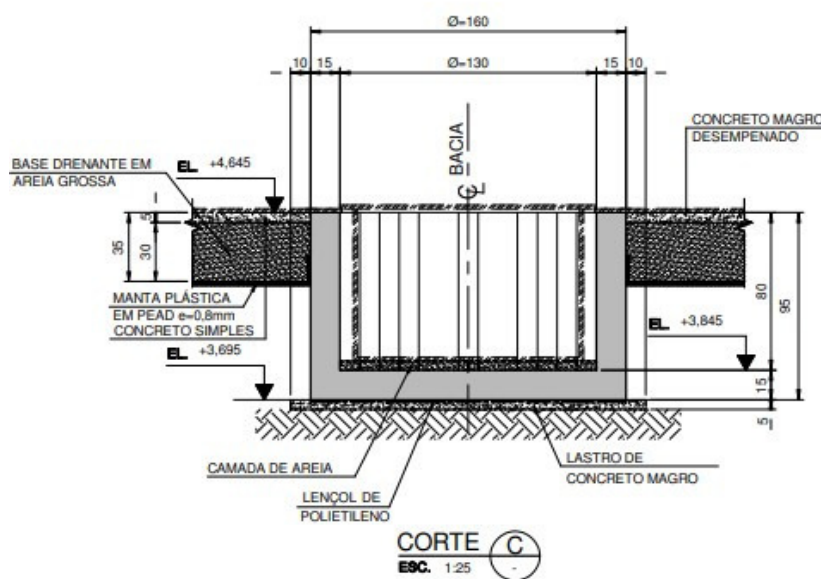


DETALHE "4"  
ESCALA 1:10

(d)



**DETALHE "2"**  
**BACIA DE DRENAGEM - FORMA**  
 ESC. 1:25



(e)

**Figura A. 1 - Detalhes de projeto do tanque TQ24**

## A.2 Dados Fornecidos – Teste Hidráulico


Os resultados provindos do teste hidráulico do tanque TQ24 está apresentado na figura a seguir.

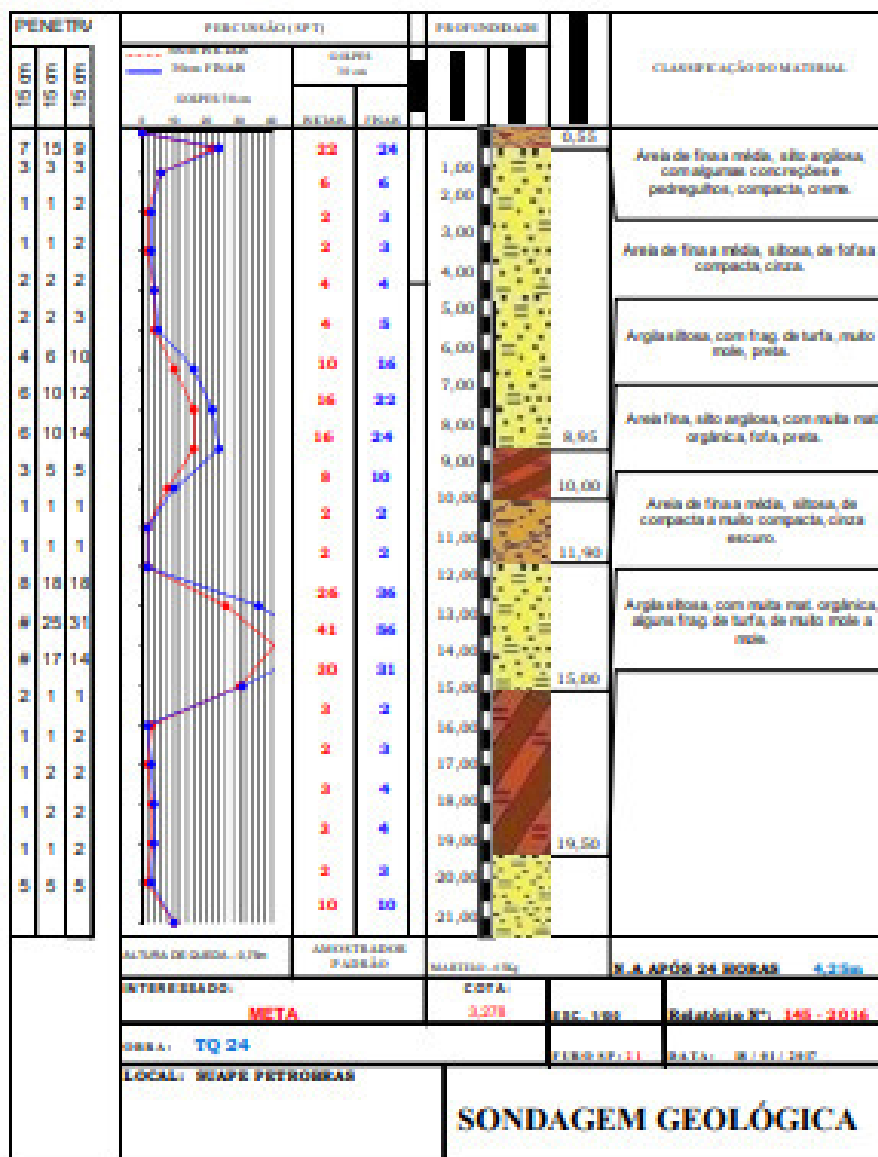
[illegible]


**Figura A. 2 - Teste Hidráulico TQ24**

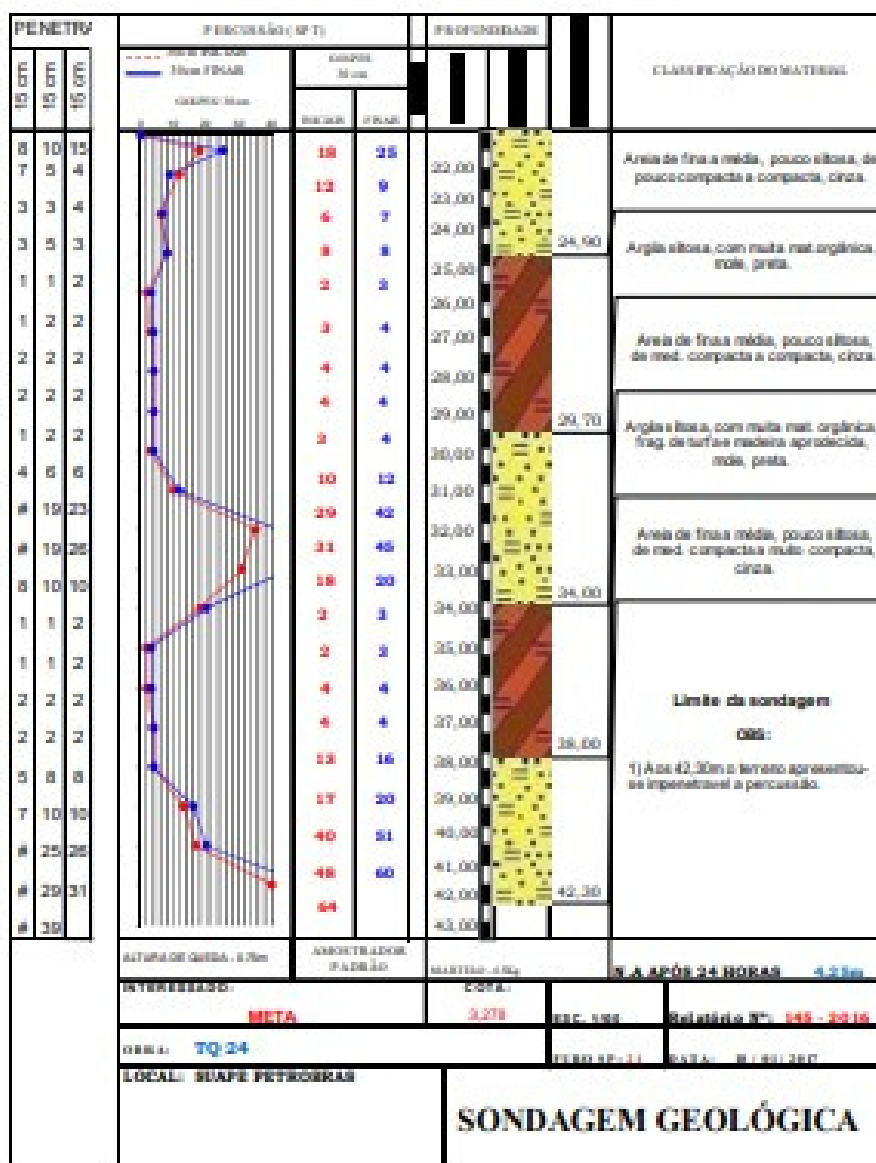


## A.3 Dados Fornecidos – Perfis de Sondagem SPT


 <b>PETROBRAS</b>		<b>RELATÓRIO TÉCNICO</b>		
INSTALAÇÃO <b>BASE DE SUAPE – BEAPE</b>	Nº <b>RL-BEAPE-B-0002</b>	REV. <b>0</b>	FOLHA: <b>55/88</b>	
TÍTULO: <b>RELATÓRIO DE SONDAÇÃO</b>				
PROJETISTA: <b>EXCENGE – EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA LTDA</b>				

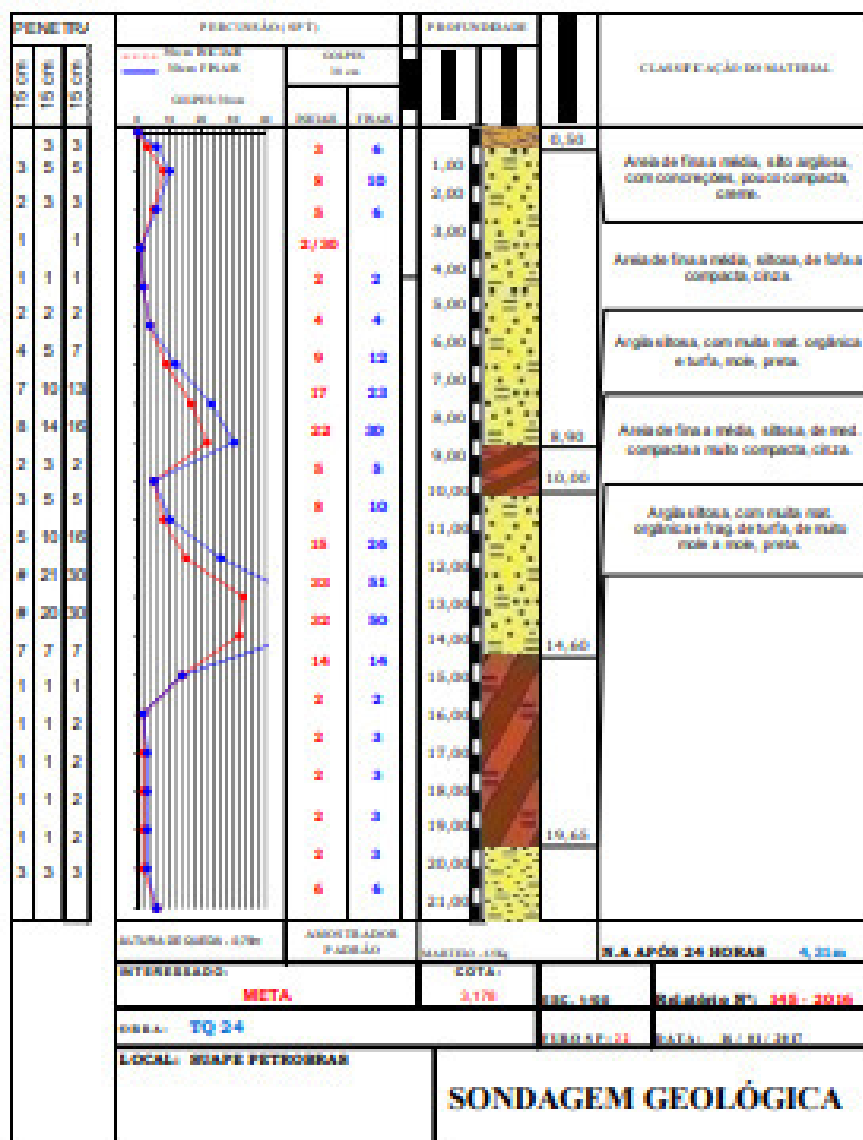



 <b>PETROBRAS</b>		<b>RELATÓRIO TÉCNICO</b>		
INSTALAÇÃO <b>BASE DE SUAPE – BEAPE</b>		Nº <b>RL-BEAPE-B-0002</b>	REV. <b>0</b>	FOLHA: <b>56/88</b>
TÍTULO: <b>RELATÓRIO DE SONDAGEM</b>				
PROJETISTA: <b>EXCENGE – EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA LTDA</b>				

