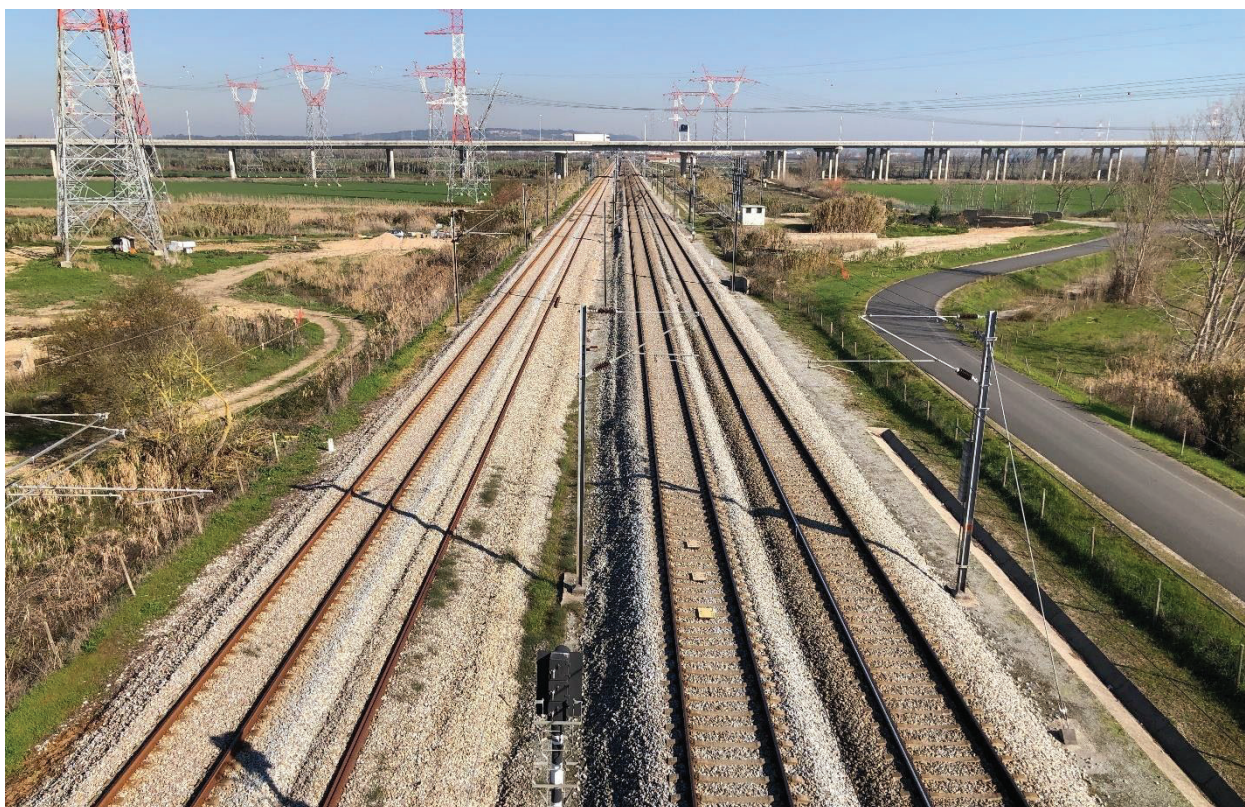


PROJETO E ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA A QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO ENTRE CASTANHEIRA DO RIBATEJO E AZAMBUJA

LINHA DO NORTE – TROÇO ENTRE O PK 34+100 E PK 47+000



PROJETO DE EXECUÇÃO VOLUME 01 - INFRAESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA-FÉRREA TOMO 1.3 – ESTRUTURAS DE PROTEÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DA PLATAFORMA

Memória Descritiva e Justificativa

Controlo de Assinaturas

Realizado	Revisto	Aprovado Coordenador Projeto
Jaime Santos / Joana Ribeiro / Arthur Podboi	Jorge Latas	Manuel Pera Fernandes
19-12-2024	19-12-2024	19-12-2024
Data e Assinatura	Data e Assinatura	Data e Assinatura

Não necessita de assinatura se aprovado eletronicamente

Informação Adicional	Informação do Documento	
O Gestor de Projeto Elisabete Moreira de Oliveira Pino	Código Documento PF0223.PE.01.03.00.00.MDJ.00.docx	
O Responsável Unidade Mário Pedrosa	Revisão 00	Data 19-12-2024
O Responsável Departamento Fernando Vendas	Código Projetista	
O Diretor Pedro Pais	Nome do Ficheiro PF0223.PE.01.03.00.00.MDJ.00.DOCX	

Registo de Alterações

Rev	Data	Autor	Secção Afetada	Alterações
00	19-12-2024	Vários	Edição inicial	-----

**PROJETO E ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA A QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO
ENTRE CASTANHEIRA DO RIBATEJO E AZAMBUJA**

LINHA DO NORTE – TROÇO ENTRE O PK 34+100 E PK 47+000

PROJETO DE EXECUÇÃO

ÍNDICE GERAL DO PROJETO

VOLUME 00 – GERAL

Tomo 0.1 – Caracterização Geral do Projeto

Tomo 0.2 – Cartografia e Topografia

Tomo 0.3 – PSS e CT

 Tomo 0.3.1 – Plano de Segurança e Saúde

 Tomo 0.3.2 – Compilação Técnica

Tomo 0.4 – PPGRCD

Tomo 0.5 – SIG

Tomo 0.6 – Interoperabilidade

 Tomo 0.6.1 – ETI Infraestrutura

 Tomo 0.6.1.01 – Relatório ETI-INF

 Tomo 0.6.1.02 – Anexos ETI-INF

 Tomo 0.6.2 – Relatório ETI Pessoas de Mobilidade Reduzida

 Tomo 0.6.2.01 – Relatório ETI-PMR

 Tomo 0.6.2.02 – Anexos ETI-PMR

 Tomo 0.6.4 – Relatório ETI Energia

 Tomo 0.6.4.01 – Relatório ETI-ENR

 Tomo 0.6.4.02 – Anexos ETI-ENR

VOLUME 01 – INFRAESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA-FÉRREA

Tomo 1.1 – Plataforma da Via

Tomo 1.2 – Drenagem

Tomo 1.3 – Estruturas de Proteção e Estabilização da Plataforma

Tomo 1.4 – Vedações

Tomo 1.5 – Elementos de Proteção Acústica

Tomo 1.6 – Restabelecimentos, Serventias e Caminhos Paralelos

 Tomo 1.6.1 – Restabelecimentos

 01 – Caminho de Acesso ao Posto de Catenária do Carregado Norte (PK 37+725)

 02 – Caminhos junto à Nova Passagem Pedonal em Vila Nova da Rainha
 (PK 39+875)

Tomo 1.7 – Geologia e Geotecnia

Tomo 1.8 – Estudo Hidrológico

Tomo 1.9 – Muros de Suporte

VOLUME 02 – INFRAESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA-FÉRREA)

Tomo 2.1 – Pontes

 Tomo 2.1.01 – Ponte ao PK 35+368 (PH112/113)

 Tomo 2.1.02 – Ponte ao PK 36+060 (PH114/115)

 Tomo 2.1.03 – Ponte da Vala do Carregado (PH116 – 36+684 – VA)

Tomo 2.1.04 – Ponte da Vala do Carregado (PH116 – 36+684 – VD)

Tomo 2.1.05 – Ponte Vila Nova da Rainha

Tomo 2.1.06 – Ponte Valverde (PH134/135)

Tomo 2.1.07 – Ponte Pedonal de Vila Nova da Rainha (PK 39+875)

Tomo 2.3 – Viadutos

Tomo 2.3.01 – Viaduto de Vila Nova da Rainha (VD)

Tomo 2.4 – Passagens Hidráulicas

Tomo 2.4.01 – PH 109 (PH da Castanheira – 34+202)

Tomo 2.4.02 – PH 110 (34+517)

Tomo 2.4.03 – PH 117 (36+804)

Tomo 2.4.04 – PH/Galeria (36+847)

Tomo 2.4.05 – PH 118 (37+222)

Tomo 2.4.06 – PH 119 (PH da Regateira – 37+880)

Tomo 2.4.07 – PH 121 (PH das Faias – 37+577)

Tomo 2.4.08 – PH 123 (PH do Rouxinol – 39+346)

Tomo 2.4.09 – PH 127 (41+524)

Tomo 2.4.10 – PH 130 (42+282)

Tomo 2.4.11 – PH 130B (42+815)

Tomo 2.4.12 – PH 130A_1 (43+125)

Tomo 2.4.13 – PH 130A_2 (43+131)

Tomo 2.4.14 – PH da conduta Metálica/Galeria (43+140)

Tomo 2.4.15 – PH 131 (44+171)

Tomo 2.4.16 – PH 132 (PH da Maia – 44+750)

Tomo 2.4.17 – PH com 1,5 m de Vão

Tomo 2.4.17.1 – PH 111, 120, 126A, 128, 129 e 133

Tomo 2.4.17.2 – PH 122 (38+915)

Tomo 2.5 – Passagens Desniveladas

Tomo 2.5.02 – Passagens Superiores Rodoviárias

Tomo 2.5.2.01 – PSR ao PK 46+224 – Estruturas de Proteção

VOLUME 03 – SUPERESTRUTURA DE VIA

VOLUME 05 – SISTEMAS DE SINALIZAÇÃO E SEGURANÇA DE EXPLORAÇÃO

VOLUME 06 – TELECOMUNICAÇÕES

Tomo 6.1 – Sistemas e Infraestruturas de Telecomunicações

Tomo 6.2 – Sistema de Comunicações Móveis (GSM-R)

Tomo 6.2.1 – Infraestruturas Base do Sistema de Comunicações Móveis (GSM-R)

VOLUME 07 – CATENÁRIA E ENERGIA DE TRAÇÃO

Tomo 7.1 – Catenária

Tomo 7.3 – Retorno de Corrente de Tração, Terras e Proteções

VOLUME 08 – EDIFICAÇÕES

Tomo 8.1 – CRI – Estação de Castanheira do Ribatejo – PK 34+102

Tomo 8.1.ARQ – Arquitetura

Tomo 8.1.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores

Tomo 8.2 – CAR – Apeadeiro do Carregado – PK 36+456

Tomo 8.2.ARQ – Arquitetura

Tomo 8.2.EST – Fundações e Estruturas

Tomo 8.2.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores

Tomo 8.2.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED

Tomo 8.2.TEL – Instalações de Telecomunicações

Tomo 8.2.AEG – Águas e Esgotos

Tomo 8.3 – PCC – Posto de Catenária Carregado Norte – PK 37+725

Tomo 8.3.ARQ – Arquitetura

Tomo 8.3.EST – Fundações e Estruturas

Tomo 8.3.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores

Tomo 8.3.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED

Tomo 8.3.TEL – Instalações de Telecomunicações

Tomo 8.3.AEG – Águas e Esgotos

Tomo 8.4 – VNR – Apeadeiro de Vila Nova da Rainha – PK 40+553

Tomo 8.4.ARQ – Arquitetura

Tomo 8.4.EST – Fundações e Estruturas

Tomo 8.4.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores

Tomo 8.4.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED

Tomo 8.4.TEL – Instalações de Telecomunicações

Tomo 8.4.AEG – Águas e Esgotos

Tomo 8.5 – EAZ – Apeadeiro de Espadanal de Azambuja – PK 43+196

Tomo 8.5.ARQ – Arquitetura

Tomo 8.5.EST – Fundações e Estruturas

Tomo 8.5.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores

Tomo 8.5.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED

Tomo 8.5.TEL – Instalações de Telecomunicações

Tomo 8.5.AEG – Águas e Esgotos

Tomo 8.6 – AZA – Estação de Azambuja – PK 46+945

Tomo 8.6.ARQ – Arquitetura

Tomo 8.6.EST – Fundações e Estruturas

Tomo 8.6.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores

Tomo 8.6.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED

Tomo 8.6.TEL – Instalações de Telecomunicações

Tomo 8.6.AEG – Águas e Esgotos

Tomo 8.7 – Demolições/Desativação de Edificações

Tomo 8.7.GER – Geral

Tomo 8.7.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED

Tomo 8.7.TEL – Instalações de Telecomunicações

VOLUME 09 – EXPROPRIAÇÕES

VOLUME 10 – AMBIENTE

Tomo 10.1 – Estudo de Impacte Ambiental

Tomo 10.1.1 – Resumo não Técnico

Tomo 10.1.2 – Relatório Síntese

Tomo 10.1.3 – Plano Geral de Monitorização Ambiental

Tomo 10.1.4 – Plano de Gestão Ambiental da Obra

Tomo 10.1.5 – Peças Desenhadas

Tomo 10.1.6 – Anexos Temáticos

Tomo 10.1.7 – Projeto de Integração Paisagística

Tomo 10.1.8 – Projeto de Proteção Sonora

Tomo 10.1.9 – Levantamento Arbóreo

VOLUME 11 – SERVIÇOS AFETADOS

Tomo 11.1 – Identificação dos Serviços Afetados

Tomo 11.2 – Reposição dos Serviços Afetados

VOLUME 12 – FASEAMENTO CONSTRUTIVO

**PROJETO E ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA A QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO
ENTRE CASTANHEIRA DO RIBATEJO E AZAMBUJA**

LINHA DO NORTE – TROÇO ENTRE O PK 34+100 E PK 47+000

PROJETO DE EXECUÇÃO

VOLUME 01 - INFRAESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA-FÉRREA

TOMO 1.3 – ESTRUTURAS DE PROTEÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DA PLATAFORMA

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
2	SIGLAS E ABREVIATURAS	2
3	ENQUADRAMENTO GERAL	4
4	OBJETO E ÂMBITO DO ESTUDO	5
5	DADOS BASE	8
5.1	Enquadramento Normativo	8
5.2	Topografia	9
5.3	Referências Quilométricas	9
6	CONDICIONAMENTOS	10
6.1	Considerações iniciais	10
6.2	Condicionamentos geológicos e geotécnicos	10
6.3	Condicionamentos de exploração	11
7	SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO DO ATERRO DA PLATAFORMA FERROVIÁRIA	12
7.1	Conceção da solução	12
7.2	Descrição da solução a adotar	12
8	MATERIAIS	14
9	FASEAMENTO EXECUTIVO	16
10	AÇÕES A CONSIDERAR NO DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES	18
10.1	Ações permanentes	18
10.2	Ações variáveis	18
10.2.1	Sobrecarga ferroviária	18
10.2.2	Ação do sismo	19

11	MODELAÇÃO NUMÉRICA	20
11.1	Considerações iniciais	20
11.2	Calibração do modelo numérico	21
11.3	Parâmetros geomecânicos adotados na modelação	23
11.4	Modelos de cálculo adotados	23
12	DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES	25
12.1	Dimensionamento da PTC	25
12.2	Dimensionamento das inclusões	25
12.3	Verificação dos assentamentos	26

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Localização do troço Castanheira do Ribatejo – Azambuja.	4
Figura 2 – Localização do troço Castanheira do Ribatejo – Azambuja na Rede Ferroviária Nacional.	4
Figura 3 – Modelo de carga LM71	18
Figura 4 – Modelo de carga SW/2.....	18
Figura 5 – Modelo de cálculo considerado na calibração do modelo numérico	21
Figura 6 – Calibração do modelo numérico – resultados do cálculo automático.....	22

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – TVM (CE da IP)	6
Quadro 2 – Fuso granulométrico do agregado britado constituinte da plataforma de transferência de cargas.	14
Quadro 3 –Caraterísticas do modelo de carga SW/2	18
Quadro 4 – PGA e magnitude referentes aos cenários de cálculo, conforme Eurocódigo 8	19
Quadro 5 – Calibração do modelo numérico – resultados do cálculo manual.....	22
Quadro 6 – Comparação dos resultados obtidos nos cálculos de calibração do modelo numérico	23
Quadro 7 – Parâmetros geomecânicos adotados na modelação	23
Quadro 8 – Resumo dos assentamentos obtidos para T=100 anos.....	26

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 – Dimensionamento da Plataforma de Transferência de Cargas

Anexo 2 – Dimensionamento das Inclusões Rígidas

Anexo 3 – Resultados do Cálculo Automático – Plaxis 2D

Anexo 4 – Acelerogramas de cálculo

1 INTRODUÇÃO

O presente documento constitui a Memória Descritiva e Justificativa apresentada pelo Consórcio TPF/PROFICO do Tomo 1.3 – Estruturas de Proteção e Estabilização da Plataforma, do Volume 01 – Infraestrutura e Plataforma de Via-Férrea do Projeto de Execução para o “Projeto e Estudo de Impacte Ambiental para quadruplicação do troço entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja, na Linha do Norte” (processo DESCO n.º 10008159).

O projeto que agora se apresenta, dá sequência ao Estudo Prévio, e foi desenvolvido nos termos do Caderno de Encargos e de acordo com as orientações da IP – Infraestruturas de Portugal, S.A., tendo por base os elementos disponibilizados para a sua elaboração.

As soluções propostas constituem uma evolução dos estudos elaborados em fase de Estudo Prévio, instruídos pela análise cuidada dos documentos postos a concurso pela IP – Infraestruturas de Portugal, SA., dos documentos fornecidos após a adjudicação do presente contrato nomeadamente, a cartografia 1:1000, da informação recolhida pelo Consórcio e das visitas ao local efetuadas pelos técnicos da TPF/PROFICO. Aos elementos referenciados, acresce os levantamentos topográficos realizados às escalas 1:200 e 1:500, bem como os perfis transversais de campo, elaborados para o desenvolvimento do Projeto de Execução, em função das necessidades identificadas na fase anterior de projeto.

2 SIGLAS E ABREVIATURAS

No presente projeto foram consideradas diversas siglas e abreviaturas, cujo significado pode ser observado seguidamente:

- AMV Aparelho de Mudança de Via;
- BLS Barra Longa Soldada;
- CDTA Cabo De Terra Aéreo;
- CDTE Cabo De Terra Enterrado;
- CE Caderno de Encargos;
- CS Cabo de Suporte;
- DPF Domínio Público Ferroviário;
- EE Esquema Elétrico;
- FC Fio de Contacto;
- HG Horizonte Geotécnico;
- IET Instrução de Exploração Técnica;
- ILR Indicador Limite de Resguardo;
- IP Infraestruturas de Portugal;
- LAV Linha de Alta Velocidade;
- LEAE Ligação Equipotencial Aéreo/Enterrado;
- LN Linha do Norte;
- LTI Ligação Transversal Integral;
- NUT Nomenclatura das Unidades Territoriais;
- OA Obra de Arte;
- PH Passagem Hidráulica;
- PI Passagem Inferior;
- PK Ponto Quilométrico;
- PNI Programa Nacional de Investimentos;
- PTT Perfil Transversal Tipo;
- PS Passagem Superior;
- RCT+TP Retorno de Corrente de Tração + Terra de Proteção;
- SLA Seccionador de Lâmina de Ar;
- SET Salas de Equipamentos de Telecomunicações;

-
- TA Transformador de Autotransformação;
 - TR Sistema com condutor de Retorno;
 - TVM Tabela de Velocidades Máximas;
 - VAE Via Ascendente Este;
 - VAO Via Adicional Banalizada;
 - VA-L Via Ascendente Lenta;
 - VA-R Via Ascendente Rápida;
 - VDE Via Descendente Este;
 - VD-L Via Descendente Lenta;
 - VD-R Via Descendente Rápida;
 - VUT Via Única Temporária;
 - ZC Zona Comum.

3 ENQUADRAMENTO GERAL

O troço que se prevê intervencionar, entre as estações de Castanheira do Ribatejo e da Azambuja, tem uma extensão de 12 900 m, entre o PK 34+100 e o PK 47+000 da Linha do Norte. O troço desenvolve-se na União das Freguesias da Castanheira do Ribatejo e Cachoeiras, no concelho de Vila Franca de Xira, e nas freguesias de Vila Nova da Rainha e Azambuja, no concelho da Azambuja. Em termos da divisão territorial, o projeto insere-se na NUT 1 – Portugal Continental, NUT 2 – Área Metropolitana de Lisboa e Alentejo, NUT 3 – Área Metropolitana de Lisboa e Lezíria do Tejo (NUT – Nomenclatura das Unidades Territoriais), Figura 1.

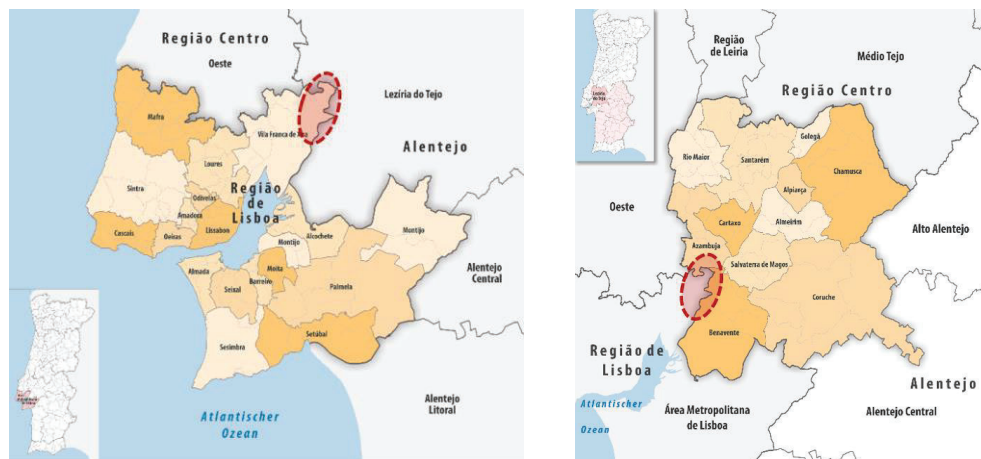


Figura 1 – Localização do troço Castanheira do Ribatejo – Azambuja.

Relativamente à Rede Ferroviária Nacional, o troço em estudo insere-se na Linha do Norte (Figura 2). O incremento do tráfego causado pela Linha de Sintra sobre a Linha do Norte (LN), o prolongamento da Linha do Sul até à Linha do Norte e pela inserção da nova Linha de Alta Velocidade (LAV) entre Porto e Carregado, será viabilizado com a finalização da quadruplicação da Linha de Cintura e com a instalação de via quádrupla (ou via tripla) no troço Alverca – Castanheira e de via quádrupla no troço Castanheira – Azambuja.

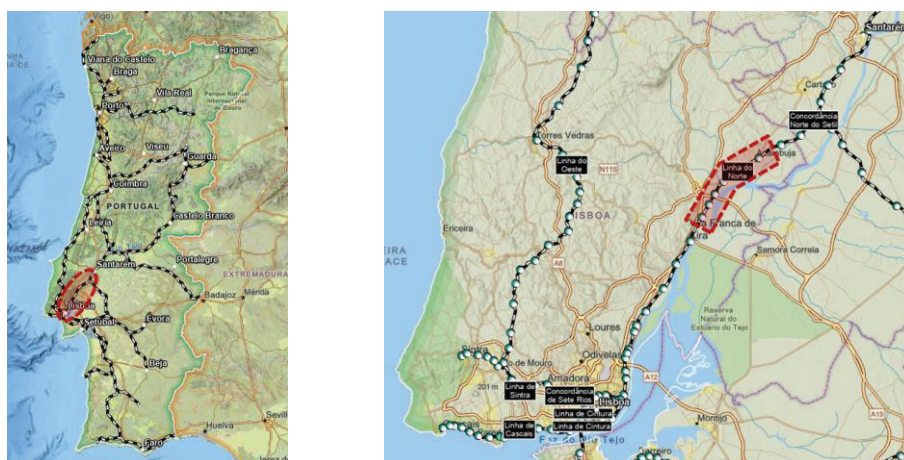


Figura 2 – Localização do troço Castanheira do Ribatejo – Azambuja na Rede Ferroviária Nacional.

4 OBJETO E ÂMBITO DO ESTUDO

O presente estudo tem por objeto o projeto para a quadruplicação da via entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja, em cumprimento com o estabelecido no Caderno de Encargos de concurso, enquadrado pelos documentos que o acompanham.

Neste contexto, os trabalhos a desenvolver e concluir pelo consórcio TPF/PROFICO consistem nas seguintes fases de projeto:

- Estudo Prévio;
- Projeto de Execução;
- Assistência Técnica.

O projeto de Estruturas de Proteção e Estabilização da Plataforma foi desenvolvido em conformidade com diversos estudos de especialidade do presente Projeto de Execução, designadamente com as especialidades de Plataforma de Via, de Drenagem e de Geologia e Geotecnia, pertencentes ao Volume 01 – Infraestrutura e Plataforma de Via-Férrea, e ainda com as infraestruturas que implicam com o desenvolvimento das soluções propostas apresentadas, destacando-se os elementos apresentados no âmbito dos Volume 02 – Infraestrutura de Obras de Arte (Via-Férrea), Volume 03 – Superestrutura de Via, Volume 07 – Catenária e Energia de Tração e Volume 11 – Serviços Afetados.

O empreendimento em apreço enquadra-se no Programa Nacional de Investimentos – PNI 2030, que prevê uma intervenção profunda nas infraestruturas de transporte ferroviário na Área Metropolitana de Lisboa. Numa perspetiva global, as intervenções planeadas visam o aumento da capacidade do sistema ferroviário, permitindo o incremento de oferta de serviços suburbanos e aumentando a regularidade dos tráfegos de passageiros e de mercadorias da Área Metropolitana de Lisboa. Tal, será refletido no presente troço por meio de:

- conversão do atual troço em via quádrupla, adaptar a infraestrutura ferroviária para os níveis de qualidade e desempenho adequados, dotando-a com capacidade para garantir a oferta que os operadores necessitarem de implementar para responderem à evolução da procura e simultaneamente tornando-a mais eficiente e sustentável;
- melhoria de atravessamentos em estações/apadeiros, considerando a construção de novas plataformas de passageiros nos apeadeiros do Carregado, Vila Nova da Rainha e Espadanal da Azambuja, para servir as quatro vias.
- melhoria das condições de segurança e de circulação;
- redução dos custos operacionais.

Em termos funcionais e de infraestrutura, a via é destinada a tráfego misto de passageiros e mercadorias, para circulação de comboios convencionais e pendulares de bitola 1668 mm. O âmbito do projeto considera o seguinte:

- Instalação da via quádrupla entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja;
- Reforço da capacidade de terminus da estação de Castanheira do Ribatejo;

- Melhoria das condições operacionais do terminal técnico de reversão de Castanheira, constituído por uma linha de topo vedada, preferencialmente dos dois lados, e dotada de plataforma técnica para acesso das tripulações à composição e com ligação às plataformas da estação;
- Reforço da estação de Carregado-Norte na função de estação técnica, mediante a introdução de duas diagonais;
- Construção de novas plataformas nos apeadeiros de Carregado, Vila Nova da Rainha e Espadanal da Azambuja, para servir as quatro vias;
- Reformulação do *layout* do feixe de receção/expedição do Ramal da GM, integrado na estação da Azambuja, permitindo a sua utilização também como resguardo ascendente para comboios de mercadorias. A sua sinalização permitirá dispensar a utilização de meios humanos da IP para manobra dos AMV do feixe (responsabilidade IP);
- Instalação de uma via quádrupla, garantindo o acesso aos ramais privados da GM do lado poente, conforme diagrama topológico;
- Para o trecho em apreço as velocidades de projeto em plena via devem viabilizar as velocidades máximas (TMV) apresentadas no Quadro 1:
 - Tendo em conta as características do tráfego ferroviário deste troço, adotaram-se aparelhos de mudança de via, para velocidades de 45, 60 e 100 km/h nos ramos desviados;
 - Nas ligações de acesso à linha de resguardo (términus) da estação de Castanheira do Ribatejo e ao feixe de receção/expedição do Ramal da GM;
 - As plataformas de passageiros nos apeadeiros terão um comprimento de 220 m e altura de 900 mm em relação ao plano de rolamento;
 - A verificação do gabarito de obstáculos terá como referência o CRC PTc.

Quadro 1 – TVM (CE da IP)

PK	Dependência	PK	Velocidade (km/h)		Motivo ou Causa
			Convencional	Pendular	
33,300	Cast. Ribatejo 34,102	39,440	220	220	TR
39,440		40,410	200	220	TR
40,410		45,700	220	220	TR
45,700	Azambuja 46,945	54,440	190	220	TR

Aos pressupostos assinalados, acresce a inserção do traçado da LAV, na zona da estação de Carregado-Norte, a qual conduz à introdução de duas diagonais entre as vias lentas e à alteração das diagonais existentes, entre as futuras vias descendentes. Adicionalmente, considera-se a introdução de duas novas diagonais a nascente do parque de material da Opel, de forma a permitir que o acesso dos comboios de mercadorias para sul seja realizado numa extensão em contravia reduzida, de cerca de 1,7 km, antes destes adquirirem o sentido normal de circulação pela VD-L.

No que diz respeito às obras de arte a executar, o presente projeto contempla nova ponte pedonal e ciclável em Vila Nova da Rainha, paralelamente à ponte ferroviária existente, de forma a assegurar a continuidade dos caminhos paralelos existentes. Em complemento ao estudo da ponte, faz parte do âmbito dos trabalhos os projetos específicos interessados.

5 DADOS BASE

A realização do presente projeto teve como suporte:

- Telas finais de Empreitada de Modernização da Linha do Norte do trecho Vila Franca de Xira (norte) e Azambuja, que inclui o projeto de via, terraplenagens, edificações, obras de arte e PH, e ainda o volume relativo à Geologia Geotecnia;
- Peças do Volume 01 – Via-Férrea do Projeto de Execução da COBA de 2003 relativos à Modernização da Linha do Norte do trecho Vila Franca de Xira (norte) e Azambuja;
- Registo das zonas monitorizadas entre 2011 a 2022 (VD), no âmbito do projeto referido no tópico anterior;
- Fotos e videografia do troço Castanheira do Ribatejo / Azambuja;
- Lista de ativos, com respetiva caracterização e estado de conservação, da IP no troço;
- Relatórios de inspeção relativos às obras de arte existentes;
- Diagrama de Exploração da linha entre o PK 34+102 (estação da Castanheira do Ribatejo) e o PK 46+954 (estação da Azambuja), efetuado pela IP;
- Diagrama topológico com inserção da Linha de Alta Velocidade;
- Visitas de campo multidisciplinares;
- Normativos aplicáveis;
- Orientações e informações complementares transmitidas em reuniões de acompanhamento do projeto com a IP;
- Estudo Prévio e respetivos pareceres.

5.1 ENQUADRAMENTO NORMATIVO

O projeto teve por base o cumprimento das Instruções Técnicas da IP, entre outros documentos normativos, designadamente:

- GR.IT.VIA.018 – Tolerâncias dos Parâmetros Geométricos da Via;
- GR.IT.CAT.004 – Maciços para Postes de Catenária;
- IET77 – Medidas de Segurança para a realização de trabalhos na via-férrea e na sua proximidade;
- IRS 70719 – Earthworks and track bed layers for railway lines – Design and construction principles.

5.2 TOPOGRAFIA

O presente estudo encontra-se apresentado sobre uma Cartografia à escala 1:1000, numa faixa de 200 m, em toda a extensão do projeto. Estes elementos, fornecidos pela IP, encontram-se ligados à Rede Geodésica Nacional no Sistema de Coordenadas PT TM06/ETRS89.

Os trabalhos de Topografia realizados em fase de Estudo Prévio, consistiram na realização de trabalhos complementares, igualmente executados no mesmo sistema. Destacam-se os seguintes:

- Poligonal de Apoio Topográfico abrangendo toda a zona do projeto;
- Nivelamento geométrico das linhas existentes;
- Caracterização dos AMV existentes;
- Caracterização de passagens hidráulicas;
- Levantamento do sistema de tração.

Em apoio ao presente Projeto de Execução, foram realizados trabalhos adicionais de topografia, designadamente:

- Caracterização de passagens superiores;
- Levantamento topográfico à escala 1:500, incluindo Estações e Apeadeiros;
- Levantamento topográfico à escala 1:200, incluindo Obras de Arte;
- Perfis Transversais à escala 1:200.

5.3 REFERÊNCIAS QUILOMÉTRICAS

A quilometragem de projeto tem origem ao PK 34+400, aproximadamente ao centro da Estação de Castanheira do Ribatejo, e termina ao PK 47+000, que corresponde, sensivelmente, ao PK existente.

Tendo presente a necessidade de manter a referenciação das infraestruturas existentes com o património IP, as mesmas foram identificadas em função do correspondente PK cadastral, regra geral associado ao PK existente.

Após a execução da obra serão colocados novos marcos quilométricos e hectométricos na projeção ortogonal dos existentes, onde se revelar necessário.

6 CONDICIONAMENTOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As desfavoráveis características geológico-geotécnicas dos terrenos de fundação, a par com as terraplenagens previstas para um troço da Linha do Norte onde existem três linhas em operação, que se pretendem quadruplicar, mantendo, no geral, as vias a nascente em exploração, conjugada com todas as infraestruturas que lhes são inerentes (maciços de fundação dos postes de catenária, órgãos de drenagem e outros), assim como com o atravessamento por diversas infraestruturas de obras de arte e serviços afetados existentes, ao longo do traçado, traduzem-se num cenário complexo, agravado pelo cumprimento das tolerâncias exigidas para a exploração da via.