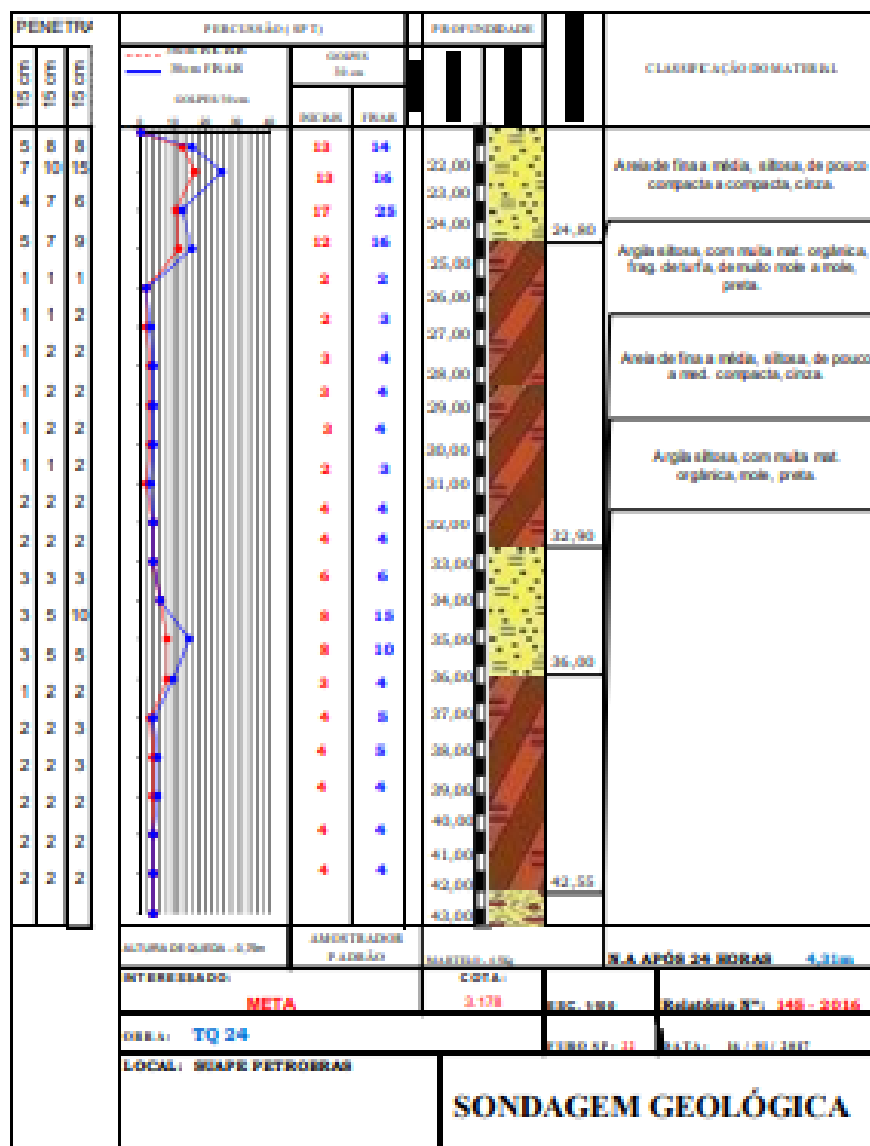



(a) SP 21

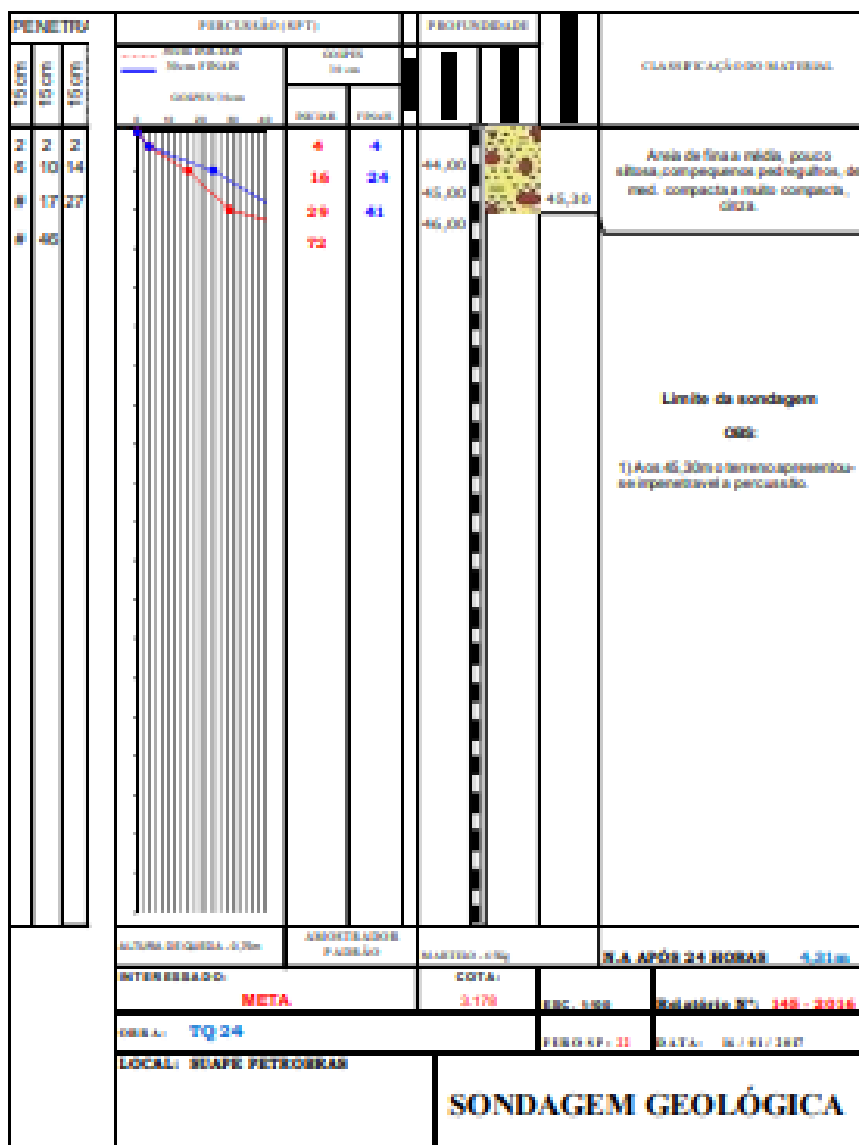
 <b>PETROBRAS</b>		<b>RELATÓRIO TÉCNICO</b>		
<b>INSTALAÇÃO</b> BASE DE SUAPE – BEAPE		<b>Nº</b> RL-BEAPE-B-0002	<b>REV.</b> 0	<b>FOLHA:</b> 58/88
<b>TÍTULO:</b> <b>RELATÓRIO DE SONDAGEM</b>				
<b>PROJETISTA:</b> EXCENGE – EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA LTDA				




 <b>PETROBRAS</b>		<b>RELATÓRIO TÉCNICO</b>	
INSTALAÇÃO <b>BASE DE SUAPE – BEAPE</b>	Nº <b>RL-BEAPE-B-0002</b>	REV. <b>0</b>	FOLHA: <b>59/88</b>
TÍTULO: <b>RELATÓRIO DE SONDAAGEM</b>			
PROJETISTA: <b>EXCENGE – EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA LTDA</b>			

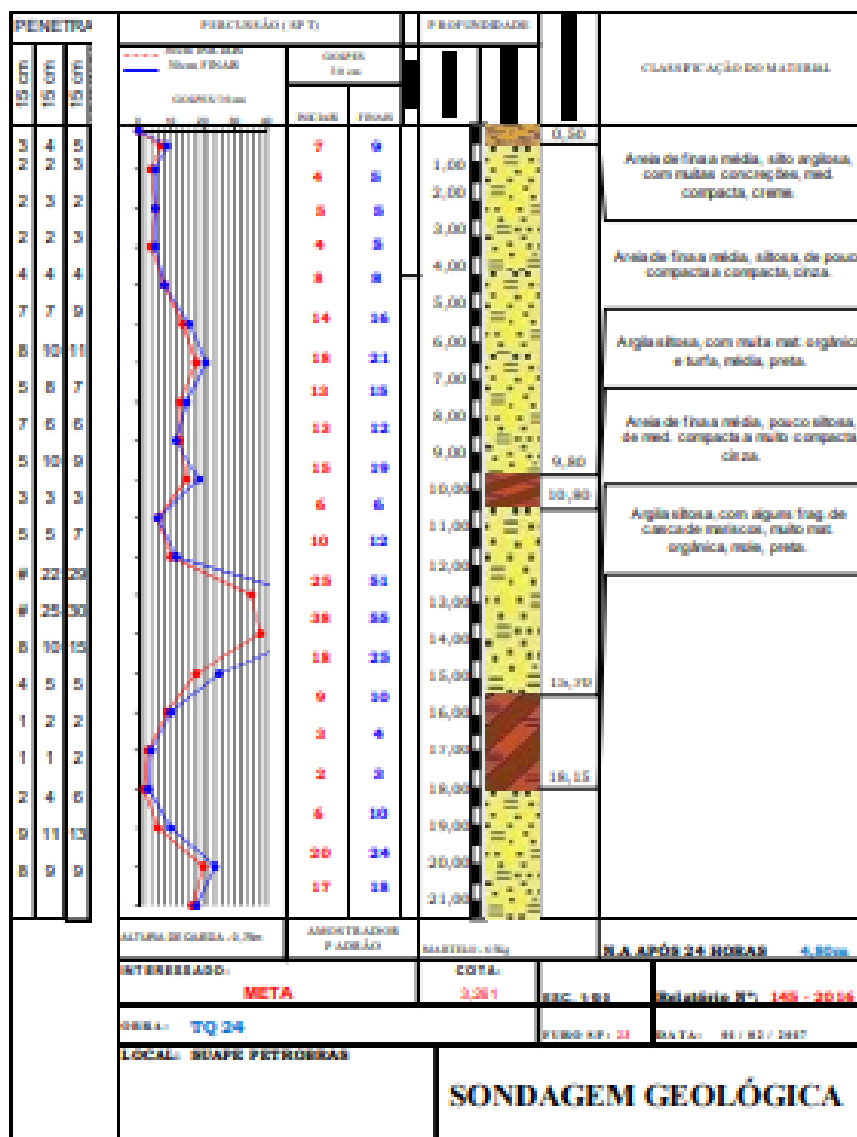



 <b>PETROBRAS</b>		RELATÓRIO TÉCNICO		
INSTALAÇÃO <b>BASE DE SUAPE – BEAPE</b>		Nº <b>RL-BEAPE-B-0002</b>	REV. <b>0</b>	FOLHA: <b>60/88</b>
TÍTULO: <b>RELATÓRIO DE SONDAGEM</b>				
PROJETISTA: <b>EXCENGE – EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA LTDA</b>				