Nos pontos seguintes apresentam-se os principais condicionamentos que conduziram à conceção das soluções propostas.

6.2 CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

Os aterros previstos serão construídos sobre solos aluvionares, que apresentam fracas características geomecânicas e baixa permeabilidade.

O assentamento das camadas subjacentes ao aterro corresponde à soma de três parcelas: a dos assentamentos imediatos, a dos assentamentos por consolidação e a dos assentamentos por fluência.

No que respeita aos assentamentos imediatos, uma vez que estes se processam no momento em que é aplicado o carregamento, são assentamentos que não acarretam evolução ao longo da vida da obra, bastando prever uma sobre-elevação/volume de aterro correspondente ao valor que este irá assentar no imediato.

Os assentamentos por consolidação primária são efetivamente o fenómeno que é necessário acautelar neste tipo de material de fundação, uma vez que o tempo que demoram a processar compromete a integridade da ocupação prevista para a superfície. Por outro lado, os assentamentos por fluência que ocorrem nestes materiais ao longo da vida de útil podem obrigar a operações de manutenção que se considerem incomportáveis pela manutenção.

Em Estudo Prévio efetuou-se uma estimativa dos assentamentos por consolidação primária e respetivos tempos para a sua ocorrência assim como uma previsão dos assentamentos por consolidação secundária nas situações de aterros fundados diretamente sobre os solos aluvionares, tendo-se concluído que para o cenário geológico geotécnico deste troço estes assentamentos variem entre a dezena de centímetro e o metro, com tempos de processamento da ordem das dezenas de anos o que não é de todo compatível com a exploração prevista para as vias-férreas.

Esta situação assume igual importância para os aterros a executar na proximidade de vias que serão mantidas em exploração durante a execução da obra uma vez que, dada a proximidade e intensidade do carregamento, poderão induzir assentamentos nas linhas contíguas, em exploração.

6.3 CONDICIONAMENTOS DE EXPLORAÇÃO

Atendendo ao objetivo de minimizar as operações de manutenção durante a fase de exploração das diferentes vias-férreas, verifica-se a necessidade de restringir o intervalo de assentamentos a limites que não são compatíveis com os solos compressíveis que ocorrem na fundação, onerando a execução da obra com soluções rígidas que assegurem a transferência do acréscimo de cargas em profundidade, ao substrato rígido.

De modo a apoiar esta tomada de decisão assumiu-se, de acordo com indicações da IP, a admissibilidade da via contígua experimentar até 2cm de assentamento diferencial medido no topo do aterro, no alinhamento vertical entre carris da mesma via, no período em que decorrerá a obra, e até 10cm de assentamento por fluência ao longo dos 100 anos de vida útil da obra.

7 SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO DO ATERRO DA PLATAFORMA FERROVIÁRIA

7.1 CONCEÇÃO DA SOLUÇÃO

A conceção da solução de fundação do aterro da nova plataforma ferroviária resultou da ponderação de diversos fatores, tendo como objetivo primordial o desenvolvimento de uma solução que, em cumprimento com as disposições regulamentares, assegurasse o adequado comportamento da fundação da via férrea, sob a ação das cargas decorrentes da execução do aterro e da entrada em exploração das novas vias, sem comprometer a integridade das vias existentes, a manter, e os prazos de execução, com o compromisso de propor uma solução equilibrada do ponto de vista técnico-económico.

A solução proposta e que se descreve em seguida, é que se apresenta como tecnicamente mais vantajosa apesar do custo inicial, assegurando a minimização dos assentamentos por consolidação e consequentes intervenções associadas à manutenção, o grande rendimento associado à execução dos trabalhos envolvidos e a possibilidade de entrada em exploração logo após a execução.

7.2 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO A ADOTAR

No desenvolvimento das novas vias que se prevê assentarem sobre solos aluvionares, propõem-se a adoção de uma solução de fundação composta por uma plataforma de transferência de carga (P.T.C.) fundada em inclusões rígidas.

A plataforma de transferência de cargas será constituída por uma camada de material de melhor resistência, englobando a camada de coroamento com 1,5 m de espessura contante, incorporando uma geogrelha de distribuição.

Esta solução, deverá apresentar uma espessura constante ao longo de todo o desenvolvimento no sentido de, por um lado, assegurar uma altura adequada à desejável degradação das cargas e transmissão das mesmas às inclusões rígidas e, por outro lado, conferir à solução uma homogeneidade que se traduzirá numa melhor leitura da solução de projeto, compatibilização com as diversas infraestruturas e num ganho acrescido na linearidade e consequente facilidade durante a execução dos trabalhos.

Por uma questão de uniformização da solução, considerou-se como referência, que os 1,5m serão medidos a partir da base da camada de balastro, no alinhamento com a fila baixa, englobando na sua constituição a camada de coroamento que serve de base ao sub-balastro.

Relativamente à definição da granulometria do material a adotar na materialização da plataforma de transferência de carga, atendeu-se aos seguintes pressupostos:

1. Utilizar materiais com os quais seja realista que, com os meios de compactação existentes, se consegue obter em obra a rigidez necessária para a camada de coroamento / plataforma de transferência de cargas.
2. Evitar a circulação de equipamentos pesados sobre as cabeças das inclusões de fundação.

3. Assegurar que sejam cumpridos os critérios de filtro para o sub-balastro, de modo a dispensar a utilização de geotêxteis para prevenir o fenómeno de migração de finos entre camadas de materiais distintos.

Assim, recomenda-se que esta camada seja materializada por um agregado britado 0/D com D dentro da gama 20-25 mm.

Nos 0,40 m inferiores, esta camada deverá incorporar uma geogrelha com uma rigidez axial mínima de 480 kN/m, para uma extensão de 3%, assegurando a formação de uma plataforma de transferência de cargas que ficará apoiada sobre inclusões rígidas.

As inclusões rígidas serão materializadas por colunas com um diâmetro de 350mm, em betão simples, com uma classe de resistência equivalente a um betão C20/25. Estes elementos serão dispostos numa malha triangular resultante de afastamentos horizontais e verticais entre eixos de coluna da ordem dos 1,5m.

Propõem-se a execução destas inclusões, desde a base da P.T.C. até 1m, mínimo, abaixo do limite correspondente ao $N_{SPT} \geq 15$ pancadas, podendo, em situações excecionais atingir profundidades máximas de 35m.

8 MATERIAIS

Os materiais que se propõem aplicar na execução da solução de PTC, fundada em inclusões rígidas, são os seguintes:

INCLUSÃO RÍGIDA

- Betão: NP EN206-1; C20/25; X0; Cl0.1; Dmax20; S4

AGREGADO BRITADO

- Agregado britado 0/D, com D dentro da gama 20-25mm

GEOSSINTÉTICOS

- Geogrelha com resistência axial característica, $T_k \geq 480$ kN/m, para uma extensão de 3%.
- Geotêxtil com funções de separação, filtragem e resistência ao punçoamento, não tecido agulhado com filamentos contínuos de polipropileno, com gramagem mínima de 400g/m²

No que respeita ao agregado britado, deverá ser cumprido o seguinte fuso granulométrico.

Quadro 2 – Fuso granulométrico do agregado britado constituinte da plataforma de transferência de cargas.

Dimensão dos peneiros de referência	Limite inferior	Limite superior
63	100	100
40	100	95
31,5	100	91
22,4	100	86
16	100	82
8	100	72
6.3	100	68
5.6	100	67
4	95	62
2	74	27
1	45	8
0,5	12	3
0,25	8	2
0,125	7	0
0,063	5	0

Cumulativamente, o agregado a utilizar deverá cumprir ainda as seguintes especificações:

- Coeficiente Los Angeles: ≤ 50
- Coeficiente Micro-Deval ≤ 50
- Soma coeficiente Los Angeles e coeficiente Micro-Deval $+ \leq 50$
- Limite de liquidez Não plástico
- Limite de plasticidade Não plástico
- Teor em finos $\leq 5\%$
- Qualidade dos finos (se a percentagem que passa no peneiro 0,063 mm for superior a 3%):
 - Equivalente de areia ≥ 40
 - Valor do azul de metileno (se ≤ 35) $\leq 4 \text{ g.kg}^{-1}$

9 FASEAMENTO EXECUTIVO

Como foi salientado nos capítulos anteriores, a solução de fundação apresentada apresenta-se como uma solução de fácil materialização dada a sua homogeneidade ao longo do desenvolvimento previsto. Contudo, o sucesso desta premissa de projeto será resultado de um adequado planeamento e articulação dos trabalhos a desenvolver e da possibilidade de criar diferentes frentes de obra em simultâneo. Em geral, propõem-se execução dos trabalhos de acordo com a seguinte sequência executiva.

1. Criação de plataforma de trabalho;

Após a remoção do material de via existente e saneamento proposto para a zona a intervencionar, poder-se-á dar início à escavação até ao nível de topo das inclusões rígidas. Esta escavação deverá ser devidamente compatibilizada com a escavação necessária à execução de infraestruturas adjacentes (coletor longitudinal a recolocar entre-vias, maciços de fundação dos postes de catenária e outros).

2. Execução das Inclusões Rígidas

Execução dos trabalhos de furação e betonagem das colunas que formarão as inclusões. Esta operação deverá iniciar-se pelos alinhamentos mais próximos da via a manter em exploração durante a execução dos trabalhos;

3. Proteção das cabeças das Inclusões Rígidas

Nas primeiras 6h após betonagem, deverá proceder-se à operação de descabeçamento das colunas e aplicação da primeira camada de agregado britado, com 20 cm de espessura, para proteção das cabeças.

4. Aplicação das geogrelhas;

5. Colocação da restante espessura de agregado britado, a compatibilizar com o pormenor de amarração das geogrelhas, com a execução dos maciços de fundação dos postes de catenária, órgão de drenagem longitudinal e outros.

6. Instalação dos dispositivos previstos no plano de instrumentação e observação.

7. Execução da superestrutura de via.

Até à materialização da primeira camada de agregado britado, deve ser evitada a circulação com equipamento pesado que poderá comprometer a integridade estrutural das inclusões rígidas.

A execução de escavações, à posteriori, adjacentes à solução de fundação proposta, poderá danificar e comprometer o funcionamento conjunto da solução. Neste contexto, deverá promover-se um adequado faseamento dos trabalhos previstos no sentido de viabilizar uma otimização dos trabalhos de escavação.

Caso se venha a verificar a necessidade, imperiosa, de executar trabalhos de escavação na proximidade da solução de plataforma de transferência de cargas após conclusão da configuração final proposta para esta solução, são da inteira responsabilidade da entidade executante quaisquer danos na solução proposta.

Na aproximação às obras de arte, os alinhamentos das inclusões deverão ser ajustados no sentido de garantir um afastamento de 30 cm da fiada de inclusões mais próxima ao limite exterior da obra de arte.

10 AÇÕES A CONSIDERAR NO DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES

10.1 AÇÕES PERMANENTES

Apresentam-se, enquanto ações permanentes, os pesos próprios considerados no dimensionamento da solução, admitindo que o material de aterro tem características médias, são secos e incoerentes.

- Peso próprio da superestrutura de via (balastro e sub-balastro) 20,0 kN/m³;
- Peso próprio da PTC 20,0 kN/m³;
- Peso específico do betão simples 24,0 kN/m³.

10.2 AÇÕES VARIÁVEIS

10.2.1 SOBRECARGA FERROVIÁRIA

De acordo com o definido no Eurocódigo 1, parte 2, o carregamento vertical característico equivalente devido às ações do tráfego ferroviário, para os movimentos de terras sob ou adjacentes à via, poderá ser considerado o modelo de carga LM71 e SW/2.

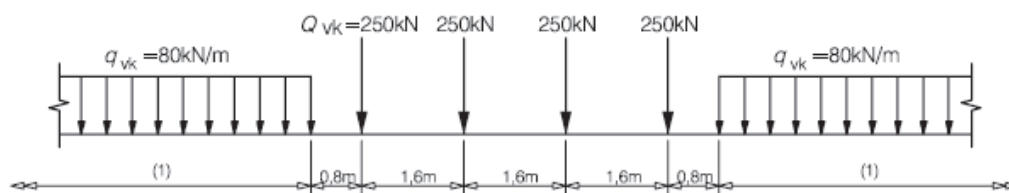


Figura 3 – Modelo de carga LM71

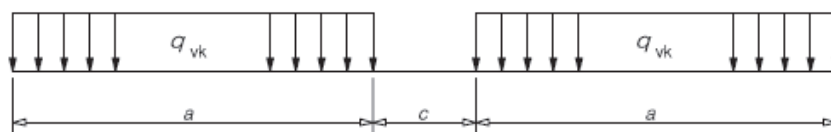


Figura 4 – Modelo de carga SW/2

Quadro 3 –Caraterísticas do modelo de carga SW/2

Modelo de carga	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/2	150	25,0	7,0

Ainda segundo esta norma, para os efeitos de movimento de terras, não é necessário aplicar qualquer coeficiente dinâmico nem qualquer majoração à carga uniformemente distribuída.

De acordo com o especificado pela IP, para o projeto das terraplenagens e tratamentos de fundação dos aterros, o coeficiente de classificação α assume o valor unitário.

Resultam assim, distribuídos numa largura transversal de 3,0m a uma profundidade de 0,70m (medidos abaixo do plano de rolamento da via), os seguintes valores de sobrecarga ferroviária:

- LM71: $1,00 \times 4 \times 250 / (1,6 \times 4) / 3,0 = 52 \text{ kN/m}^2$;
- SW/2: $150 / 3,0 = 50 \text{ kN/m}^2$.

No presente dimensionamento, consideram-se os valores do modelo de carga condicionante para o dimensionamento, correspondentes ao LM71 com SC = 52 kN/m².

10.2.2 AÇÃO DO SISMO

Para o dimensionamento da solução à ação do sismo recorreu-se ao Eurocódigo 8 para determinação da magnitude do sismo e aceleração de pico no terreno (PGA) associadas ao período de retorno de referência de 475 anos (classe de importância 2) para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2. O Quadro 4 apresenta o resumo dos parâmetros considerados para análise.

Quadro 4 – PGA e magnitude referentes aos cenários de cálculo, conforme Eurocódigo 8

Município	Ação sísmica tipo 1		Ação sísmica tipo 2	
	agR (m/s ²)	Magnitude	agR (m/s ²)	Magnitude
Vila Franca de Xira (1114)	1,0	7,5	1,7	5,2

Foram gerados 3 acelerogramas artificiais de acordo com a magnitude e PGA de cada cenário de cálculo, ajustados ao espectro de resposta de referência correspondente, sem ultrapassar uma faixa de $\pm 10\%$ da aceleração espectral de referência definida pelo Eurocódigo.

A modelação dos acelerogramas artificiais foi realizada a partir da envoltória proposta por *Saragoni e Hart (1974)* com os parâmetros $\varepsilon = 0.20$ e $\eta = 0.05$, com durações totais condizentes com as magnitudes e distâncias estimadas em 300 km para os sismos tipo 1 e 10 km para os sismos tipo 2. O Eurocódigo 8 define, no entanto, uma duração mínima para a parte estacionária dos sismos, o que é condicionante para o sismo tipo 2 e representa um acréscimo de duração significativo ao se passar de uma estimativa de cerca de 3 s (para a magnitude e distância definidas) para os 10 s requeridos pelo código.

O Anexo 4 ilustra os acelerogramas artificiais gerados para a análise. Os acelerogramas foram gerados com recurso ao software SeismoArtif v.2024.

11 MODELAÇÃO NUMÉRICA

11.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na determinação dos assentamentos expetáveis para os diferentes cenários, caracterizados pela variação dos horizontes geotécnicos ocorrentes na fundação, recorreu-se ao programa de cálculo automático Plaxis 2D. Este programa, baseado no método dos elementos finitos, é particularmente vocacionado para a resolução de problemas de carácter geotécnico que permite a simulação das diferentes fases construtivas e a interação solo-inclusão.

Na avaliação da magnitude dos assentamentos por fluência considerou-se o modelo de material *Soft Soil Creep* (SSC) para a simulação do comportamento das camadas de aluviões lodosas (HG2).