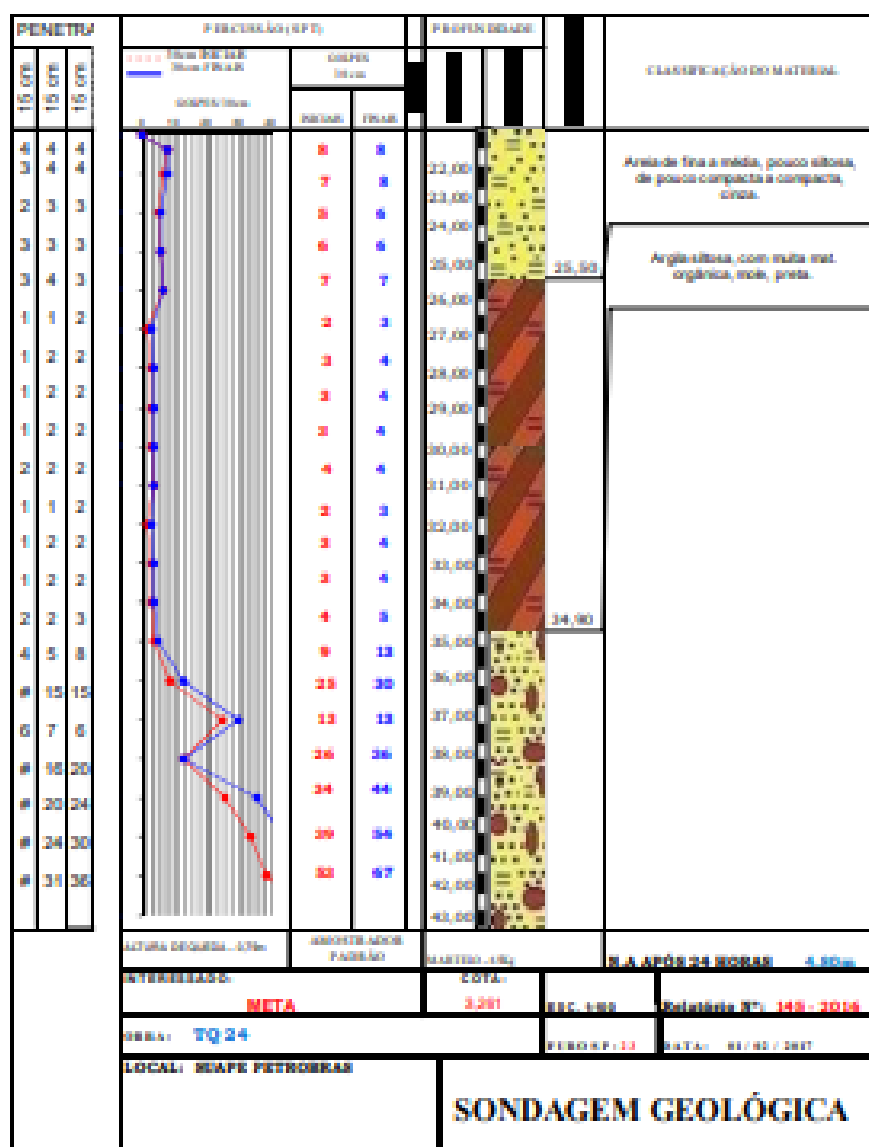


(b) SP 22


 <b>PETROBRAS</b>		<b>RELATÓRIO TÉCNICO</b>		
INSTALAÇÃO <b>BASE DE SUIAPE – BEAPE</b>	Nº <b>RL-BEAPE-B-0002</b>	REV. <b>0</b>	FOLHA: <b>62/88</b>	
TÍTULO: <b>RELATÓRIO DE SONDAGEM</b>				
PROJETISTA: <b>EXCENGE – EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA LTDA</b>				

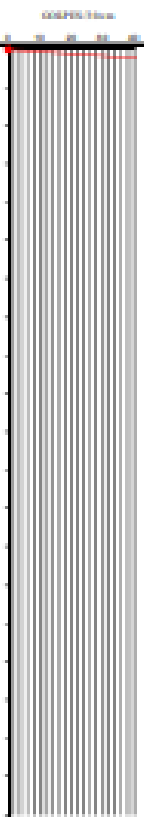


 <b>PETROBRAS</b>		<b>RELATÓRIO TÉCNICO</b>		
<b>INSTALAÇÃO</b> BASE DE SIAPE – BEAPE	<b>Nº</b> RL-BEAPE-B-0002	<b>REV.</b> 0	<b>FOLHA:</b> 63/88	
<b>TÍTULO:</b> <b>RELATÓRIO DE SONDAAGEM</b>				
<b>PROJETISTA:</b> EXCENGE – EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA LTDA				



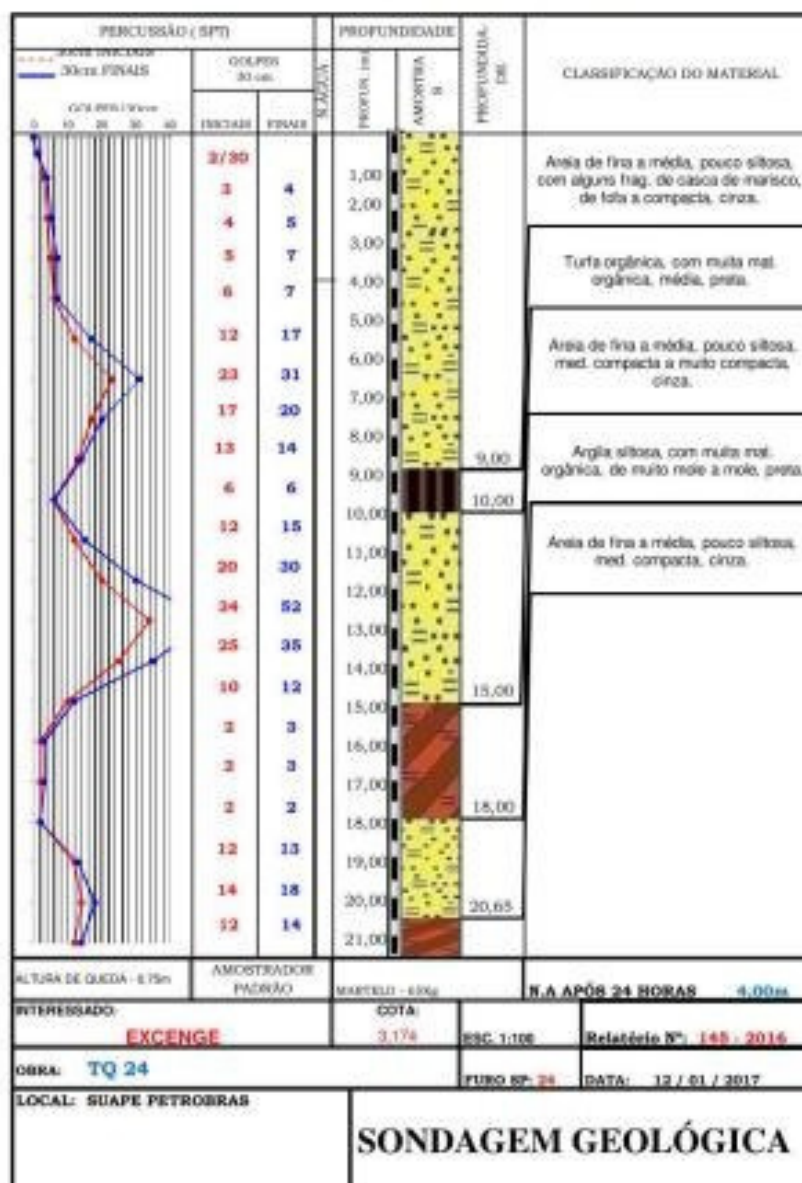


 <b>PETROBRAS</b>		<b>RELATÓRIO TÉCNICO</b>		
<b>INSTALAÇÃO</b> <b>BASE DE SUAPE – BEAPE</b>	<b>Nº</b> <b>RL-BEAPE-B-0002</b>	<b>REV.</b> <b>0</b>	<b>FOLHA:</b> <b>64/88</b>	
<b>TÍTULO:</b> <b>RELATÓRIO DE SONDAGEM</b>				
<b>PROJETISTA:</b> <b>EXCENGE – EXCELENCIA EM ENGENHARIA LTDA</b>				

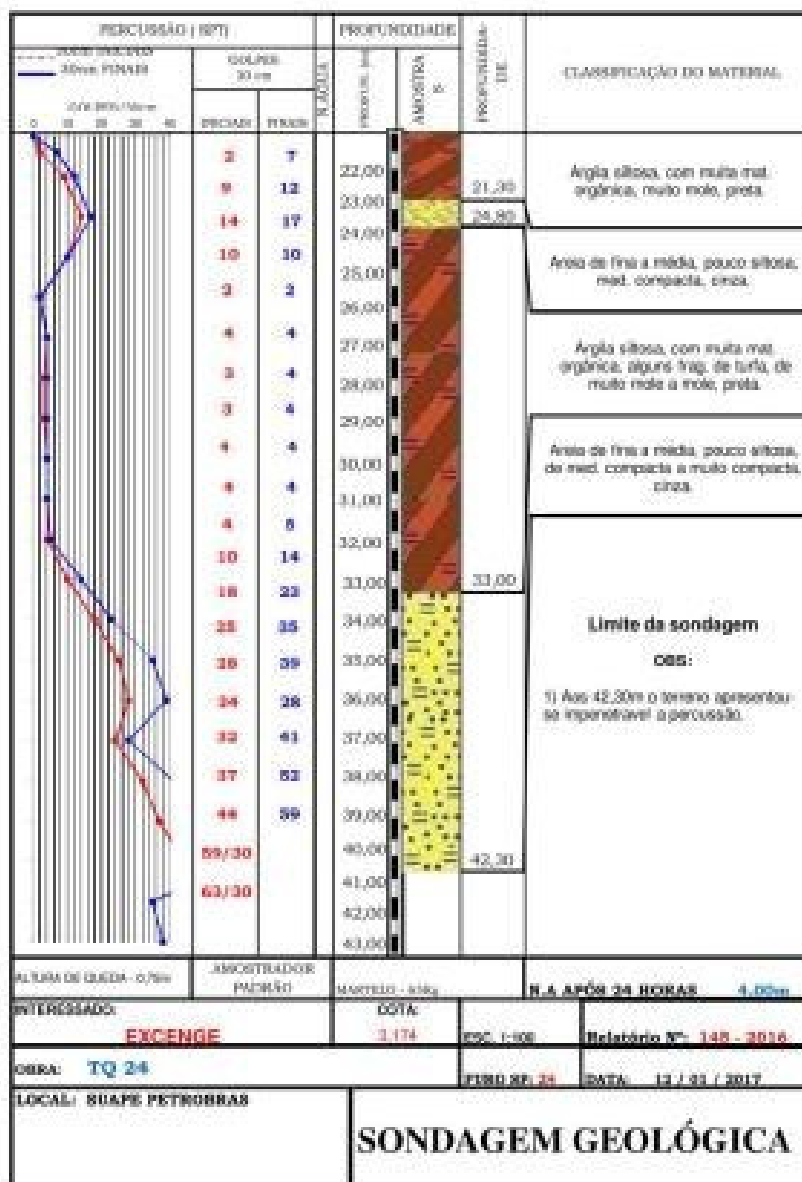
PENETRA			PENETRAÇÃO (SPT)				PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
15 cm	15 cm	15 cm	SPT		Profundidade (m)		Classificação		
#	40		RESISTÊNCIA	VALOR	PROFUNDIDADE	VALOR			
								Areia de fina a média, pouco silteosa, com alguns pequenos pedregulhos, de med. compacta a muito compacta, dura.  <b>Limite da sondagem</b> <b>09m</b>  1) Aos 43,30m o terreno apresentou-se impenetrável a percussão.	
ALTURA DE QUEDA - 0,70m			AMOSTRADOR PASSADO		MATERIAL - 0,02g		N.A APÓS 24 HORAS - 4,00m		
<b>INTERVALOS:</b> <b>META</b>					<b>COTA:</b> <b>3,581</b>		<b>PROFUNDIDADE:</b> <b>148 - 00,16</b>		
<b>PROJETO:</b> <b>TQ 24</b>					<b>FUND. Nº:</b> <b>13</b>		<b>DATA:</b> <b>01/01/2017</b>		
<b>LOCAL:</b> <b>SUAPE PETROBRAS</b>					<b>SONDAGEM GEOLÓGICA</b>				

(c) SP 23

<b>BR PETROBRAS</b>		<b>RELATÓRIO TÉCNICO</b>	
INSTALAÇÃO <b>BASE DE SUAPE – BEAPE</b>	Nº <b>RL-BEAPE-B-0002</b>	REV. <b>0</b>	FOLHA: <b>66/88</b>
TÍTULO: <b>RELATÓRIO DE SONDAAGEM</b>			
PROJETISTA: <b>EXCENGE – EXCELÊNCIA EM ENGENHARIA LTDA</b>			