É conhecido que todos os solos exibem um determinado grau de fluência, que se processa no seguimento da consolidação primária. Este fenómeno assume particular relevância quando se analisa o comportamento de solos moles, como é o caso da presente obra. Na verdade, tem sido verificado que carregamentos, mesmo que de baixa magnitude, impostos por aterros ou fundações em solos moles são usualmente seguidos por elevadas deformações por fluência nos anos subsequentes. Pelo exposto, considera-se que a modelação das aluviões lodosas através do modelo SSC será o que permitirá obter uma previsão de resultados fidedigna dos fenómenos espectáveis para o caso em estudo. Neste sentido, importa referir algumas das principais características do modelo “*Soft Soil Creep*”:

- Rigidez dependente do estado de tensão do solo, de acordo com um comportamento de compressão logarítmica;
- Distinção entre compressão primária e ciclos de carga e descarga-recarga;
- Compressão secundária com dependência no espaço temporal;
- Dependência do tempo na tensão de pré-consolidação;
- Rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

O modelo SSC é definido pelo índice de compressibilidade modificado (λ^*); índice de expansibilidade modificado (κ^*) e índice de fluência modificado (μ^*), os quais podem ser determinados a partir de relação com os parâmetros C_c e C_s , obtidos a partir de ensaios endométricos, de acordo com as seguintes expressões.

$$(1) \lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$$

$$(2) \kappa^* \approx \frac{2 \cdot C_s}{2,3 \cdot (1+e)}$$

$$(3) \mu^* = \frac{C_a}{2,3 \cdot (1+e)}$$

O coeficiente de fluência (C_α), é um parâmetro intrínseco do solo e a sua determinação acarreta inúmeras dificuldades, sobretudo atendendo a que o mesmo pressupõem, em regra, a necessidade de realização de ensaios edométricos de muito longa duração e, por isso, não comportáveis com a generalidade dos projetos. A correta aferição do referido parâmetro pressupõe ainda a recolha de amostras indeformadas de muito boa qualidade bem como uma amostragem em quantidade, representativa do verdadeiro comportamento dos terrenos de fundação, a diversas profundidades.

Neste cenário, optou-se por efetuar uma calibração do modelo numérico considerando a ponderação dos parâmetros geotécnicos indicados no Tomo 1.7.2, com valores de C_α disponibilizados na bibliografia da especialidade para este tipo de formações, comparando os resultados obtidos no cálculo automático com os resultados obtidos pelo cálculo manual efetuado pela teoria da consolidação unidimensional de *Terzaghi*.

11.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para a calibração do modelo, foram desenvolvidos modelos simples, de modo a possibilitar a calibração dos diferentes parâmetros que caracterizam o comportamento à consolidação e fluência dos terrenos de fundação.

Estes modelos foram desenvolvidos com recurso ao programa de cálculo automático PLAXIS 2D e comparados com o cálculo manual efetuado a partir das expressões clássicas da Teoria de Consolidação.

No modelo numérico, o comportamento das aluviões lodosas foi simulado recorrendo ao *Soft Soil Creep Model* que possibilita uma abordagem mais realista deste tipo de material na avaliação da consolidação com fluência.

Considerou-se um modelo representativo das principais condicionantes em termos de carregamento e de espessura das aluviões lodosas. Para o efeito admitiu-se o cenário da figura abaixo, com um terreno de fundação composto por 2m de HG1, sobrejacentes a 15m de HG2 fundadas sobre 5m de HG5, com nível de água à superfície do terreno de fundação, e uma altura de 2m de aterro, a executar.

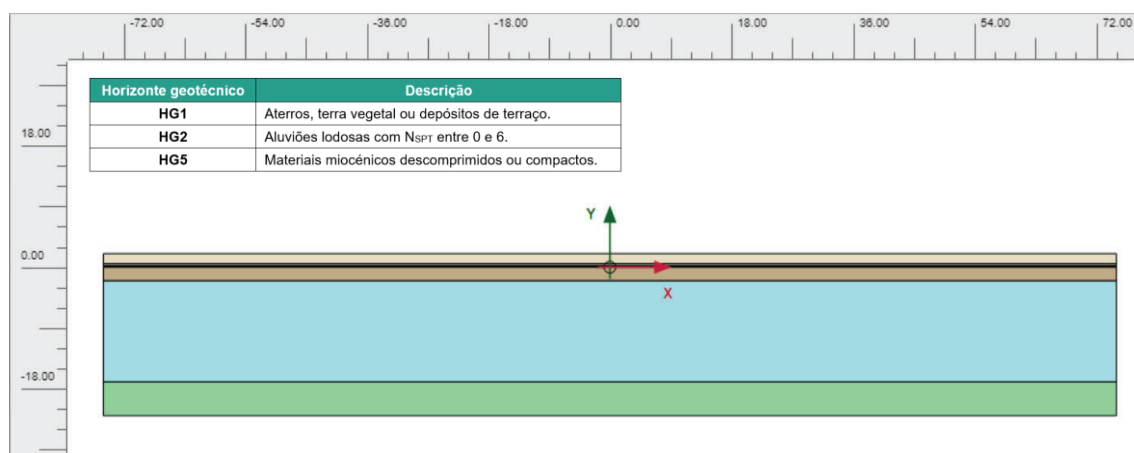


Figura 5 – Modelo de cálculo considerado na calibração do modelo numérico

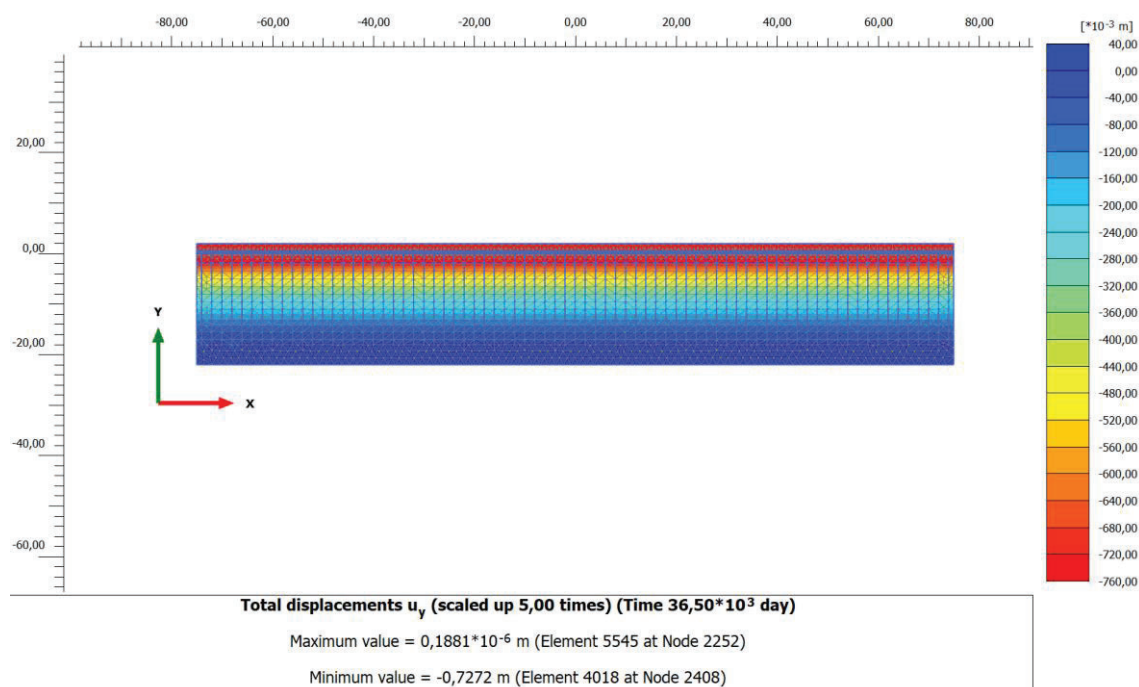


Figura 6 – Calibração do modelo numérico – resultados do cálculo automático

Quadro 5 – Calibração do modelo numérico – resultados do cálculo manual

$\Delta\sigma'$	40
-----------------	----

$c_c/(1+e_0)$	0,2
e_0	1,25

B	100
L/B	1000

NF	0
----	---

Ponto	Prof.	H ₀	z	a	γ	σ ₀	u	σ' ₀	Ir	σ' _z	ΔH
-	[m]	[m]	[m]	-		[kPa]	[kPa]	[kPa]	-	[kPa]	[m]
A	0-1	1,0	0,5	HG1	16,0	8,0	5,0	3	0,250	40	-
B	1-2	1,0	1,5	HG1	16,0	24,0	15,0	9	0,250	40	.
C	2-3	1,0	2,5	HG2	16,0	40,0	25,0	15	0,250	40	0,113
D	3-4	1,0	3,5	HG2	16,0	56,0	35,0	21	0,250	40	0,093
E	4-5	1,0	4,5	HG2	16,0	72,0	45,0	27	0,250	40	0,079
F	5-6	1,0	5,5	HG2	16,0	88,0	55,0	33	0,250	40	0,069
G	6-7	1,0	6,5	HG2	16,0	104,0	65,0	39	0,250	40	0,061
H	7-8	1,0	7,5	HG2	16,0	120,0	75,0	45	0,250	40	0,055
I	8-9	1,0	8,5	HG2	16,0	136,0	85,0	51	0,249	40	0,050
J	9-10	1,0	9,5	HG2	16,0	152,0	95,0	57	0,249	40	0,046
K	10-11	1,0	10,5	HG2	16,0	168,0	105,0	63	0,249	40	0,043
L	11-12	1,0	11,5	HG2	16,0	184,0	115,0	69	0,249	40	0,040
M	12-13	1,0	12,5	HG2	16,0	200,0	125,0	75	0,248	40	0,037
N	13-14	1,0	13,5	HG2	16,0	216,0	135,0	81	0,248	40	0,035
O	14-15	1,0	14,5	HG2	16,0	232,0	145,0	87	0,250	40	0,033
P	15-16	1,0	15,5	HG2	16,0	248,0	155,0	93	0,250	40	0,031
Q	16-17	1,0	16,5	HG2	16,0	264,0	165,0	99	0,247	39	0,029
TOTAL [cm]											81,3

Os resultados obtidos, que se resumem no Quadro 6, consideram-se bastante satisfatórios em termos de convergência de resultados de cálculo.

Quadro 6 – Comparação dos resultados obtidos nos cálculos de calibração do modelo numérico

Tipo de cálculo	Assentamento	Tempo, 90% assentamento
Cálculo automático	72,7 cm	80 anos
Cálculo manual	81,3 cm	78 anos

11.3 PARÂMETROS GEOMECÂNICOS ADOTADOS NA MODELAÇÃO

Como resultado da calibração do modelo numérico, fixaram-se os parâmetros que caracterizam o comportamento de fluência das aluviões lodosas que, conjuntamente com os restantes parâmetros geomecânicos dos terrenos de fundação, servirão de base ao cálculo das situações de projeto e que se resumem no Quadro 7.

Quadro 7 – Parâmetros geomecânicos adotados na modelação

	HG1	HG2	HG3	HG4	HG5	HG6
c_u (kPa)	-	15	-	40	-	-
E_u (MPa)	-	20	-	20	-	-
γ (kN/m ³)	19	16	17	18	19	21
C_v (cm ² /s)	-	0,0002	-	-	-	-
$C_d/(1+e_0)$	-	0,2	-	-	-	-
$C_e/(1+e_0)$	-	0,03	-	-	-	-
ϕ'	34	20	35	30	36	39
c' (kPa)	0	0	0	0	20	50
E' (MPa)	30	20	50	20	70	100
ν	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,3
λ^*	-	0,1	-	-	-	-
κ^*	-	0,02	-	-	-	-
μ^*	-	0,004	-	-	-	-

11.4 MODELOS DE CÁLCULO ADOTADOS

Para suportar o dimensionamento das soluções propostas, adotaram-se modelos de cálculo representativos que, dada a homogeneidade da solução de PTC, se traduzem na consideração de diferentes cenários de fundação, em particular no que respeita à espessura das aluviões lodosas, que se dividiu em três intervalos, múltiplos dos 10m de espessura, designadamente:

- Perfil cálculo 1, para $HG2 \leq 10m$;

-
- Perfil de cálculo 2, para $10 < HG2 \leq 20m$;
 - Perfil de cálculo 3, para $HG2 > 20m$.

Adicionalmente, considerou-se uma variante do perfil de cálculo PC3, admitindo o alargamento da PTC para o exterior, no sentido da vala de pé, no sentido de aumentar o fator de segurança da solução.

Os perfis de cálculo foram modelados com recurso ao programa de cálculo automático PLAXIS 2D, recorrendo a uma análise bidimensional em estado de deformação plana, tendo-se adotado elementos finitos de geometria triangular, com 15 nós. Estes modelos são apresentados em conjunto com os resultados do cálculo automático, no Anexo 3.

12 DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES

12.1 DIMENSIONAMENTO DA PTC

O dimensionamento da plataforma de distribuição de cargas constituída por geogrelhas segue os princípios da norma BS 8006, baseados nos critérios de estados limites últimos e de utilização. A abordagem de dimensionamento adotada difere da prescrita na BS 8006 apenas no que respeita à transferência da carga vertical.

As equações incorporadas nos regulamentos para transferência de cargas são baseadas em valores empíricos de coeficientes de efeito de arco para condutas subsuperficiais e em que o reforço com geossintéticos se faz apenas para providenciar um simples sistema de suporte, ignorando qualquer interação com o aterro que está a ser suportado.

As geogrelhas propostas, devido às suas características próprias, irão interagir com o aterro e criar uma estrutura tabular compósita em que as propriedades de resistência ao corte do aterro são mobilizadas de forma efetiva.

Ao construir plataformas de aterro granular sobre inclusões rígidas, o mecanismo de transferência de cargas corresponde a um mecanismo em arco ocorrendo no interior do solo reforçado. A presença de geogrelhas garante a transferência das cargas ocorrentes no vão entre apoios para as inclusões.

De modo a garantir-se que o referido efeito de arco ocorre e que não se registam à superfície assentamentos diferenciais entre os pontos localizados na vertical das estacas (com valor mínimo) e os pontos localizados entre estacas (com valor máximo), estimou-se uma altura mínima para este material de aterro de 1,5m.

Neste cenário o dimensionamento das PTC resulta da verificação dos seguintes pontos:

- Desenvolvimento transversal da solução;
- Mecanismo de transmissão da carga para as inclusões;
- Tensão a suportar pela geogrelha;
- Comprimento de amarração da geogrelha;
- Extensão máxima da geogrelha.

A verificação destes pontos é detalhada no Anexo 1.

12.2 DIMENSIONAMENTO DAS INCLUSÕES

O dimensionamento das inclusões é compreendido por verificações de carácter geotécnico e estrutural.

O dimensionamento geotécnico traduz-se na verificação da capacidade resistente do terreno para inclusões à compressão.

No presente caso verifica-se que para a solução proposta o terreno atravessado pelas inclusões apresenta capacidade resistente para acomodar as cargas transmitidas pelas inclusões rígidas, mesmo para comprimentos mais curtos, desde que verificada uma penetração mínima de 1m em formações com $NSPT \geq 15$ pancadas.

O dimensionamento estrutural resulta da verificação da resistência à compressão das inclusões para as cargas transmitidas pela PTC, em paralelo com a verificação da resistência aos momentos fletores e esforço transversal que as inclusões poderão experimentar durante a vida útil da obra.

O resultado do dimensionamento das inclusões rígidas encontra-se detalhado no Anexo 2.

12.3 VERIFICAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS

Do cálculo automático tensão-deformação efetuado, para os perfis de cálculo considerados como mais representativos das condições de fundação ao longo do troço em estudo, resultou uma série de resultados que se compilaram no Anexo 3.

Destes destacam-se os resultados dos assentamentos a longo prazo, que comprovam o comportamento satisfatório da solução proposta, verificando os valores admissíveis para a fase de exploração das novas vias, a executar.

Quadro 8 – Resumo dos assentamentos obtidos para T=100 anos

Perfil de cálculo	u_y (cm) T=100 anos	$u_y < 10$ cm
PC 1, para $HG2 \leq 10m$	6,847	Verifica
PC 2, para $10 < HG2 \leq 20m$	5,917	Verifica
PC 3, para $HG2 > 20m$	8,465	Verifica
PC 3', para $HG2 > 20m$ e PTC alargada	6,250	Verifica

Nota informativa:

A presente publicação é da exclusiva responsabilidade da Infraestruturas de Portugal e não reflete necessariamente a opinião da União Europeia.

ANEXOS

ANEXO 1

DIMENSIONAMENTO DA PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS

ÍNDICE

A1 INTRODUÇÃO.....	1
1 - Desenvolvimento transversal da solução.....	2
2- Mecanismo de transmissão da carga para as inclusões	3
3 - Tensão a suportar pela geogrelha	5
4 – Comprimento de amarração da geogrelha.....	6
5- Deflexão máxima da geogrelha.....	7
6 - Síntese de Resultados	8

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de apoio à determinação do limite L_p , adaptado de BS 8006-1: 2010+A1:2016..	2
Figura 2 – Teoria do arco de acordo com Hewlett and Randolph, adaptado de BS 8006-1:2010+A1:2016.	3
Figura 3 – Esquema para determinação da tensão na geogrelha, adaptado de BS 8006-1:2010+A1:2016.	5
Figura 4 - Esquema da transmissão dos esforços de tração que resiste aos esforços de tração no geogrid, adaptado de BS 8006-1:2010+A1:2016.	6
Figura 5 Esquema de amarração das geogrelhas, adaptado de BS 8006-1:2010+A1:2016.	7

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Dados de entrada utilizados para definir a malha das inclusões, tensões atuantes na geogrelha e comprimento das amarrações.	8
Quadro 2 - Resultados obtidos pela teoria do efeito arco em aterro apoiado sobre estacas com reforço de geogrelha de acordo com Hewlett e Randolph, 1988 [3].	8
Quadro 3 - Resultados obtidos na verificação da malha de inclusões, tensões na geogrelha e comprimento das amarrações.	9

A1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento da plataforma de distribuição de cargas constituída por geogrelhas segue os princípios da norma BS 8006, baseados nos critérios de estados limites últimos e de utilização. A abordagem de dimensionamento adotada difere da prescrita na BS 8006 apenas no que respeita à transferência da carga vertical.

As equações incorporadas nos regulamentos para transferência de cargas são baseadas em valores empíricos de coeficientes de efeito de arco para condutas subsuperficiais e em que o reforço com geossintéticos se faz apenas para providenciar um simples sistema de suporte, ignorando qualquer interação com o aterro que está a ser suportado.

As geogrelhas propostas, devido às suas características próprias, irão interagir com o aterro e criar uma estrutura tabular compósita em que as propriedades de resistência ao corte do aterro são mobilizadas de forma efetiva.

Ao construir plataformas de aterro granular sobre inclusões rígidas, o mecanismo de transferência de cargas corresponde a um mecanismo em arco ocorrendo no interior do solo reforçado. A presença de geogrelhas garante a transferência das cargas ocorrentes no vão entre apoios para as inclusões.

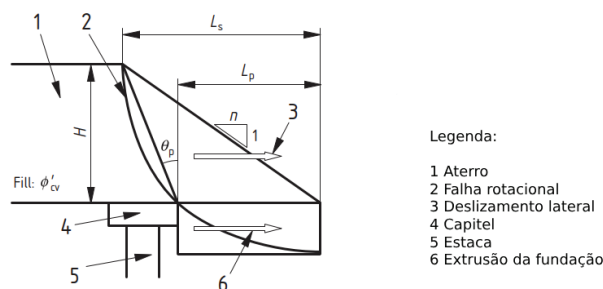
De modo a garantir-se que o referido efeito de arco ocorre e que não se registam à superfície assentamentos diferenciais entre os pontos localizados na vertical das estacas (com valor mínimo) e os pontos localizados entre estacas (com valor máximo), estimou-se uma altura mínima para este material de aterro de 1,5m.

Neste cenário o dimensionamento das PTC resulta da verificação dos seguintes pontos:

- Desenvolvimento transversal da solução;
- Mecanismo de transmissão da carga para as inclusões;
- Tensão a suportar pela geogrelha;
- Comprimento de amarração da geogrelha;
- Extensão máxima da geogrelha.

1 - DESENVOLVIMENTO TRANSVERSAL DA SOLUÇÃO

Na definição da solução de PTC é necessário assegurar que esta apresenta um desenvolvimento transversal adequado, no sentido de minimizar assentamentos diferenciais ou instabilidades locais, devendo garantir-se que a solução se desenvolve transversalmente até à distância L_p , sendo L_p a distância mínima que o aterro deve apresentar, medida desde a inclusão que limita o exterior da solução.



Legenda:

- 1 Aterro
- 2 Falha rotacional
- 3 Deslizamento lateral
- 4 Capitel
- 5 Estaca
- 6 Extrução da fundação

Figura 1 - Esquema de apoio à determinação do limite L_p , adaptado de BS 8006-1: 2010+A1:2016

Para verificar a estabilidade local do talude de aterro deve verificar-se que,

$$\frac{\text{inclinação } H}{\text{inclinação } L} \leq \tan(\phi'_{cv})$$

O que aplicado ao presente caso se traduz nos seguintes valores, que cumprem esta condição.

$$\frac{1}{1.5} \leq \tan(40^\circ)$$

Resulta assim, na determinação de L_p

$$L_p = H(n - \tan(\theta_p)) = 0.4m \quad (3)$$

com

$$\theta_p = 45^\circ - \frac{\phi'_{cv}}{2} = 0,84 \quad (4)$$

Onde,

- n , é inclinação lateral do aterro.
- θ_p , ângulo que o segmento de reta que une a crista do talude com a cabeça da inclusão exterior faz com a vertical.

2- MECANISMO DE TRANSMISSÃO DA CARGA PARA AS INCLUSÕES

A adequada transmissão das cargas a suportar pela PTC para as inclusões rígidas, minimizando a ocorrência assentamentos diferenciais na superfície do aterro, promovendo a ocorrência do efeito de arco, resulta da verificação das seguintes condições relativas ao espaçamento entre inclusões:

Condição mínima para obter uma distribuição de cargas,

$$H \geq 0,7(s - a) \quad (5)$$

Condição para que o efeito arco seja completamente distribuído,

$$H > 1,4(s - a) \quad (6)$$

Onde,

- s , é o espaçamento entre o eixo das inclusões
- a , é a dimensão dos capitéis, que no presente caso assume a secção das inclusões.

Para definir as cargas que atuam nas geogrelhas e nas inclusões recorreu-se à formulação apresentada pelo método de *Hewlett e Randolph* [3]. Este método é baseado numa solução teórica desenvolvida a partir de mecanismos reconhecidos em modelos de teste admitindo diferentes configurações de arco / cúpula para transferência de carga, que ocorrem entre E_{crown} que corresponde ao efeito arco no coroamento e E_{cap} que representa a transferência por efeito arco diretamente nos capitéis, conforme ilustrado na figura seguinte.

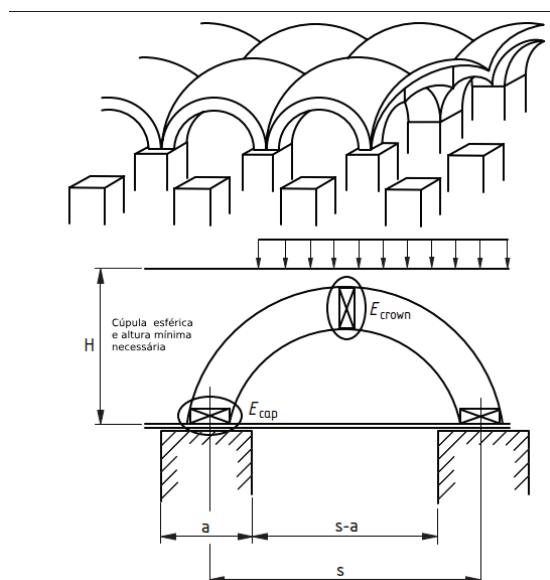


Figura 2 – Teoria do arco de acordo com Hewlett and Randolph, adaptado de BS 8006-1:2010+A1:2016.

De acordo com o referido método, E_{crown} pode ser definido por

$$E_{crown} = 1 - \left[1 - \left(\frac{a}{s}\right)^2\right](A - AB + C) \quad (7)$$

Com:

$$A = \left[1 - \left(\frac{a}{s}\right)\right]^{2(Kp-1)} \quad (8)$$

$$B = \frac{s}{\sqrt{2}H} \left(\frac{2Kp-2}{2Kp-3}\right) \quad (9)$$

$$C = \frac{s-a}{\sqrt{2}H} \left(\frac{2Kp-2}{2Kp-3}\right) \quad (10)$$

$$Kp = \frac{1 + \text{sen}(\Phi'cv)}{1 - \text{sen}(\Phi'cv)} \quad (11)$$

A eficiência do arqueamento em E_{cap} , pode ser dada por,

$$E_{cap} = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (12)$$

$$\beta = \frac{2Kp}{(Kp+1)\left(1 + \frac{a}{s}\right)} \left[\left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-Kp} - \left(1 + Kp\frac{a}{s}\right)\right] \quad (13)$$

Onde,

- A, B e C, são coeficientes de distribuição de cargas para as inclusões rígidas e a geogrelha.
- K_p , é o impulso passivo do aterro.
- β , é a distribuição de cargas nos capitéis.

A distribuição da carga máxima distribuída (WT) na geogrelha entre os capitéis é dado por:

$$WT = \frac{s(1,3 \gamma H + 1,3 ws)}{(s^2 - a^2)} (1 - E_{min})s^2 \quad (14)$$

Onde,

- E_{min} , é o mínimo entre E_{crown} e E_{cap}

3 - TENSÃO A SUPORTAR PELA GEOGRELHA

A determinação da tensão na geogrelha é distribuída linearmente entre o bordo livre entre inclusões (e capitéis, quando existentes), cargas resultantes do peso do aterro e da sobrecarga ferroviária, conforme ilustrado na figura seguinte.

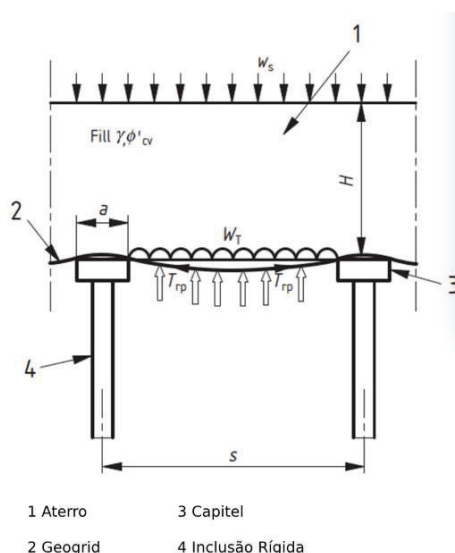


Figura 3 – Esquema para determinação da tensão na geogrelha, adaptado de BS 8006-1:2010+A1:2016.

A fórmula para definir a tensão num reforço flexível durante o carregamento, como no caso de uma geogrelha, é definida de acordo com a seguinte expressão. Para o dimensionamento considerado no projeto foi considerada uma extensão de 3%.

$$Trp = \frac{Wt(s - a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (15)$$

Onde,

- Trp , é a tensão no reforço da geogrelha.
- ε , é a extensão na geogrelha.

4 – COMPRIMENTO DE AMARRAÇÃO DA GEOGRELHA

A carga de tração na geogrelha (T_{ds}) é determinada para resistir aos impulsos externos gerados pelo aterro, garantindo que a geogrelha apresenta um comprimento de amarração mínimo necessário para absorver essas forças de tração e reduzir a transferência excessiva de esforços para os apoios/inclusões.

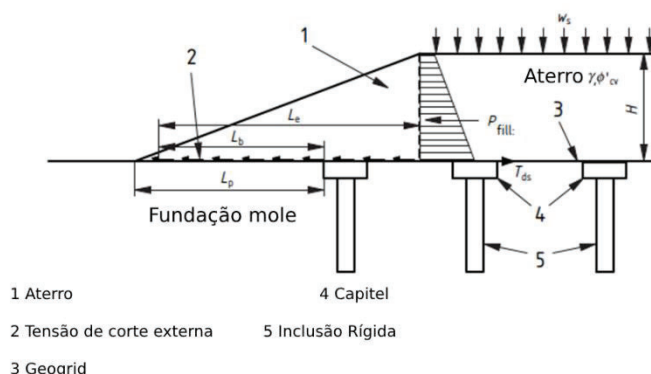


Figura 4 - Esquema da transmissão dos esforços de tração que resiste aos esforços de tração no geogrid, adaptado de BS 8006-1:2010+A1:2016.

O comprimento mínimo de amarração necessário determina-se de acordo com as seguintes expressões:

$$Tds = 0.5Ka(1.3\gamma H + 3Ws)H \quad (16)$$

$$Ka = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi'cv}{2}\right) \quad (17)$$

$$Le \geq \frac{1.43Tds}{\gamma Ha' \tan \Phi'cv} \quad (18)$$

Onde,

- a' , é o coeficiente de interação solo/geogrelha, que foi considerado igual a 1.
- Le , é comprimento mínimo de amarração da geogrelha.

Em paralelo, deve ser verificado que a geogrelha resistirá às cargas de tração máxima de projeto atuantes geradas no seu desenvolvimento, verificando-se que o comprimento mínimo de amarração verifica $L_{b \text{ longitudinal}}$ e L_b comprimento, dados pelas seguintes expressões:

$$L_{b \text{ longitudinal}} = \frac{1.43(T_{rp} + Tds)}{\gamma H(2 a' \tan \Phi'cv)} \quad (19)$$

$$Lb \text{ comprimento} = \frac{1.43Trp}{\gamma H(2 a' \tan \Phi' cv)} \quad (20)$$

No que respeita às recomendações de amarração optou-se, por limitações de ocupação, por adotar uma opção de amarração semelhante à configuração apresentada em (a) na figura seguinte.

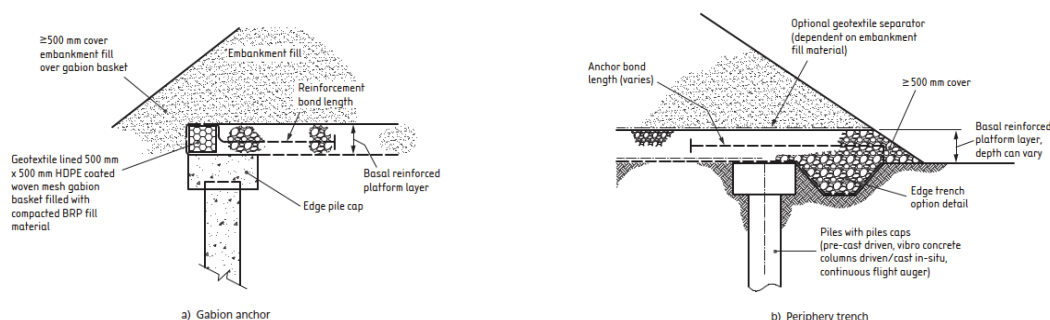


Figura 5 Esquema de amarração das geogrelhas, adaptado de BS 8006-1:2010+A1:2016.

5- DEFLEXÃO MÁXIMA DA GEOGRELHA

No dimensionamento das geogrelhas, deve ainda limitar-se a deflexão máxima aos 300mm segundo a BS 8006-1:2010+A1:2016, no sentido de minimizar os assentamentos diferenciais na superfície do aterro. A deflexão máxima da geogrelha obtém-se da equação de Giroud [4].

$$Deflexão \text{ na geogrelha} = (s - a) \sqrt{\frac{3\varepsilon}{8}} \quad (21)$$

6 - SÍNTESE DE RESULTADOS

O dimensionamento da PTC decorre de um conjunto de iterações fazendo variar a dimensão de apoio capitéis/secção da inclusão (a) e o espaçamento entre os eixos dos apoios/inclusões (s), de modo a verificar valores de tensão da geogrelha aceitáveis e disponíveis no mercado, a par com comprimentos de amarração exequíveis para a obra em questão.

A solução proposta resultou como a mais adequada de modo a verificar a componente técnico-económica da solução, resumindo-se nos quadros seguintes os resultados obtidos de acordo com a metodologia descrita no presente anexo.

Quadro 1 - Dados de entrada utilizados para definir a malha das inclusões, tensões atuantes na geogrelha e comprimento das amarrações.

Inclusões Rígidas		SC Ferroviária	Geogrelha		Aterro		
a m	s m	Ws kN/m ²	ε %	a' -	γ kN/m ³	Φ' _{cv} °	H m
0,35	1,5	52,0	3,0	1,0	20,0	40	2,0

a, dimensão dos capitéis ou topo da inclusão rígida

s, espaçamento entre eixos das inclusões rígidas

Ws, sobrecarga ferroviária

ε, extensão da geogrelha adotado para valores de projeto [1]

a', coeficiente do ângulo de atrito do solo e geogrelha

γ, peso volumico do solo de aterro

Φ'_{cv}, ângulo de atrito efetivo do solo de aterro. Onde é necessário Φ'_{cv} ≥ 35° [2].

H, altura do aterro

B_{GG}, Espaçamento mínimo da geogrelha. Com B_{GG} > 3.5d₅₀, para garantir uma maior eficiência entre o solo e geogrelha [5].

Quadro 2 - Resultados obtidos pela teoria do efeito arco em aterro apoiado sobre estacas com reforço de geogrelha de acordo com Hewlett e Randolph, 1988 [3].

a m	s m	K _a	K _p	A	B	C	E _{crown}	β	E _{cap}	E _{min}	W _t kN
0,35	1,5	0,217	4,599	0,148	0,616	0,472	0,500	1,759	0,638	0,500	103,1

A, B e C, são coeficientes de distribuição de cargas para as inclusões rígidas e geogrelha

K_a, é o coeficiente de impulso ativo

K_p, é o coeficiente de impulso passivo

β, é um coeficiente que traduz a distribuição de cargas nos capitéis

E_{crown}, efeito arco no coroamento

E_{cap}, efeito arco nos capitéis

E_{min}, valor mínimo entre E_{crown} e E_{cap}

W_t, distribuição da carga máxima

Quadro 3 - Resultados obtidos na verificação da malha de inclusões, tensões na geogrelha e comprimento das amarrações.

a m	s m	H _{arch} m	H _{min} m	H m	Wt m	Trp kN/m	Tds kN/m	T _{Total} kN/m	L _e m	L _b Longitudinal m	L _b Comprimento m	Deflexão mm
0,35	1,5	1,6	0,8	2,0	103,1	433,8	45,2	479,1	1,9	10,2	9,2	122

H_{arch}, altura mínima do aterro para o efeito arco seja completamente distribuído.