<b>BR PETROBRAS</b>		<b>RELATÓRIO TÉCNICO</b>	
INSTALAÇÃO <b>BASE DE SUAPE – BEAPE</b>	Nº <b>RL-BEAPE-B-0002</b>	REV. <b>0</b>	FOLHA: <b>67/88</b>
TÍTULO: <b>RELATÓRIO DE SONDAGEM</b>			
PROJETISTA: <b>EXCENGE – EXCELENCIA EM ENGENHARIA, LTDA</b>			



(d) SP24

Figura A. 3 - Perfis de Sondagem do tanque estudado

A.4 Provas de Carga: Teste Hidráulico

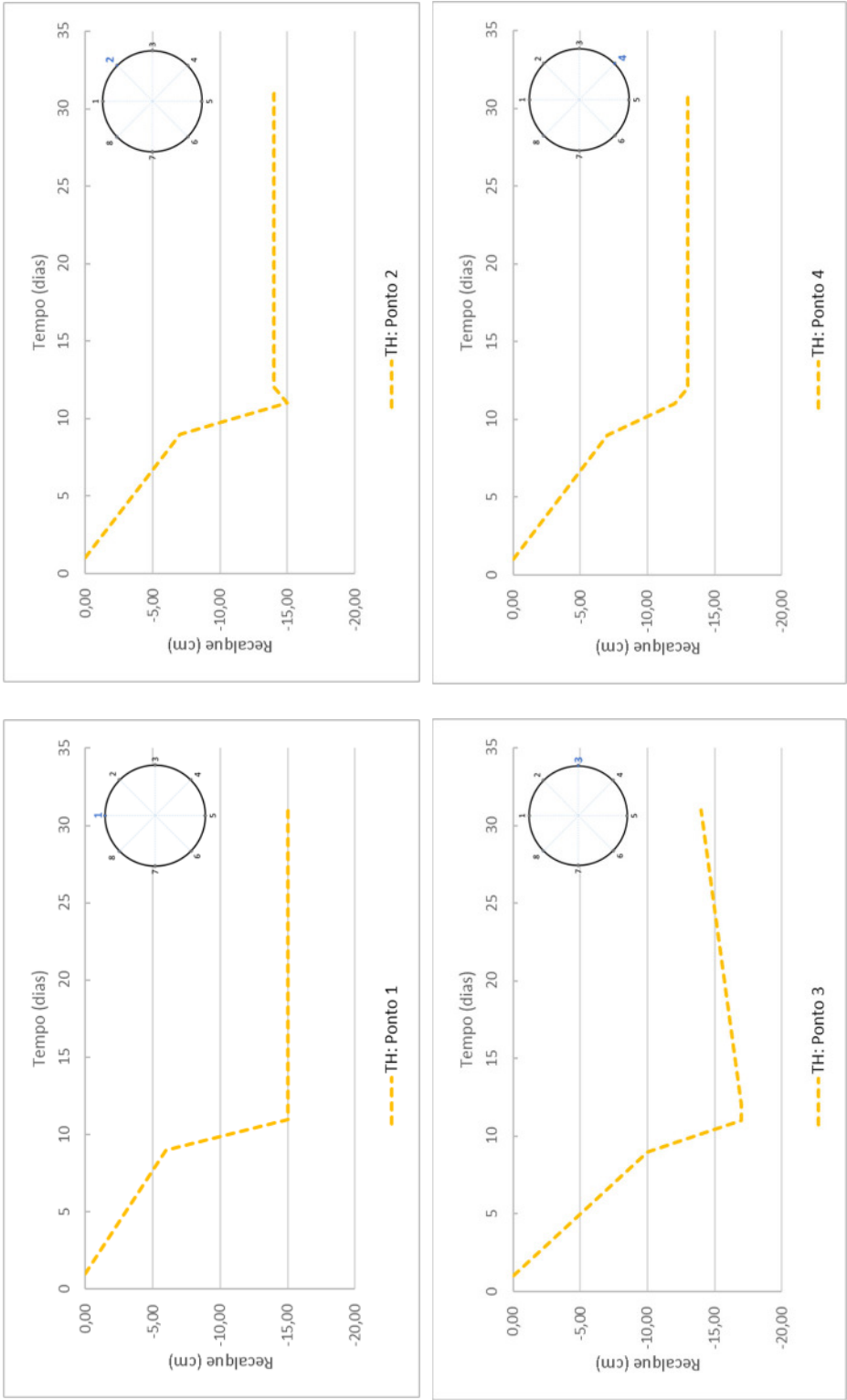


Figura A.4 - Gráficos de Tempo versus Recalque do teste hidráulico

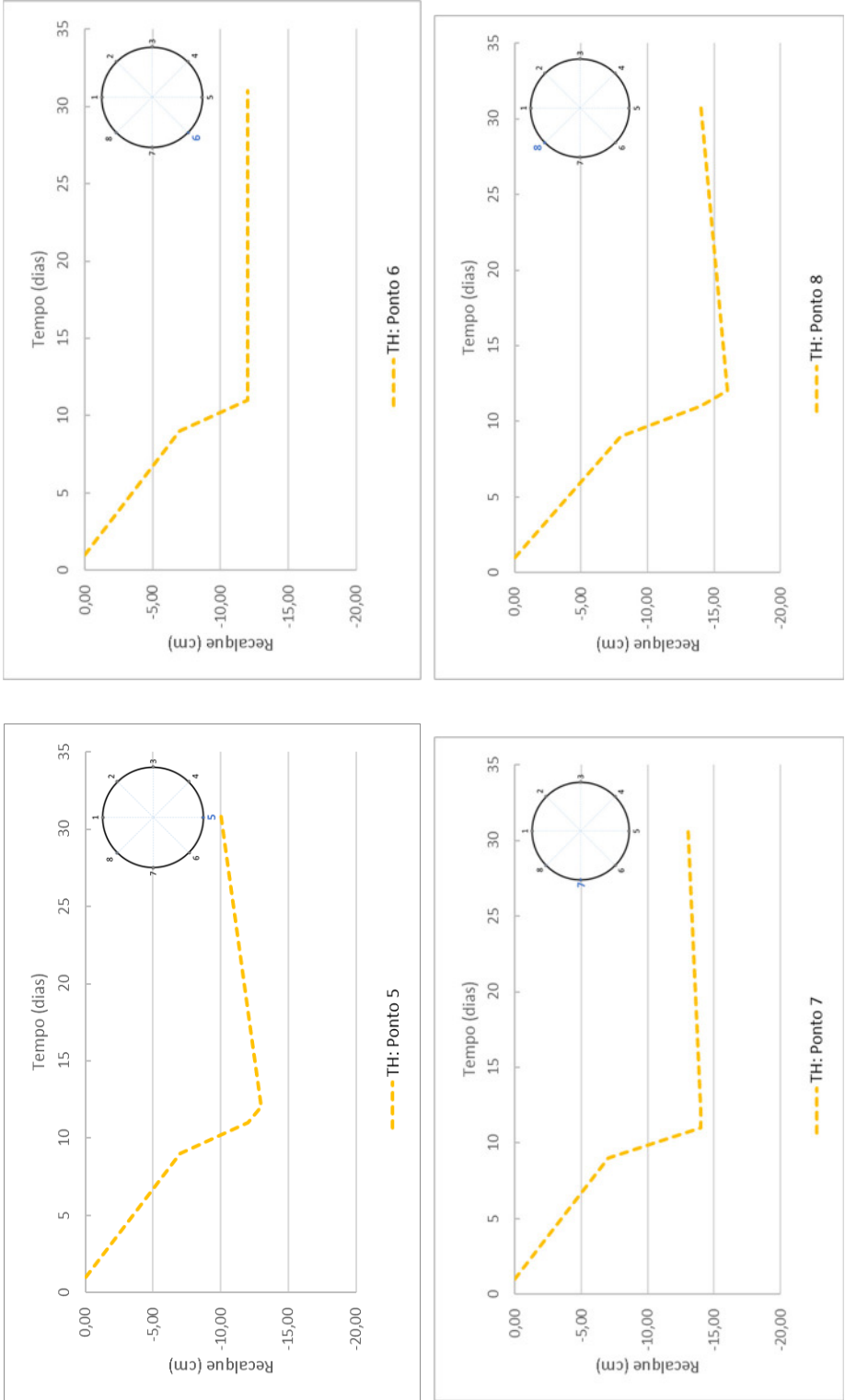


Figura A. 4 (continuação) - Gráficos de Tempo versus Recalque do teste hidráulico