H_{min}, altura mínima do aterro para obter uma distribuição de cargas.

H, altura mínima do aterro que foi utilizada.

T_{rp}, tensão na geogrelha distribuída linearmente.

T_{ds}, tensão na geogrelha para resistir aos impulsos externos (aterro).

L_e, comprimento mínimo de ancoragem da geogrelha.

L_b, comprimento da geogrelha necessário para garantir a eficiência de trabalho

Deflexão, deflexão na geogrelha com limite máximo de 300mm [1]

Referências Bibliográficas

- British Standards Institution. *BS 8006-1:2010+A1:2016: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*. London: BSI, 2010. [1]
- Van Eekelen, Suzanne J.M. *The 2016-update of the Dutch Design Guideline for Basal Reinforced Piled Embankments*. Advances in Transportation Geotechnics 3 - The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016). Procedia Engineering, Volume 143, 2016, Pages 582-589. Elsevier. [2]
- Hewlett, W. J.; Randolph, M. A. *Analysis of piled embankments*. *Ground Engineering*, April 1988, pp. 12–18. [3]
- Giroud, J. P. Technical Note: Determination of geosynthetic strain due to deflection. *Geosynthetics International*, 1995, vol. 2, no. 3, pp. 635–641 [4]
- Koerner, Robert. M. *Designing with Geosynthetics*, Fifth Edition, Pearson Prentice Hall, 2005. [5]

ANEXO 2

DIMENSIONAMENTO DAS INCLUSÕES RÍGIDAS

ÍNDICE

A2. INTRODUÇÃO	1
1 – Combinação de ações	1
2 - Capacidade resistente do terreno para inclusões à compressão	2
3 - Verificação da resistência estrutural das inclusões	4

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Resistência lateral unitária	3
---	---

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Excerto do Quadro A.6 do EC7	1
Quadro 2 - Resistências de cálculo através do método baseado no PMT	3
Quadro 3 – Valores de C_{max} e k_1 – Excerto da ASIRI	5
Quadro 4 – Verificação da segurança das IR ao ELU de compressão simples	6

A2. INTRODUÇÃO

No presente anexo de cálculo apresenta-se o dimensionamento geotécnico e estrutural das inclusões rígidas.

O dimensionamento geotécnico traduz-se na verificação da capacidade resistente do terreno para inclusões à compressão.

O dimensionamento estrutural resulta da verificação da resistência à compressão das inclusões para as cargas transmitidas pela PTC, em paralelo com a verificação da resistência aos momentos fletores e esforço transversal que as inclusões poderão experimentar durante a via útil da obra.

1 – COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As inclusões rígidas estarão sujeitas a esforços de compressão resultantes do peso próprio dos materiais constituintes da plataforma de transferência de carga, do peso próprio da superestrutura de via e da sobrecarga de exploração.

Em geral, as inclusões terão uma área de influência de 2,25 m² (1,5 m x 1,5 m). Assim, a ação de cálculo vertical é calculada através de,

$$F_{c,d} = \gamma_q \sum Q_{k,i} + \gamma_g \sum G_{k,i} \quad [3]$$

Os coeficientes parciais de segurança, são retirados da tabela A.3 do Eurocódigo 7 (EC7) e tomam os seguintes valores para a abordagem de cálculo 1 - Quadro 1.

Quadro 1 - Excerto do Quadro A.6 do EC7

	γ_b	γ_s
Combinação 1	1,00	1,00
Combinação 2	1,30	1,30

A partir do exposto atrás, $F_{c,d}$ calcula-se a partir de

$$F_{c,d} = 2,25 \cdot (\gamma_q \cdot 40,0 + \gamma_g \cdot 52,0)$$

tomando os valores de 297,1 kN e 242,1 kN para as combinações 1 e 2, respetivamente.

2 - CAPACIDADE RESISTENTE DO TERRENO PARA INCLUSÕES À COMPRESSÃO

No cálculo adotou-se o modelo geológico geotécnico condicionante, correspondente às inclusões mais curtas, associadas ao perfil de cálculo com 10m de aluviões lodosas.

A resistência da inclusão, no caso de se utilizar métodos de cálculo da capacidade resistente com base em ensaios de terreno, calcula-se através das expressões [4] a [7].

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \quad [4]$$

$$R_{b;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} \quad e \quad R_{s;d} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad [5]$$

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6]$$

$$(R_{c;cal})_{mean} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{mean} = (R_{b;cal})_{mean} + (R_{s;cal})_{mean} \quad e \quad (R_{c;cal})_{b;cal;s;cal_{min_{min}}} \quad [7]$$

Os coeficientes parciais de segurança γ_b e γ_s são retirados do Quadro A.6 do EC7, apresentados no Quadro 1.

Os coeficientes de correlação (ξ) a utilizar, para determinar valores característico, são apresentados no Anexo A, Quadro A.10 do EC7. Adotaram-se apenas os valores de SPT médios para cada camada e considerou-se adequado adotar $\xi = 1,33$, tendo em conta o número de perfis de cálculo e de sondagens existentes neste local.

MÉTODO BASEADO NO PMT (NORMAS FRANCESAS)

O documento oficial francês “*Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil, Fascicule 62 – Titre V*”, apresenta um método para previsão da capacidade resistente tendo em conta o tipo de terreno e a tecnologia de execução das inclusões.

Este método baseia-se no ensaio pressiométrico e resultou da evolução de estudos anteriores (FOND. 72 e Bustamante e Gianeselli, 1981).

A capacidade resistente da estaca é obtida a partir dos dados do ensaio pressiométrico PMT, de acordo com a expressão [10].

$$R_{b,cal} = A_b \cdot K_p \cdot p_L \quad e \quad R_{s,cal} = P \cdot \Delta L \cdot q_s \quad [10]$$

em que,

- ΔL é a espessura da camada de solo;
- A_b é a área da ponta da estaca;

- K_p é o coeficiente de resistência de ponta, em função da pressão limite, o tipo de solo e processo construtivo;
- p_L é o valor da pressão limite medida no ensaio PMT;
- q_s é a resistência lateral unitária (retirada da Figura 1).

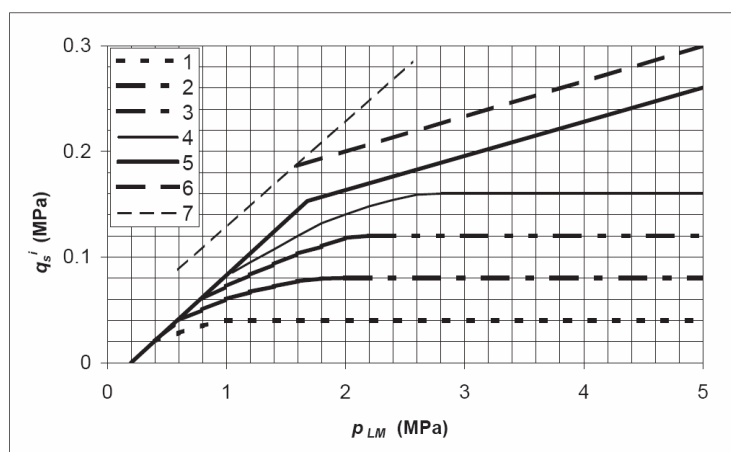


Figura 1 – Resistência lateral unitária

O resumo dos resultados obtidos apresenta-se no Quadro 2.

Quadro 2 - Resistências de cálculo através do método baseado no PMT

Camada	ΔL (m)	N_{SPT}^m	p_L (MPa)	K_p	Curva	q_s (kN/m ²)	$R_{s,cal}$ (kN)	$R_{b,cal}$ (kN)
HG1	2	10	0,67	-	Q1	50	110	0
HG2	10	2	0,28	-	Q1	20	176	0
HG3	1	15	1,00	1,4	Q3	80	88	135
Total	-	-	-	-	-	-	374	135

Assim,

$$R_{s,k} = 281 \text{ kN}$$

$$R_{b,k} = 101 \text{ kN}$$

e, consequentemente R_{td} toma os valores 362 kN e 280 kN nas combinações 1 e 2 da abordagem de cálculo 1 do EC7, respetivamente, verificando a capacidade resistente do terreno para acomodar as cargas transmitidas pelas inclusões rígidas, mesmo para comprimentos mais curtos, desde que verificada uma penetração mínima de 1m em formações com $N_{SPT} \geq 15$ pancadas.

3 - VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL DAS INCLUSÕES

Conforme indicado anteriormente, as inclusões rígidas estarão sujeitas a esforços de compressão resultantes do peso próprio dos materiais constituintes da plataforma de transferência de carga, do peso próprio da superestrutura de via e da sobrecarga de exploração.

A carga de compressão máxima a transmitir às inclusões rígidas assume o valor de

$N_k = 2,25 \text{ m}^2 \times (40 + 52) \text{ kN/m}^2 = 207 \text{ kN}$, o que corresponde a uma tensão na inclusão rígida (diam. 350mm) de 2,2 MPa.

O comportamento das inclusões rígidas será definido em função de:

- Módulo de deformabilidade do betão.
- Resistência à compressão simples (f_{ck} 28 dias) do betão. em cilindro a 28 dias f_{ck} do material.

O valor da resistência de cálculo à compressão do betão (f_{cd}) é determinado, segundo o preconizado no EC7 (2.4.7.1) pelo valor mínimo das seguintes expressões:

$$f_{cd} = \min \left(\alpha_{cc} \cdot k_3 \cdot \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \cdot \frac{C_{max}}{\gamma_c} \right)$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \frac{k_3}{k_1 \cdot k_2}$$

Onde:

- α_{cc} – Coeficiente que depende da armadura (tomando o valor de 1 para secção armada e de 0,8 para secção não armada).
- γ_c – Coeficiente parcial de minoração do material betão (toma o valor de 1,5 para cargas permanentes e de 1,2 para cargas não permanentes).
- f_{ck}^* – Resistência característica do betão, dada por:

$$f_{ck}^* = \inf(f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2}$$

- f_{ck} – Resistência à compressão simples do betão (C20/25), em provetes cilíndricos, aos 28 dias (20MPa).
- $f_{ck}(t)$ – Resistência à compressão simples do betão, em provetes cilíndricos, aos t dias (não disponível).
- C_{max} – Valor máximo da resistência à compressão simples do betão em função do processo executivo ($C_{max}=35\text{MPa}$);

- C_{max} – Valor máximo da resistência à compressão simples do betão em função do processo executivo ($C_{max}=35\text{MPa}$);
- k_1 – Fator dependente do método de furação e fator de esbelteza da inclusão rígida (de acordo com o Quadro 3, caso 3 - $k_1=1,3$).

Quadro 3 – Valores de C_{max} e k_1 – Excerto da ASIRI

Case	Execution mode	C_{max} (MPa)	k_1
1	Drilled inclusions with soil extraction	35	1.3
2	Drilled inclusions using a hollow auger with soil extraction	30	1.4
3	Drilled inclusions using a hollow auger with soil displacement	35	1.3
4	Inclusions either vibratory driven or cast in place	35	1.3
5	Incorporation of a binder with the soil (treated soil columns, jet grouting, etc.)	(*)	(**)

(*) Value to be determined through field site testing.

(**) columns of treated soil using a mechanical tool that guarantees the cross-section geometry: k_1 to be determined on a case-by-case basis with $k_1 > 1.3$.

- k_2 – Fator dependente da esbelteza da inclusão rígida, assumindo os seguintes valores:
 - $k_2 = 1,05$, para inclusões com diâmetro d / comprimento $< 1/20$;
 - $k_2 = 1,3 - d/2$, para inclusões com diâmetro $d < 0,60\text{m}$;
 - $k_2 = 1,35 - d/2$, para inclusões que não verifiquem as duas condições anteriores.

No presente caso, considerando que o diâmetro proposto para as inclusões é de 350 mm e que o comprimento máximo a atingir é de 30m, resulta um valor de $k_2 = 1,05$.

- k_3 – Fator dependente do tipo de controlo realizado. Estando prevista a realização de ensaios (prévios) de carga verticais, à escala real, este fator toma o valor de $k_3 = 1,5$.

Obtém-se assim:

$$f_{ck}^* = \frac{20}{1,3 \cdot 1,05} = 14,7 \text{ MPa}$$

Aplicando este resultado nas expressões anteriores, para cálculo do f_{cd} , resulta:

$$f_{cd} = \min\left(0,8 \cdot 1,5 \cdot \frac{14,7}{1,5}; 0,8 \cdot \frac{35}{1,5}\right) = 11,8 \text{ MPa}$$

$$\text{e } f_{cd} = 0,8 \cdot \frac{20}{1,5} \cdot \frac{1,5}{1,3 \cdot 1,05} = 11,7 \text{ MPa}$$

Assume-se assim o valor de $f_{cd}=11,7 \text{ MPa}$.

Verifica-se assim a segurança das inclusões rígidas ao ELU de compressão simples, determinando-se um fator de segurança de $FS = 3,8$.

Quadro 4 – Verificação da segurança das IR ao ELU de compressão simples

Diâmetro IR	Resistência à compressão simples F_{cd} (MPa)	Tensão característica N_{sk} (MPa)	Tensão de dimensionamento N_{sd} (MPa)	FS
350 mm	11,7	2,2	3,1	3,8

ANEXO 3

RESULTADOS DO CÁLCULO AUTOMÁTICO – PLAXIS 2D

ÍNDICE

A3 INTRODUÇÃO	1
1 – PERFIL DE CÁLCULO 1: 31-CPTU318-S356 COM 10M DE ALUVIÕES LODOSAS (HG2)	3
1.1 RESULTADOS PARA A FASE FINAL DE CONSTRUÇÃO.....	5
1.2 RESULTADOS PARA A FASE CONSOLIDAÇÃO T= 100 ANOS	12
2 - PERFIL DE CÁLCULO 2: 9-SC2-PK35-639 COM 20M DE ALUVIÕES LODOSAS (HG2)	21
2.1 RESULTADOS PARA A FASE FINAL DE CONSTRUÇÃO.....	22
2.2 RESULTADOS PARA A FASE CONSOLIDAÇÃO PARA T=100 ANOS	29
3 - PERFIL DE CÁLCULO 3: 36-SC9_PK39+063 COM 30M DE ALUVIÕES LODOSAS (HG2)	38
3.1 RESULTADOS PARA A FASE FINAL DE CONSTRUÇÃO.....	40
3.2 RESULTADOS PARA A FASE CONSOLIDAÇÃO PARA T=100 ANOS	47
4 - PERFIL DE CÁLCULO 3':36-SC9_PK39+063 +1 FIADA DE INCLUSÕES RÍGIDAS PARA 30M DE ALUVIÕES LODOSAS (HG2)	56
4.1 RESULTADOS PARA A FASE FINAL DE CONSTRUÇÃO.....	58
4.2 RESULTADOS PARA A FASE CONSOLIDAÇÃO PARA T=100 ANOS	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Escala de cores dos materiais utilizados: (a) diferentes HGs, (b) Geogrelha, (c) inclusões, modeladas como <i>embedded beam</i> com diferentes resistências ao longo do seu comprimento.....	2
Figura 2 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Modelo de cálculo. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	3
Figura 3 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Malha de elementos finitos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	4
Figura 4 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	5
Figura 5 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase de final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	6
Figura 6 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	7
Figura 7 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	8

Figura 8 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	9
Figura 9 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	10
Figura 10 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Superfície de rotura obtida para o incremento da tensão deviatórica na fase final de construção incluindo a sobrecarga com um valor de $M_{sf} = 1.5$. (a) Vista ampliada, (b) Vista global.....	11
Figura 11 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase de consolidação para T= 100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	12
Figura 12 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	13
Figura 13 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y sob os carris na fase de consolidação para T=100 anos.	14
Figura 14 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	15
Figura 15 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	16
Figura 16 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	17
Figura 17 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	18
Figura 18 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) deslocamentos em x, (b) deslocamentos em y, (c) forças axiais, (d) forças de corte	19
Figura 19 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T=100 anos. (e) momentos, (f) resistência ao corte ao longo da interface entre solo e superfície longitudinal da inclusão rígida.....	20
Figura 20 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Modelo de cálculo. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	21
Figura 21 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Malha de elementos finitos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	21
Figura 22 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	22
Figura 23 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	23
Figura 24 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	24
Figura 25 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	25
Figura 26 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	26
Figura 27 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	27