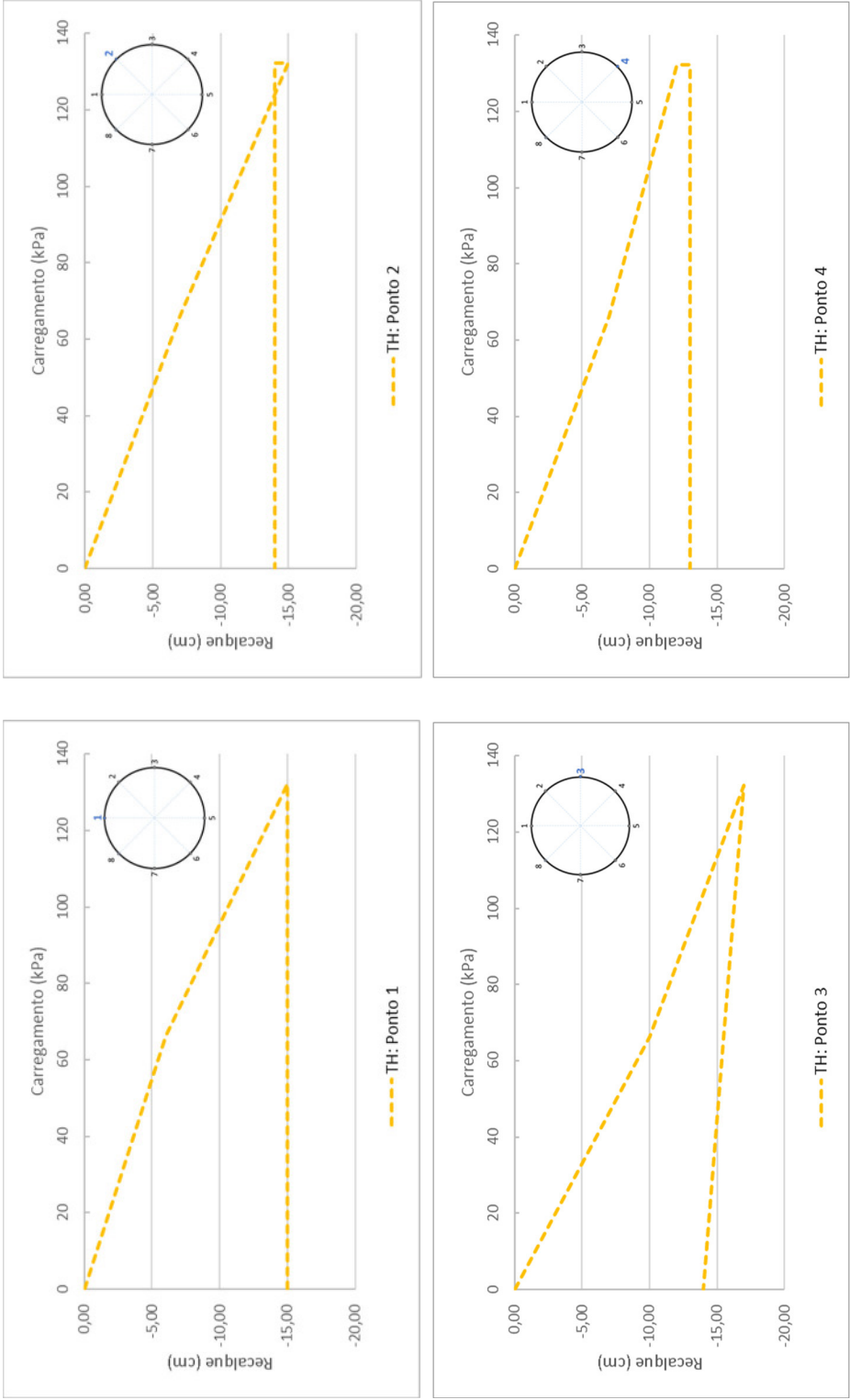


Figura A.5 - Gráficos de Carregamento versus Recalque do teste hidráulico

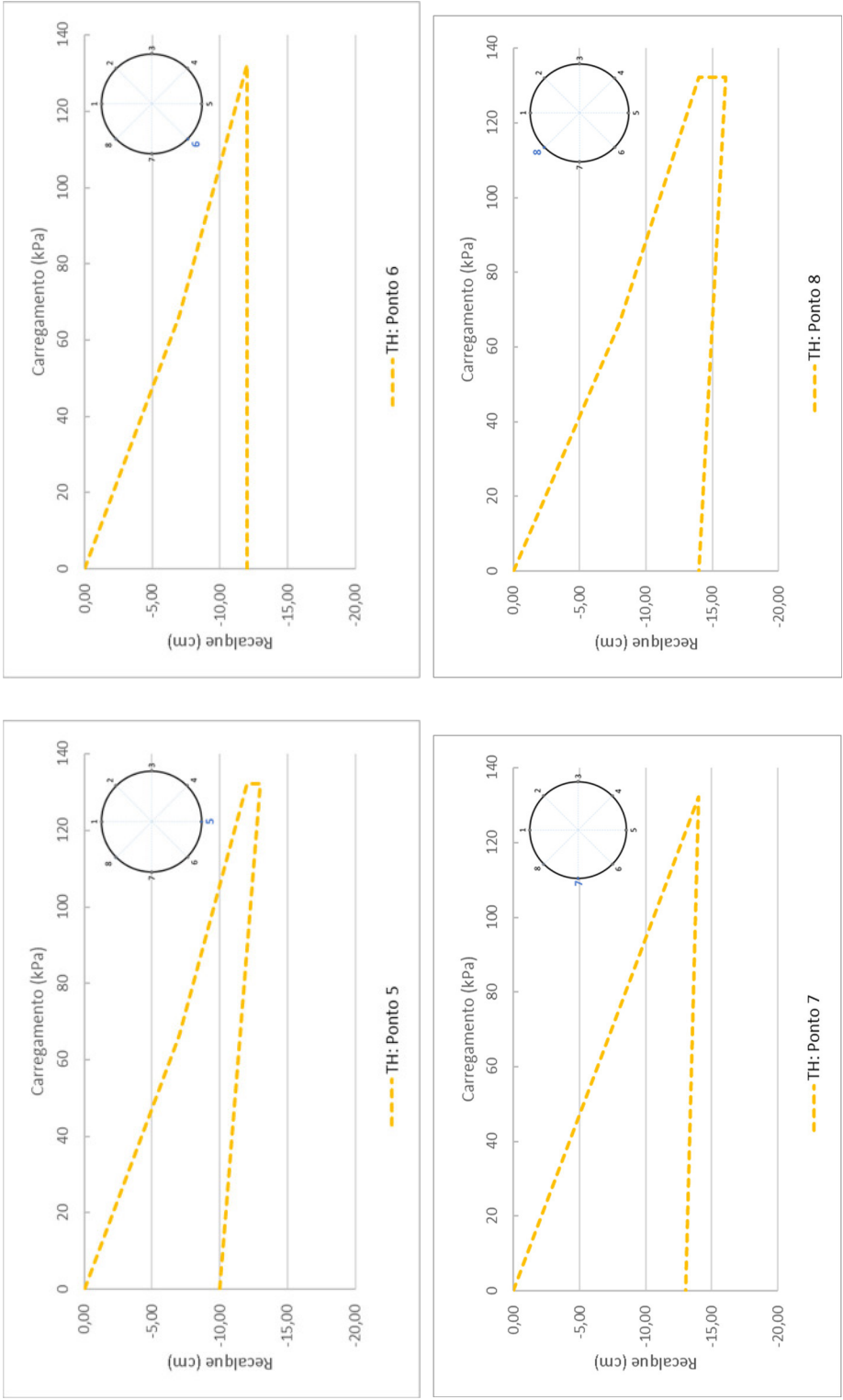


Figura A. 5 (continuação) - Gráficos de Carregamento versus Recalque do teste hidráulico



## **A.5 Parâmetros dos Materiais**

Os cálculos para a obtenção dos parâmetros para a então modelagem, da estratigrafia da fundação estudada neste trabalho são apresentados nas tabelas a seguir.

**Tabela A. 1 - NSPT corrigido**

Prof. (m)		Camada	NSPT médio	C <sub>n</sub>	C <sub>e</sub>	C <sub>b</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>s</sub>	NSPT corrigido
0	1	Areia siltosa 01	10	2,00	1,00	1,00	0,75	1,00	15,30
1	2	Areia siltosa 02	5	2,00	1,00	1,00	0,75	1,00	7,65
2	3	Areia siltosa 02	5	2,00	1,00	1,00	0,75	1,00	7,65
3	4	Areia siltosa 02	5	2,00	1,00	1,00	0,80	1,00	8,16
4	5	Areia siltosa 02	5	2,00	1,00	1,00	0,85	1,00	8,54
5	6	Areia siltosa 03	18	2,00	1,00	1,00	0,85	1,00	28,05
6	7	Areia siltosa 03	18	1,00	1,00	1,00	0,95	1,00	29,03
7	8	Areia siltosa 03	18	1,00	1,00	1,00	0,95	1,00	27,15
8	9	Areia siltosa 03	18	1,00	1,00	1,00	0,95	1,00	25,60
9	10	Areia siltosa 03	18	1,00	1,00	1,00	0,95	1,00	24,29
10	11	Argila siltosa mole 01	5	1,15	1,2	1	1,00	1,00	6,91
11	12	Areia siltosa 04	24	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	31,69
12	13	Areia siltosa 04	24	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	30,40
13	14	Areia siltosa 04	24	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	29,26
14	15	Areia siltosa 04	24	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	28,24
15	16	Areia siltosa 04	24	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	27,32
16	17	Argila siltosa mole 02	3	0,93	1,20	1,00	1,00	1,00	3,35
17	18	Argila siltosa mole 02	3	0,92	1,20	1,00	1,00	1,00	3,30
18	19	Argila siltosa mole 02	3	0,90	1,20	1,00	1,00	1,00	3,24
19	20	Argila siltosa mole 02	3	0,89	1,20	1,00	1,00	1,00	3,19
20	21	Areia siltosa 05	12	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	12,41
21	22	Areia siltosa 05	12	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	12,10

Prof. (m)	Camada	NSPT médio	C <sub>n</sub>	C <sub>e</sub>	C <sub>b</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>s</sub>	NSPT corrigido
22	23	Areia siltosa 05	12	1,00	1,00	1,00	1,00	11,80
23	24	Areia siltosa 05	12	1,00	1,00	1,00	1,00	11,53
24	25	Areia siltosa 05	12	1,00	1,00	1,00	1,00	11,27
25	26	Areia siltosa 05	12	1,00	1,00	1,00	1,00	11,03
26	27	Argila siltosa mole 03	4	0,76	1,20	1,00	1,00	3,63
27	28	Argila siltosa mole 03	4	0,75	1,20	1,00	1,00	3,59
28	29	Argila siltosa mole 03	4	0,74	1,20	1,00	1,00	3,55
29	30	Argila siltosa mole 03	4	0,73	1,20	1,00	1,00	3,51
30	31	Argila siltosa mole 03	4	0,72	1,20	1,00	1,00	3,48
31	32	Argila siltosa mole 03	4	0,72	1,20	1,00	1,00	3,44
32	33	Argila siltosa mole 03	4	0,71	1,20	1,00	1,00	3,40
33	34	Argila siltosa mole 03	4	0,70	1,20	1,00	1,00	3,37
34	35	Areia siltosa 06	16	1,00	1,00	1,00	1,00	13,25
35	36	Areia siltosa 06	16	1,00	1,00	1,00	1,00	13,03
36	37	Areia siltosa 06	16	1,00	1,00	1,00	1,00	12,82
37	38	Argila siltosa mole 04	4	0,66	1,20	1,00	1,00	3,18
38	39	Argila siltosa mole 04	4	0,66	1,20	1,00	1,00	3,15
39	40	Argila siltosa mole 04	4	0,65	1,20	1,00	1,00	3,12
40	41	Areia siltosa 07	35	0,64	1,20	1,00	1,00	26,90
41	42	Areia siltosa 07	35	0,63	1,20	1,00	1,00	26,52
42	43	Areia siltosa 07	35	0,62	1,20	1,00	1,00	26,15
43	44	Areia siltosa 07	35	0,61	1,20	1,00	1,00	25,79

Tabela A. 2 - Parâmetros geotécnicos da estratigrafia estudada

Prof. (m)	Camada	NSPT corrigido	Y <sub>sat</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	σ <sub>v</sub> [kPa]	σ' <sub>v</sub> [kPa]	Dr	φ °	ψ °	Ko	E [kPa]
0	1	15,30	17	17,00	7,00	0,6243	39	0	0,37	35594,85
1	2	7,65	17	34,00	14,00	0,3763	36	0	0,41	25169,36
2	3	7,65	17	51,00	21,00	0,3360	36	0	0,42	25169,36
3	4	8,16	17	68,00	28,00	0,3173	35	0	0,42	25994,80
4	5	8,54	17	85,00	35,00	0,3013	35	0	0,43	26588,22
5	6	28,05	17	102,00	42,00	0,5121	38	0	0,39	48199,79
6	7	29,03	17	119,00	49,00	0,4923	38	0	0,39	49029,88
7	8	27,15	17	136,00	56,00	0,4526	37	0	0,40	47420,14
8	9	25,60	17	153,00	63,00	0,4197	37	0	0,40	46044,18
9	10	24,29	17	170,00	70,00	0,3919	36	0	0,41	44847,20
10	11	6,91	14	184,00	74,00	0,2043	-	0	-	8193,68
11	12	31,69	17	201,00	81,00	0,4216	37	0	0,40	51226,67
12	13	30,40	17	218,00	88,00	0,3989	36	0	0,41	50176,08
13	14	29,26	17	235,00	95,00	0,3788	36,00	0,00	0,41	49225,09
14	15	28,24	17	252,00	102,00	0,3609	36,00	0,00	0,41	48357,89
15	16	27,32	17	269,00	109,00	0,3448	36,00	0,00	0,42	47562,07
16	17	3,35	14	283,00	113,00	0,1189	-	0,00	-	4032,55
17	18	3,30	14	297,00	117,00	0,1161	-	0,00	-	3937,19
18	19	3,24	14	311,00	121,00	0,1134	-	0,00	-	3847,17
19	20	3,19	14	325,00	125,00	0,1109	-	0,00	-	3762,05
20	21	12,41	17	342,00	132,00	0,2134	34,00	0,00	0,44	32059,66
21	22	12,10	17	359,00	139,00	0,2058	34,00	0,00	0,45	31648,18

Prof. (m)		Camada	NSPT corrigido	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_v$ [kPa]	$\sigma'_v$ [kPa]	Dr	$\phi$ °	$\psi$ °	Ko	E [kPa]
22	23	Areia siltosa 05	11,80	17	376,00	146,00	0,1988	34,00	0,00	0,45	31261,82
23	24	Areia siltosa 05	11,53	17	393,00	153,00	0,1923	33,00	0,00	0,45	30897,94
24	25	Areia siltosa 05	11,27	17	410,00	160,00	0,1862	33,00	0,00	0,45	30554,30
25	26	Areia siltosa 05	11,03	17	427,00	167,00	0,1806	33,00	0,00	0,45	30228,97
26	27	Argila siltosa mole 03	3,63	14	441,00	171,00	0,1025	-	0,00	-	4132,57
27	28	Argila siltosa mole 03	3,59	14	455,00	175,00	0,1008	-	0,00	-	4067,35
28	29	Argila siltosa mole 03	3,55	14	469,00	179,00	0,0992	-	0,00	-	4004,60
29	30	Argila siltosa mole 03	3,51	14	483,00	183,00	0,0976	-	0,00	-	3944,17
30	31	Argila siltosa mole 03	3,48	14	497,00	187,00	0,0961	-	0,00	-	3885,93
31	32	Argila siltosa mole 03	3,44	14	511,00	191,00	0,0946	-	0,00	-	3829,76
32	33	Argila siltosa mole 03	3,40	14	525,00	195,00	0,0932	-	0,00	-	3775,53
33	34	Argila siltosa mole 03	3,37	14	539,00	199,00	0,0918	-	0,00	-	3723,15
34	35	Areia siltosa 06	13,25	17	556,00	206,00	0,1791	33,00	0,00	0,45	33121,12
35	36	Areia siltosa 06	13,03	17	573,00	213,00	0,1748	33,00	0,00	0,45	32845,58
36	37	Areia siltosa 06	12,82	17	590,00	220,00	0,1707	33,00	0,00	0,45	32581,13
37	38	Argila siltosa mole 04	3,18	14	604,00	224,00	0,0842	-	0,00	-	2813,14
38	39	Argila siltosa mole 04	3,15	14	618,00	228,00	0,0831	-	0,00	-	2779,09
39	40	Argila siltosa mole 04	3,12	14	632,00	232,00	0,0821	-	0,00	-	2746,04
40	41	Areia siltosa 07	26,90	17	649,00	239,00	0,2375	34,00	0,00	0,44	47200,47
41	42	Areia siltosa 07	26,52	17	666,00	246,00	0,2325	34,00	0,00	0,44	46861,05
42	43	Areia siltosa 07	26,15	17	683,00	253,00	0,2277	34,00	0,00	0,44	46533,50
43	44	Areia siltosa 07	25,79	17	700,00	260,00	0,2231	34,00	0,00	0,44	46217,08

## A.6 Recalques Através do Cálculo Analítico

**Tabela A. 3**– Recalque, através do cálculo analítico, para a Etapa de 25% do Carregamento

Prof. (m)		Camada	I	Δq		Recalque
				[kPa]		
0	1	Areia siltosa 01	0,80	28,00	0,00058	
1	2	Areia siltosa 02	0,75	26,25	0,00077	
2	3	Areia siltosa 02	0,71	24,85	0,00073	
3	4	Areia siltosa 02	0,70	24,50	0,00070	
4	5	Areia siltosa 02	0,69	24,15	0,00067	
5	6	Areia siltosa 03	0,67	23,45	0,00036	
6	7	Areia siltosa 03	0,63	22,05	0,00033	
7	8	Areia siltosa 03	0,61	21,35	0,00033	
8	9	Areia siltosa 03	0,59	20,65	0,00033	
9	10	Areia siltosa 03	0,57	19,95	0,00033	
10	11	Argila siltosa mole 01	0,54	18,90	0,00171	
11	12	Areia siltosa 04	0,51	17,85	0,00026	
12	13	Areia siltosa 04	0,49	17,15	0,00025	
13	14	Areia siltosa 04	0,47	16,45	0,00025	
14	15	Areia siltosa 04	0,46	16,10	0,00025	
15	16	Areia siltosa 04	0,44	15,40	0,00024	
16	17	Argila siltosa mole 02	0,42	14,70	0,00271	
17	18	Argila siltosa mole 02	0,40	14,00	0,00264	
18	19	Argila siltosa mole 02	0,38	13,30	0,00257	
19	20	Argila siltosa mole 02	0,37	12,95	0,00256	

Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$ [kPa]	Recalque	
					[m]	
20	21	Areia siltosa 05	0,35	12,25	0,00028	
21	22	Areia siltosa 05	0,34	11,90	0,00028	
22	23	Areia siltosa 05	0,32	11,20	0,00027	
23	24	Areia siltosa 05	0,30	10,50	0,00025	
24	25	Areia siltosa 05	0,29	10,15	0,00025	
25	26	Areia siltosa 05	0,28	9,80	0,00024	
26	27	Argila siltosa mole 03	0,27	9,45	0,00170	
27	28	Argila siltosa mole 03	0,26	9,10	0,00166	
28	29	Argila siltosa mole 03	0,24	8,40	0,00156	
29	30	Argila siltosa mole 03	0,23	8,05	0,00152	
30	31	Argila siltosa mole 03	0,22	7,70	0,00147	
31	32	Argila siltosa mole 03	0,21	7,35	0,00143	
32	33	Argila siltosa mole 03	0,21	7,18	0,00141	
33	34	Argila siltosa mole 03	0,20	6,83	0,00136	
34	35	Areia siltosa 06	0,18	6,30	0,000141	
35	36	Areia siltosa 06	0,18	6,13	0,000139	
36	37	Areia siltosa 06	0,17	5,95	0,000136	
37	38	Argila siltosa mole 04	0,17	5,78	0,00152	
38	39	Argila siltosa mole 04	0,16	5,60	0,00150	
39	40	Argila siltosa mole 04	0,16	5,43	0,00147	
40	41	Areia siltosa 07	0,15	5,25	0,00008	
41	42	Areia siltosa 07	0,15	5,08	0,00008	
42	43	Areia siltosa 07	0,14	4,90	0,00008	

Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$ [kPa]	Recalque
			—		[m]
43	44	Areia siltosa 07	0,14	4,90	0,00008

Tabela A. 4- Recalque, através do cálculo analítico, para a Etapa de 50% do Carregamento

Prof. (m)		Camada	I	Δq [kPa]	Recalque [m]
			–		
0	1	Areia siltosa 01	0,80	56,00	0,00117
1	2	Areia siltosa 02	0,75	52,50	0,00155
2	3	Areia siltosa 02	0,71	49,70	0,00147
3	4	Areia siltosa 02	0,70	49,00	0,00140
4	5	Areia siltosa 02	0,69	48,30	0,00135
5	6	Areia siltosa 03	0,67	46,90	0,00072
6	7	Areia siltosa 03	0,63	44,10	0,00067
7	8	Areia siltosa 03	0,61	42,70	0,00067
8	9	Areia siltosa 03	0,59	41,30	0,00067
9	10	Areia siltosa 03	0,57	39,90	0,00066
10	11	Argila siltosa mole 01	0,54	37,80	0,00343
11	12	Areia siltosa 04	0,51	35,70	0,00052
12	13	Areia siltosa 04	0,49	34,30	0,00051
13	14	Areia siltosa 04	0,47	32,90	0,00050
14	15	Areia siltosa 04	0,46	32,20	0,00049
15	16	Areia siltosa 04	0,44	30,80	0,00048
16	17	Argila siltosa mole 02	0,42	29,40	0,00542



Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$ [kPa]	Recalque	
					[m]	
17	18	Argila siltosa mole 02	0,40	28,00	0,00528	
18	19	Argila siltosa mole 02	0,38	26,60	0,00514	
19	20	Argila siltosa mole 02	0,37	25,90	0,00511	
20	21	Areia siltosa 05	0,35	24,50	0,00057	
21	22	Areia siltosa 05	0,34	23,80	0,00056	
22	23	Areia siltosa 05	0,32	22,40	0,00053	
23	24	Areia siltosa 05	0,30	21,00	0,00050	
24	25	Areia siltosa 05	0,29	20,30	0,00049	
25	26	Areia siltosa 05	0,28	19,60	0,00048	
26	27	Argila siltosa mole 03	0,27	18,90	0,00340	
27	28	Argila siltosa mole 03	0,26	18,20	0,00332	
28	29	Argila siltosa mole 03	0,24	16,80	0,00312	
29	30	Argila siltosa mole 03	0,23	16,10	0,00303	
30	31	Argila siltosa mole 03	0,22	15,40	0,00294	
31	32	Argila siltosa mole 03	0,21	14,70	0,00285	
32	33	Argila siltosa mole 03	0,21	14,35	0,00282	
33	34	Argila siltosa mole 03	0,20	13,65	0,00272	
34	35	Areia siltosa 06	0,18	12,60	0,000283	
35	36	Areia siltosa 06	0,18	12,25	0,000277	
36	37	Areia siltosa 06	0,17	11,90	0,000271	
37	38	Argila siltosa mole 04	0,17	11,55	0,00305	
38	39	Argila siltosa mole 04	0,16	11,20	0,00299	
39	40	Argila siltosa mole 04	0,16	10,85	0,00294	

Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$ [kPa]		Recalque [m]	
				-			
40	41	Areia siltosa 07	0,15	10,50		0,00017	
41	42	Areia siltosa 07	0,15	10,15		0,00016	
42	43	Areia siltosa 07	0,14	9,80		0,00016	
43	44	Areia siltosa 07	0,14	9,80		0,00016	

Tabela A. 5- Recalque, através do cálculo analítico, para a Etapa de 75% do Carregamento

Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$ [kPa]		Recalque [m]	
				-			
0	1	Areia siltosa 01	0,80	84,00		0,00175	
1	2	Areia siltosa 02	0,75	78,75		0,00232	
2	3	Areia siltosa 02	0,71	74,55		0,00220	
3	4	Areia siltosa 02	0,70	73,50		0,00210	
4	5	Areia siltosa 02	0,69	72,45		0,00202	
5	6	Areia siltosa 03	0,67	70,35		0,00108	
6	7	Areia siltosa 03	0,63	66,15		0,00100	
7	8	Areia siltosa 03	0,61	64,05		0,00100	
8	9	Areia siltosa 03	0,59	61,95		0,00100	
9	10	Areia siltosa 03	0,57	59,85		0,00099	
10	11	Argila siltosa mole 01	0,54	56,70		0,00514	
11	12	Areia siltosa 04	0,51	53,55		0,00078	
12	13	Areia siltosa 04	0,49	51,45		0,00076	
13	14	Areia siltosa 04	0,47	49,35		0,00074	

Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$ [kPa]	Recalque [m]	
14	15	Areia siltosa 04	0,46	48,30	0,00074	
15	16	Areia siltosa 04	0,44	46,20	0,00072	
16	17	Argila siltosa mole 02	0,42	44,10	0,00812	
17	18	Argila siltosa mole 02	0,40	42,00	0,00792	
18	19	Argila siltosa mole 02	0,38	39,90	0,00770	
19	20	Argila siltosa mole 02	0,37	38,85	0,00767	
20	21	Areia siltosa 05	0,35	36,75	0,00085	
21	22	Areia siltosa 05	0,34	35,70	0,00084	
22	23	Areia siltosa 05	0,32	33,60	0,00080	
23	24	Areia siltosa 05	0,30	31,50	0,00076	
24	25	Areia siltosa 05	0,29	30,45	0,00074	
25	26	Areia siltosa 05	0,28	29,40	0,00072	
26	27	Argila siltosa mole 03	0,27	28,35	0,00510	
27	28	Argila siltosa mole 03	0,26	27,30	0,00499	
28	29	Argila siltosa mole 03	0,24	25,20	0,00467	
29	30	Argila siltosa mole 03	0,23	24,15	0,00455	
30	31	Argila siltosa mole 03	0,22	23,10	0,00442	
31	32	Argila siltosa mole 03	0,21	22,05	0,00428	
32	33	Argila siltosa mole 03	0,21	21,53	0,00424	
33	34	Argila siltosa mole 03	0,20	20,48	0,00409	
34	35	Areia siltosa 06	0,18	18,90	0,000424	
35	36	Areia siltosa 06	0,18	18,38	0,000416	
36	37	Areia siltosa 06	0,17	17,85	0,000407	

Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$		Recalque	
				[kPa]		[m]	
37	38	Argila siltosa mole 04	0,17	17,33		0,00457	
38	39	Argila siltosa mole 04	0,16	16,80		0,00449	
39	40	Argila siltosa mole 04	0,16	16,28		0,00440	
40	41	Areia siltosa 07	0,15	15,75		0,00025	
41	42	Areia siltosa 07	0,15	15,23		0,00024	
42	43	Areia siltosa 07	0,14	14,70		0,00023	
43	44	Areia siltosa 07	0,14	14,70		0,00024	