Figura 28 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Superfície de rotura obtida para o incremento da tensão deviatórica na fase final de construção incluindo a sobrecarga $M_{sf} = 1.3$. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	28
Figura 29 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	29
Figura 30 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	30
Figura 31 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y sob os carris na fase de consolidação para $T=100$ anos.	31
Figura 32 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Poro-pressões na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	32
Figura 33 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	33
Figura 34 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	34
Figura 35 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	35
Figura 36 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) deslocamentos em x, (b) deslocamentos em y, (c) forças axiais, (d) forças de corte	36
Figura 37 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para $T=100$ anos (e) momentos, (f) resistência ao corte ao longo da interface entre solo e superfície longitudinal da inclusão rígida	37
Figura 38 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Modelo de cálculo. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	38
Figura 39 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Malha de elementos finitos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	39
Figura 40 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	40
Figura 41 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	41
Figura 42 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	42
Figura 43 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	43
Figura 44 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	44
Figura 45 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	45
Figura 46 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Superfície de rotura obtida para o incremento da tensão deviatórica na fase final de construção incluindo a sobrecarga $M_{sf} = 1.46$. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	46
Figura 47 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	47

Figura 48 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	48
Figura 49 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y sob os carris na fase de consolidação para T=100 anos.	49
Figura 50 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	50
Figura 51 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	51
Figura 52 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	52
Figura 53 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	53
Figura 54 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T= 100 anos. (a) deslocamentos em x, (b) deslocamentos em y, (c) forças axiais, (d) forças de corte	54
Figura 55 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T= 100 anos. (e) momentos, (f) resistência ao corte ao longo da interface entre solo e superfície longitudinal da inclusão rígida.....	55
Figura 56 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Modelo de cálculo. (a) Vista ampliada, (b) Vista global.....	56
Figura 57 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Malha de elementos finitos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	57
Figura 58 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em x na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	58
Figura 59 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em y na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	59
Figura 60 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	60
Figura 61 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Excesso de poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global.....	61
Figura 62 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Distribuição de tensões efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	62
Figura 63 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	63
Figura 64 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Superfície de rotura obtida para o incremento da tensão deviatórica na fase final de construção incluindo a sobrecarga $M_{sf} = 1.5$. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	64
Figura 65 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em x na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	65
Figura 66 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em y na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	66
Figura 67 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em y sob os carris na fase de consolidação para T=100 anos.	67

Figura 68 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	68
Figura 69 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Excesso de poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	69
Figura 70 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Distribuição de tensões efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	70
Figura 71 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global	71
Figura 72 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) deslocamentos em x, (b) deslocamentos em y, (c) forças axiais, (d) forças de corte	72
Figura 73 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T=100 anos. (e) momentos, (f) resistência ao corte ao longo da interface entre solo e superfície longitudinal da inclusão rígida.....	73

A3 INTRODUÇÃO

Os perfis de cálculo foram modelados com recurso ao programa de cálculo automático PLAXIS 2D, recorrendo a uma análise bidimensional em estado de deformação plana, tendo-se adotado elementos finitos de geometria triangular, com 15 nós.

Pela análise dos resultados obtidos nestes cálculos tensão-deformação, conclui-se que os deslocamentos obtidos se enquadram nos valores admissíveis para as soluções propostas.

No presente Anexo compilam-se os resultados com maior interesse para o projeto geotécnico, para os 3 perfis de cálculo considerados como representativos das condições de fundação ao longo do troço em estudo.

Os perfis de cálculo distinguem-se pela diferente espessura de aluviões lodosas (HG2), designadamente:

- Perfil cálculo 1 (31-CPTU318-S356), para $HG2 \leq 10m$;
- Perfil de cálculo 2 (9-SC2-PK35-639), para $10 < HG2 \leq 20m$;
- Perfil de cálculo 3 (36-SC9_PK39+063), para $HG2 > 20m$.

Em termos de etapas de cálculo, consideraram-se as seguintes fases comuns aos três perfis de cálculo:

- Fase inicial; correspondente à modelação atual do terreno.
- Escavação até à cota de execução das inclusões.
- Execução das inclusões.
- Execução da PTC, por ativação da geogrelha e da camada correspondente ao agregado britado e superestrutura de via (balastro e sub-balastro).
- Aplicação da sobrecarga ferroviária (SC).
- Análise da consolidação para os períodos de 10, 20, 40, 60, 100 anos.

Os resultados considerados com maior interesse ao projeto geotécnico correspondem aos deslocamentos (horizontais e verticais), às poro-pressões, às tensões efetivas e ao incremento da tensão deviatórica (superfície de rotura), para as fases final de construção e consolidação para um período de 100 anos.

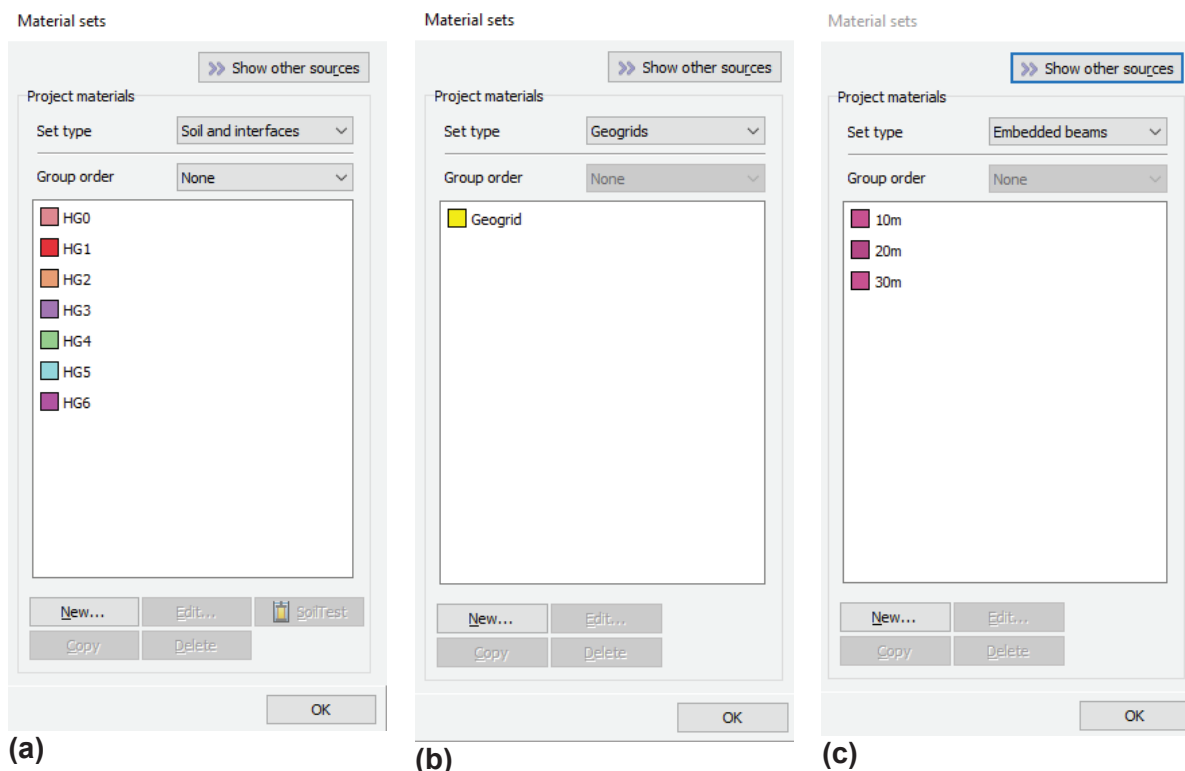
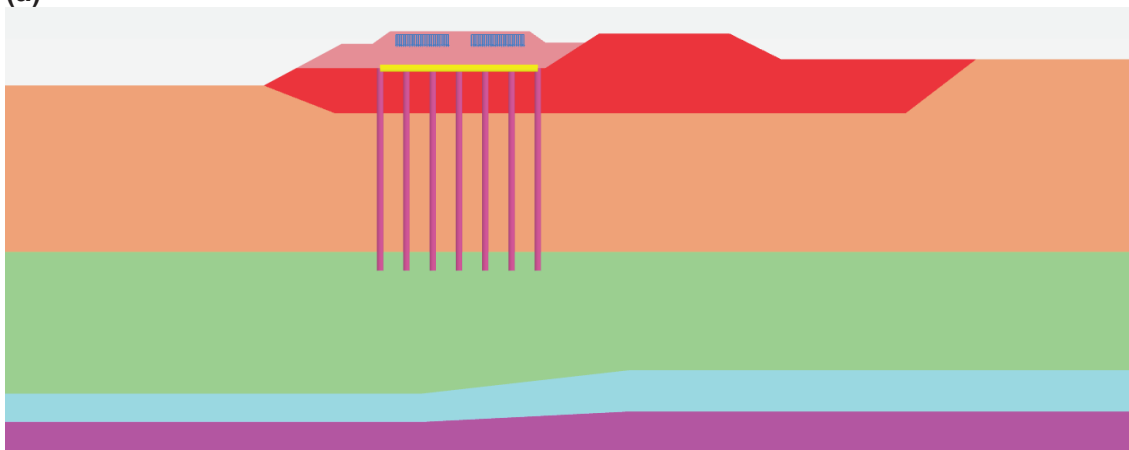


Figura 1 – Escala de cores dos materiais utilizados: (a) diferentes HGs, (b) Geogrelha, (c) inclusões, modeladas como *embedded beam* com diferentes resistências ao longo do seu comprimento

1 – PERFIL DE CÁLCULO 1: 31-CPTU318-S356 COM 10M DE ALUVIÕES LODOSAS (HG2)

(a)



(b)

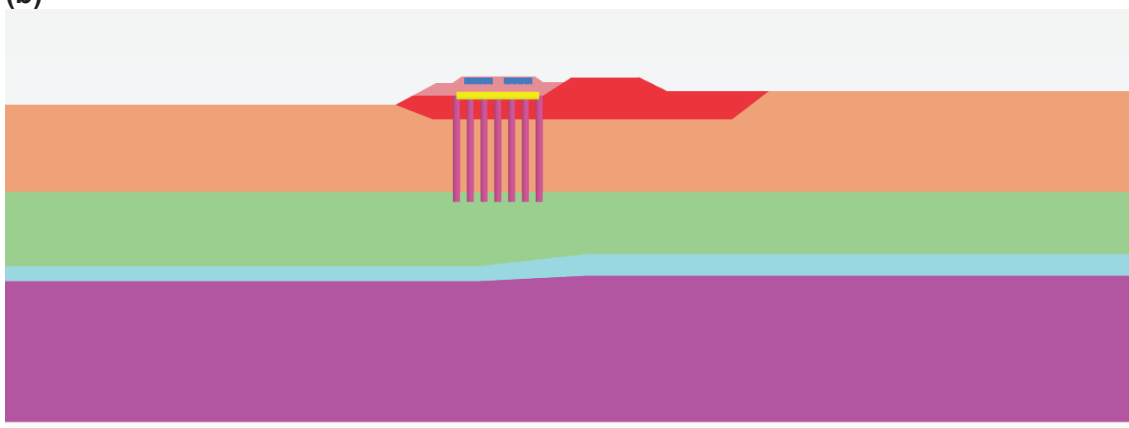
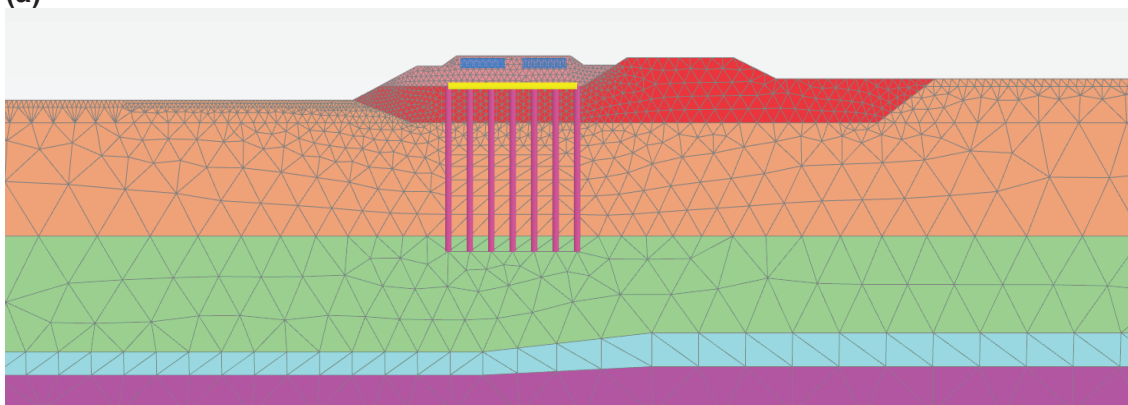


Figura 2 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Modelo de cálculo. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

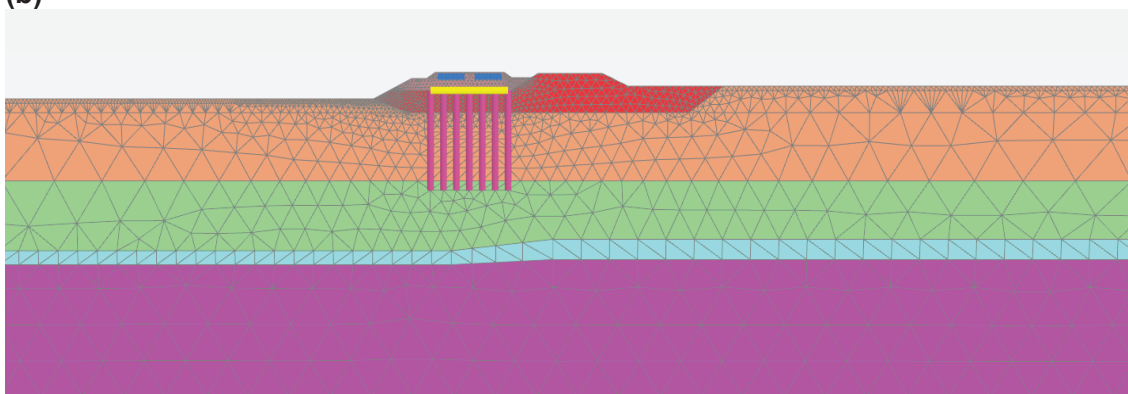
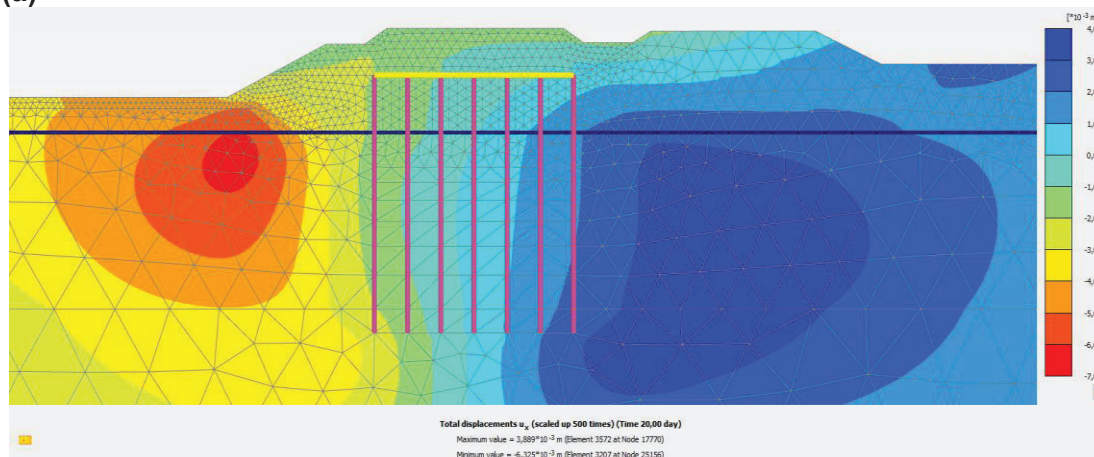


Figura 3 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Malha de elementos finitos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

1.1 RESULTADOS PARA A FASE FINAL DE CONSTRUÇÃO

(a)



(b)