**Tabela A. 6-** Recalque, através do cálculo analítico, para a Etapa de 100% do Carregamento

Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$		Recalque	
				[kPa]		[m]	
0	1	Areia siltosa 01	0,80	112,00		0,00234	
1	2	Areia siltosa 02	0,75	105,00		0,00310	
2	3	Areia siltosa 02	0,71	99,40		0,00293	
3	4	Areia siltosa 02	0,70	98,00		0,00280	
4	5	Areia siltosa 02	0,69	96,60		0,00270	
5	6	Areia siltosa 03	0,67	93,80		0,00145	
6	7	Areia siltosa 03	0,63	88,20		0,00134	
7	8	Areia siltosa 03	0,61	85,40		0,00134	
8	9	Areia siltosa 03	0,59	82,60		0,00133	
9	10	Areia siltosa 03	0,57	79,80		0,00132	
10	11	Argila siltosa mole 01	0,54	75,60		0,00685	

Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$ [kPa]	Recalque	
					[m]	
11	12	Areia siltosa 04	0,51	71,40	0,00104	
12	13	Areia siltosa 04	0,49	68,60	0,00102	
13	14	Areia siltosa 04	0,47	65,80	0,00099	
14	15	Areia siltosa 04	0,46	64,40	0,00099	
15	16	Areia siltosa 04	0,44	61,60	0,00096	
16	17	Argila siltosa mole 02	0,42	58,80	0,01083	
17	18	Argila siltosa mole 02	0,40	56,00	0,01057	
18	19	Argila siltosa mole 02	0,38	53,20	0,01027	
19	20	Argila siltosa mole 02	0,37	51,80	0,01023	
20	21	Areia siltosa 05	0,35	49,00	0,00114	
21	22	Areia siltosa 05	0,34	47,60	0,00112	
22	23	Areia siltosa 05	0,32	44,80	0,00106	
23	24	Areia siltosa 05	0,30	42,00	0,00101	
24	25	Areia siltosa 05	0,29	40,60	0,00099	
25	26	Areia siltosa 05	0,28	39,20	0,00096	
26	27	Argila siltosa mole 03	0,27	37,80	0,00679	
27	28	Argila siltosa mole 03	0,26	36,40	0,00665	
28	29	Argila siltosa mole 03	0,24	33,60	0,00623	
29	30	Argila siltosa mole 03	0,23	32,20	0,00606	
30	31	Argila siltosa mole 03	0,22	30,80	0,00589	
31	32	Argila siltosa mole 03	0,21	29,40	0,00570	
32	33	Argila siltosa mole 03	0,21	28,70	0,00565	
33	34	Argila siltosa mole 03	0,20	27,30	0,00545	

Prof. (m)		Camada	I	$\Delta q$		Recalque	
				[kPa]		[m]	
34	35	Areia siltosa 06	0,18	25,20		0,000565	
35	36	Areia siltosa 06	0,18	24,50		0,000554	
36	37	Areia siltosa 06	0,17	23,80		0,000543	
37	38	Argila siltosa mole 04	0,17	23,10		0,00610	
38	39	Argila siltosa mole 04	0,16	22,40		0,00599	
39	40	Argila siltosa mole 04	0,16	21,70		0,00587	
40	41	Areia siltosa 07	0,15	21,00		0,00033	
41	42	Areia siltosa 07	0,15	20,30		0,00032	
42	43	Areia siltosa 07	0,14	19,60		0,00031	
43	44	Areia siltosa 07	0,14	19,60		0,00032	

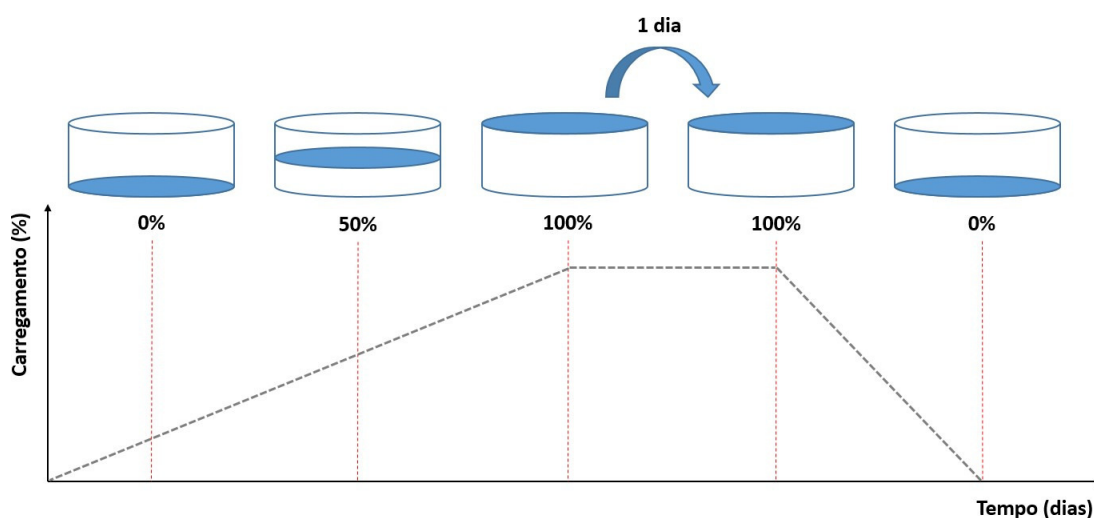
## A.7 Influência do grupo de tanques nos resultados dos recalques do teste hidráulico

Os tanques TQ21, TQ22, TQ24 e TQ25 tiveram suas provas de cargas executadas em datas próximas, como apresenta a Tabela A. 7. Entende-se, então, que é necessária a análise da influência destes testes hidráulicos sobre os recalques observados no tanque estudado (TQ24).

A Figura A. 6 apresenta o esquema de enchimento e esvaziamento dos tanques ao longo dos dias.

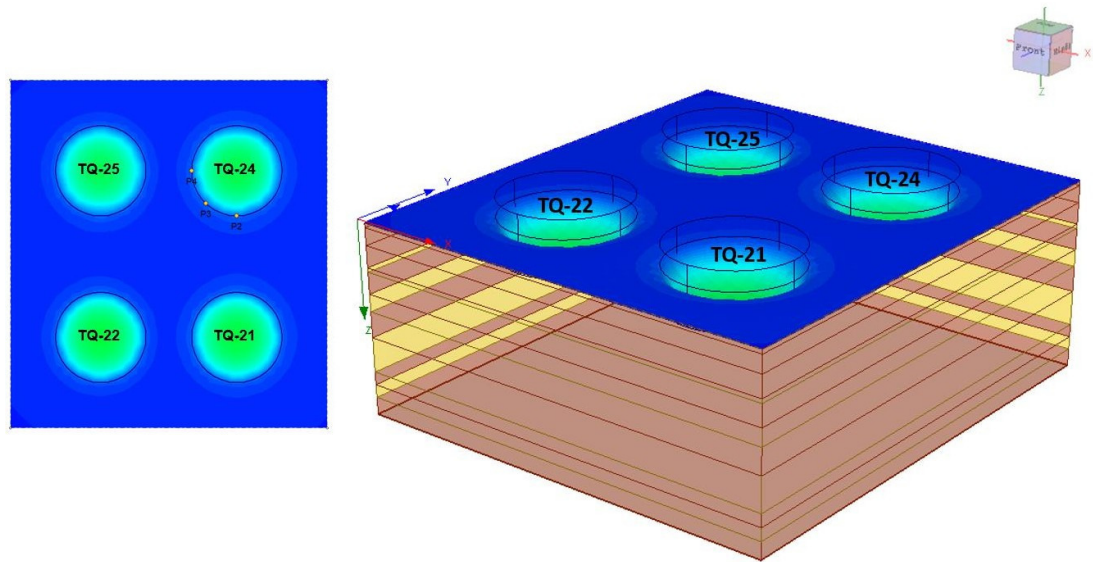
**Tabela A. 7-** Teste Hidráulico nos tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24 e TQ-25

	TQ-21	TQ-22	TQ-24	TQ-25
22/11/2019		0%		
29/11/2019	0%			
11/02/2020	50%		0%	
19/02/2020			50%	
21/02/2020	100%		100%	
22/02/2020	100%+1dia		100%+1dia	
27/02/2020	0%			
02/03/2020		50%		
13/03/2020		100%	0%	
14/03/2020		100%+1dia		0%
16/03/2020				50%
26/03/2020				100%
27/03/2020		0%		100%+1dia
30/03/2020				0%



**Figura A. 6** - Esquema de enchimentos na prova de teste hidráulico

Para um melhor entendimento da prova do teste hidráulico, quando realizado em um grupo de tanques próximos, foi feita uma modelagem mantendo a localização dos tanques, como apresenta na Figura A. 7. Foram consideradas camadas horizontais, já identificadas na Figura 4. 3, e a análise numérica foi feita no software SETTLE 3D, através do método de diferenças finitas,



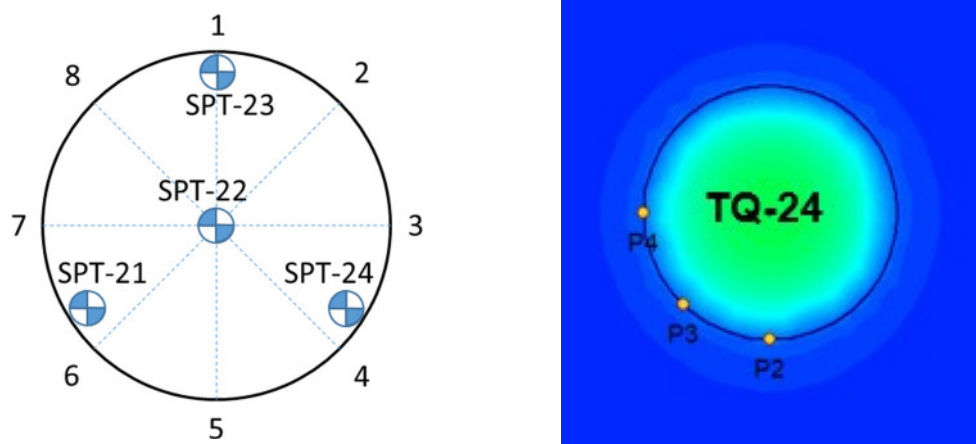
**Figura A. 7** - Localização do grupo de tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24 e TQ-25 (Fonte: SETTLE 3D)

Dois cenários de análise foram feitos para a então obtenção do valor de influência do grupo de tanques sobre o tanque TQ24. No primeiro cenário, foi considerada a construção do grupo de tanques seguindo a sequência de carregamento e descarregamento apresentada na Tabela A.7. No segundo cenário, o tanque TQ24 foi considerado isoladamente, também mantendo a sequência de carregamento e descarregamento apresentada na Tabela A.7. A influência nos recalques devido ao grupo de tanques sobre o tanque estudado será obtida, finalmente, através da diferença entre esses resultados. E serão observados nos pontos P2, P3 e P4, tido como os mais críticos.

Destaca-se que a numeração dos pontos de análise é a mesma usada em todo este documento, como identifica a Tabela A.7.

A Tabela A. 8 e Figura A. 8 apresentam os resultados das provas de carga nos quatro tanques, seguindo a sequência de carregamento e descarregamento da Tabela A.7, em valores e planta, respectivamente.

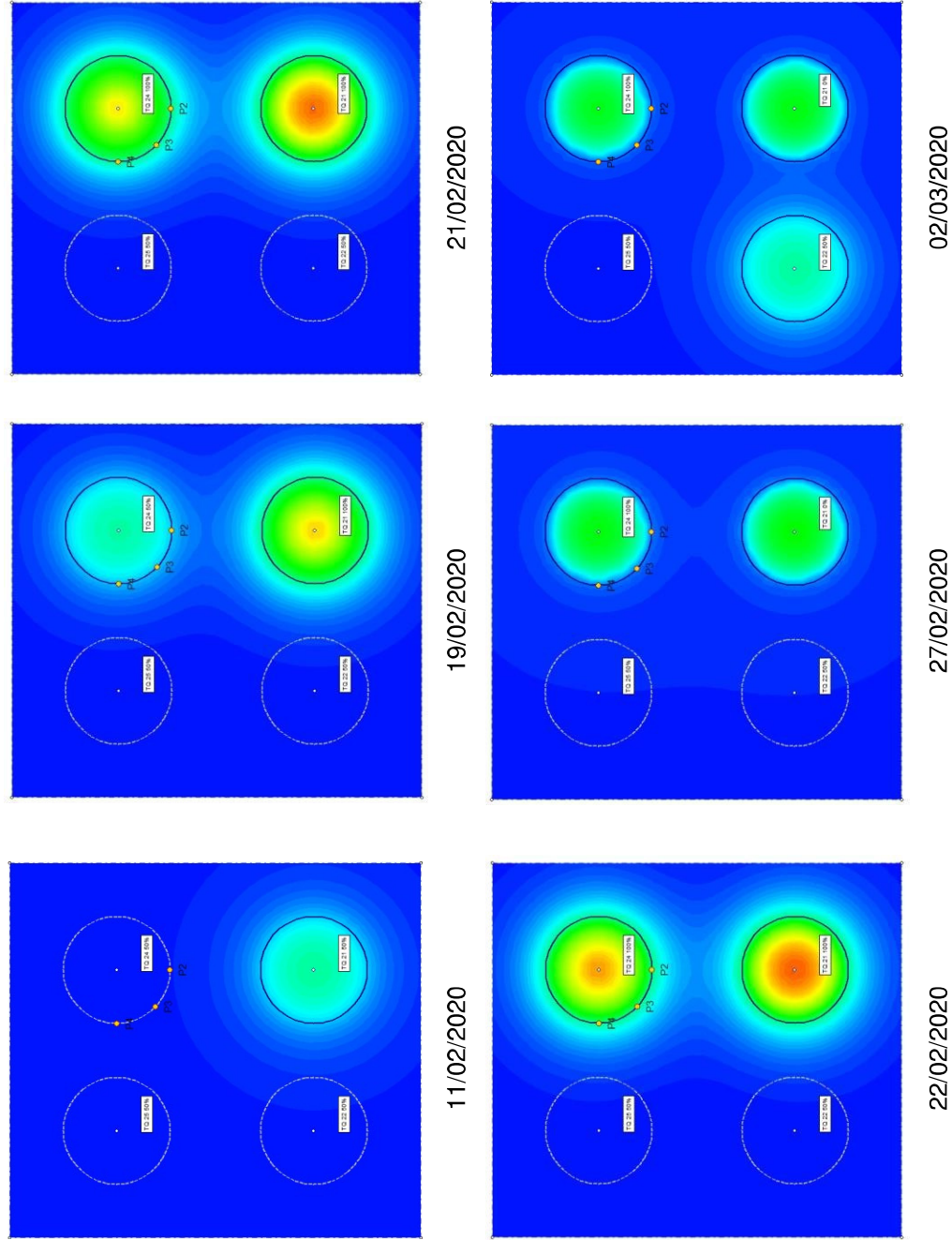




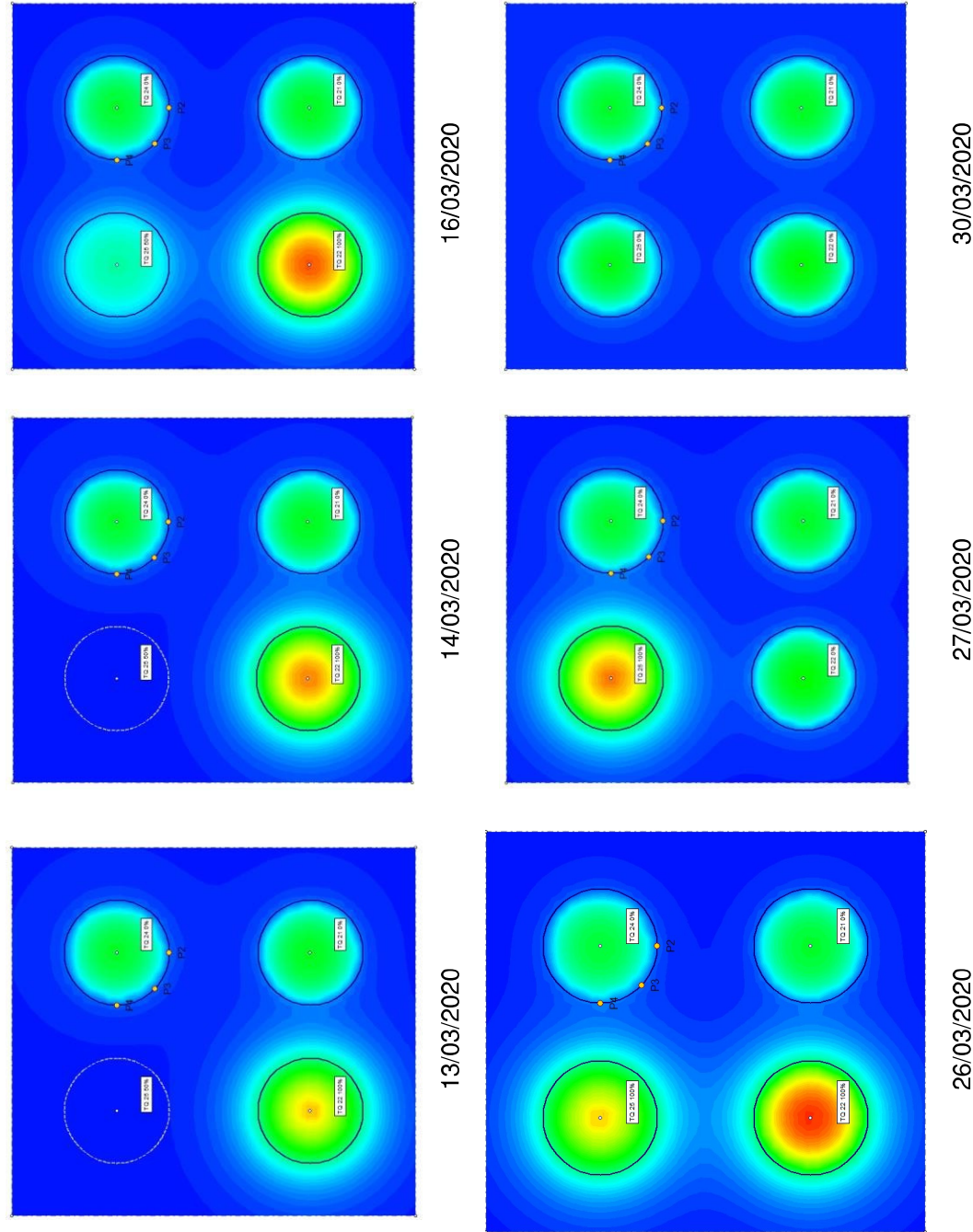
**Figura A. 8** - Localização dos pontos de análise TQ-24

**Tabela A. 8-** Recalques dos TQ 21, 22, 24 e 25

	11/02/2020	19/02/2020	21/02/2020	22/02/2020	27/02/2020	02/03/2020	13/03/2020	14/03/2020	16/03/2020	26/03/2020	27/03/2020	30/03/2020
Recalque (cm)												
<b>P2</b>	0,02	4,45	8,77	8,86	2,32	1,98	1,75	1,75	1,65	1,54	1,77	1,95
<b>P3</b>	-0,07	4,34	8,71	8,80	2,35	2,01	1,78	1,78	1,87	1,95	2,19	2,01
<b>P4</b>	-0,12	4,18	8,49	8,58	2,24	1,91	1,69	1,69	2,10	2,54	2,77	1,94

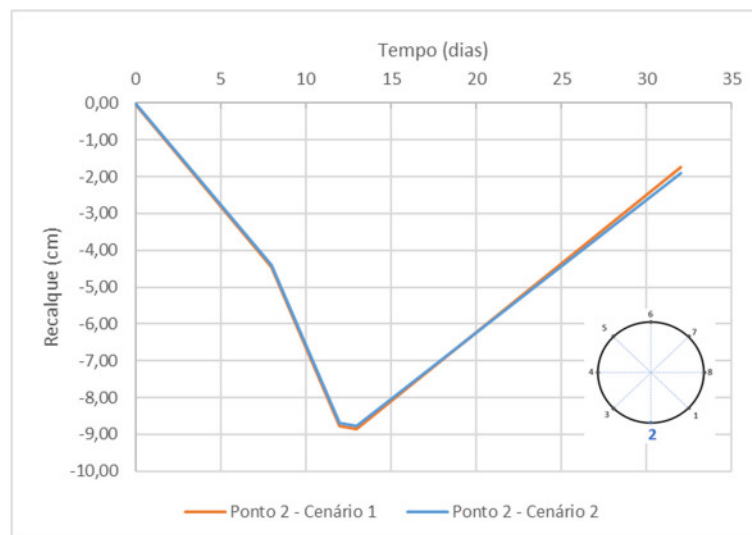


**Figura A.9 - Resultados dos recalques em grupo de tanques**

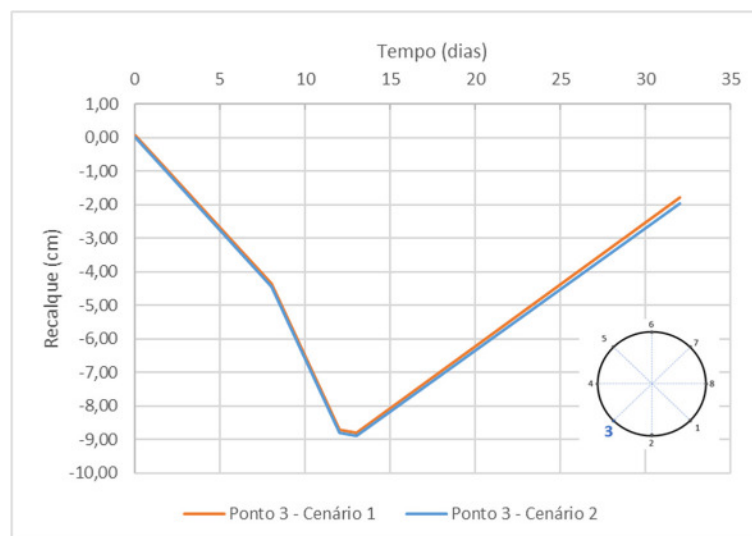


**Figura A. 9 (continuação)** - Resultados dos recalques em grupo de tanques

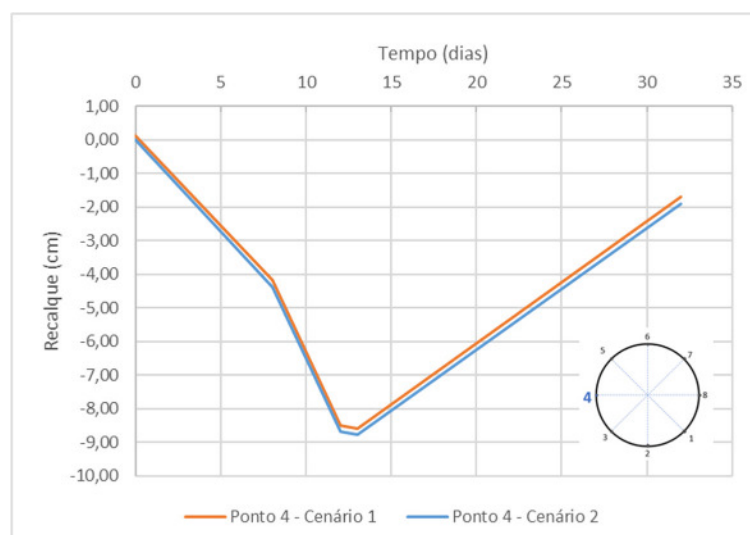
Nas Figura A. 10, Figura A. 11 e Figura A. 12 são apresentados os gráficos de tempo versus recalque, nos dois cenários estudados neste anexo, para o TQ-24, dos pontos P2, P3 e P4, respectivamente.



**Figura A. 10** – Gráfico tempo versus Recalque para cenários 1 e 2 - Ponto 2 analisado



**Figura A. 11** - Gráfico tempo versus Recalque para cenários 1 e 2 - Ponto 3 analisado



**Figura A. 12** - Gráfico tempo versus Recalque para cenários 1 e 2 - Ponto 4 analisado

Pode-se observar que a influência nos recalques para os pontos P2, P3 e P4 são 0.09 cm, 0.05 cm e 0.01 cm respectivamente e a porcentagem de este recalque comparado com o recalque máximo é 1.01%, 0.56% e 0.11% respectivamente. Conclui-se então, que o tanque TQ24 sobre baixa influência do grupo de tanques próximos a ele, podendo ser desprezada, como foi feito no Capítulo 4 deste estudo.