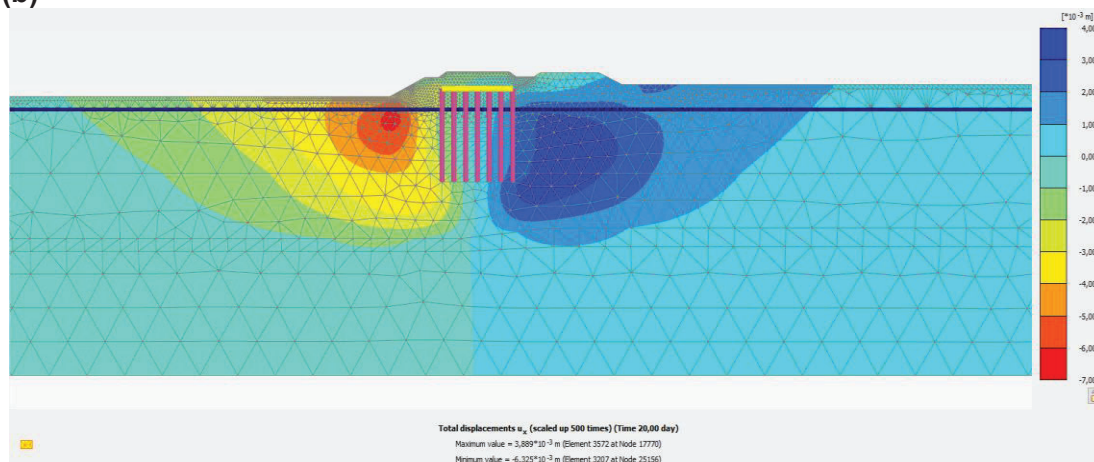
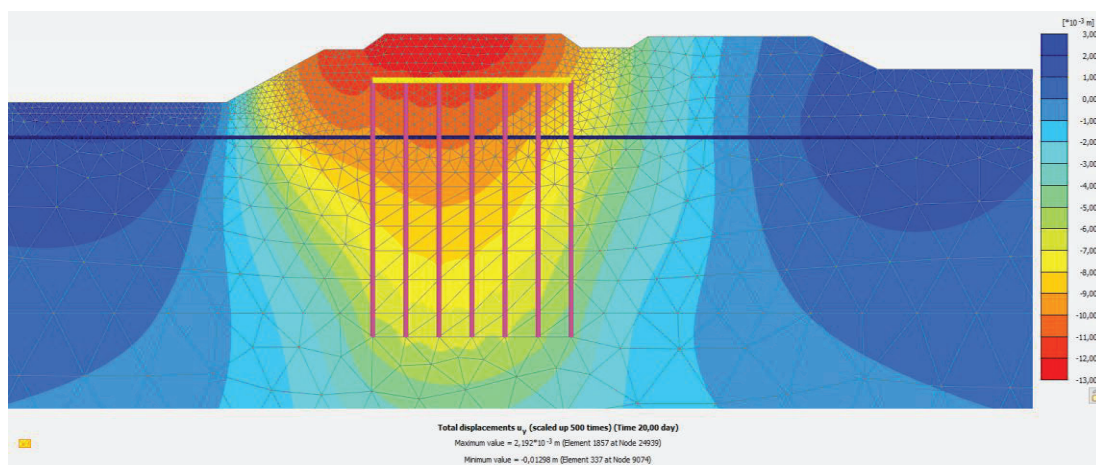


Figura 4 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

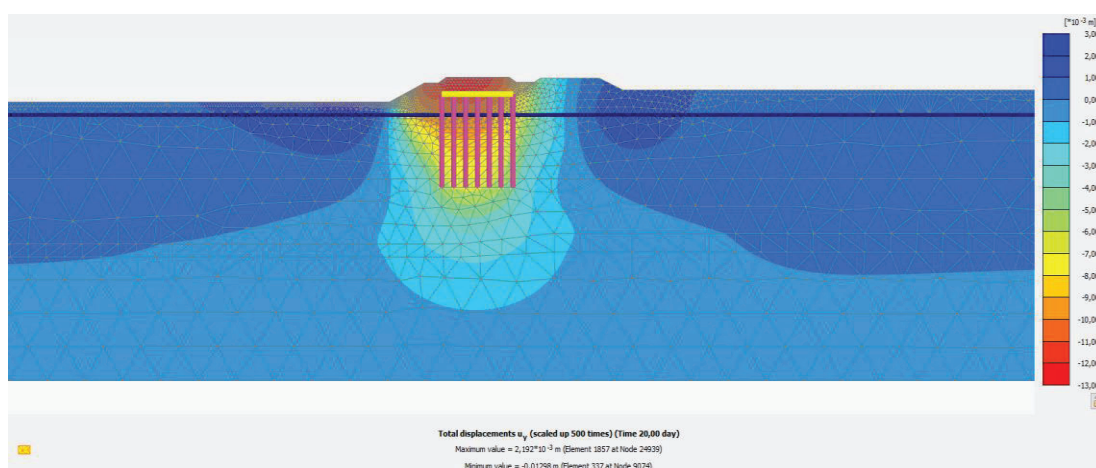
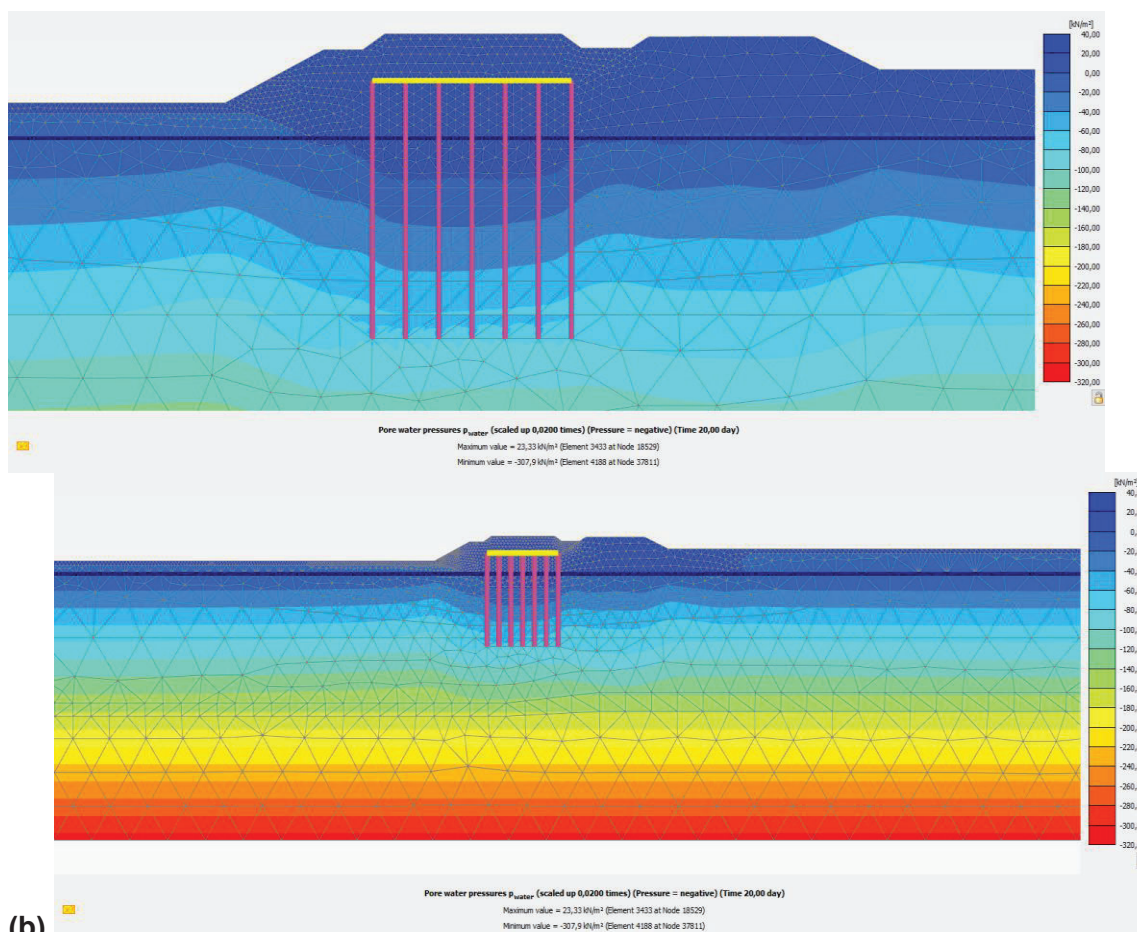


Figura 5 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase de final de construção.
(a) Vista ampliada, (b) Vista global

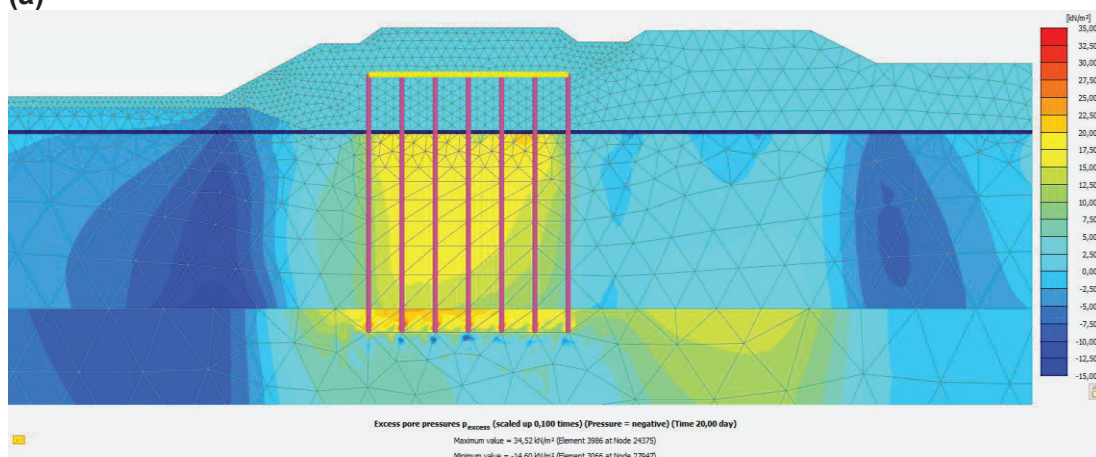
(a)



(b)

Figura 6 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões Iodosas (HG2)) Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

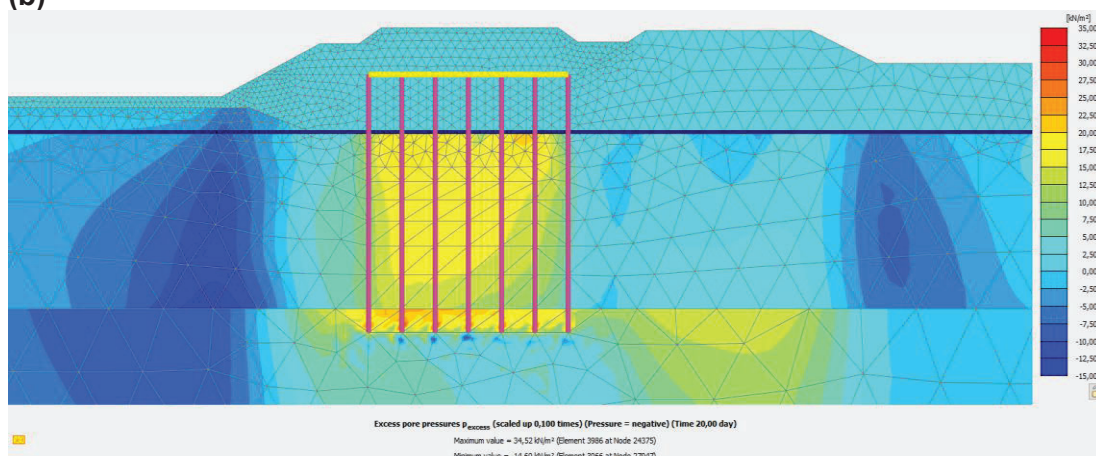
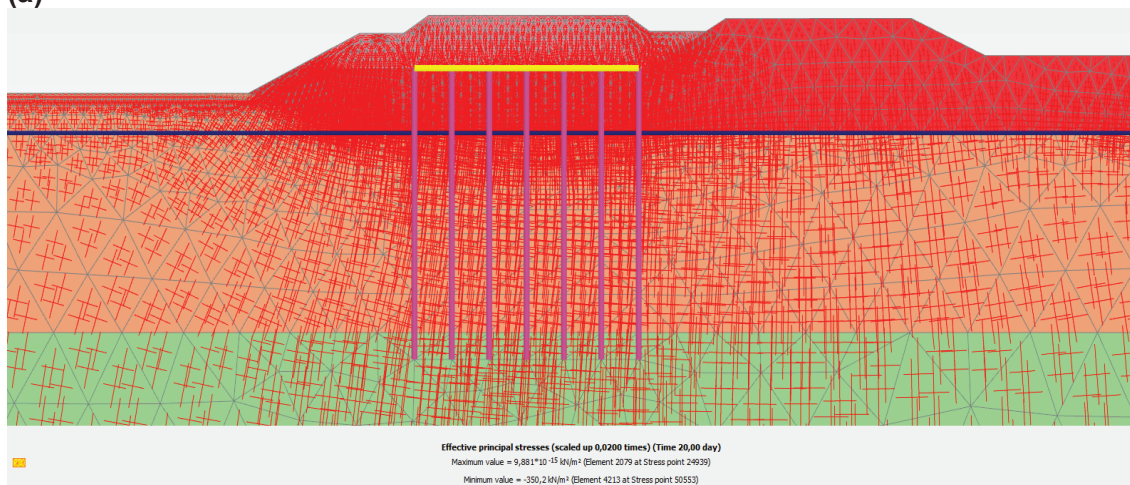


Figura 7 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

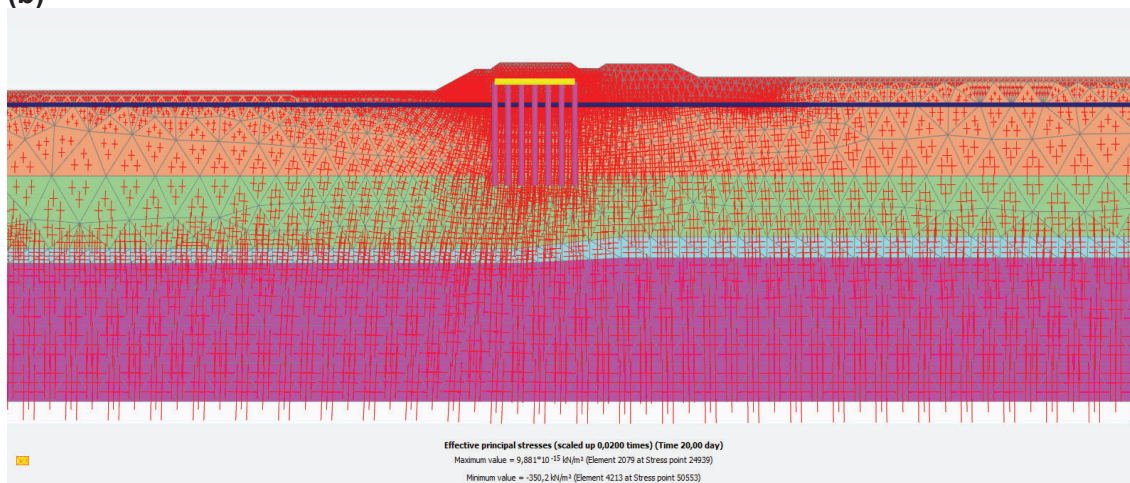
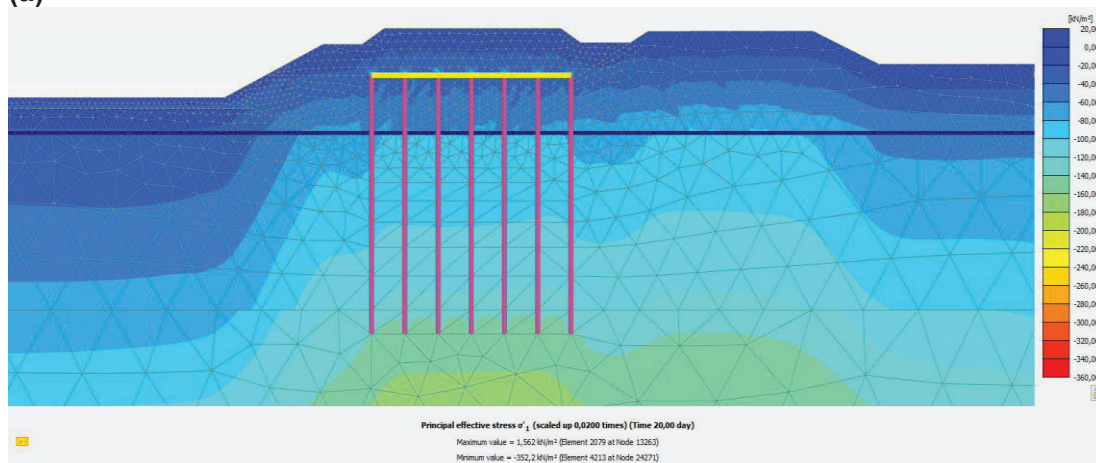


Figura 8 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

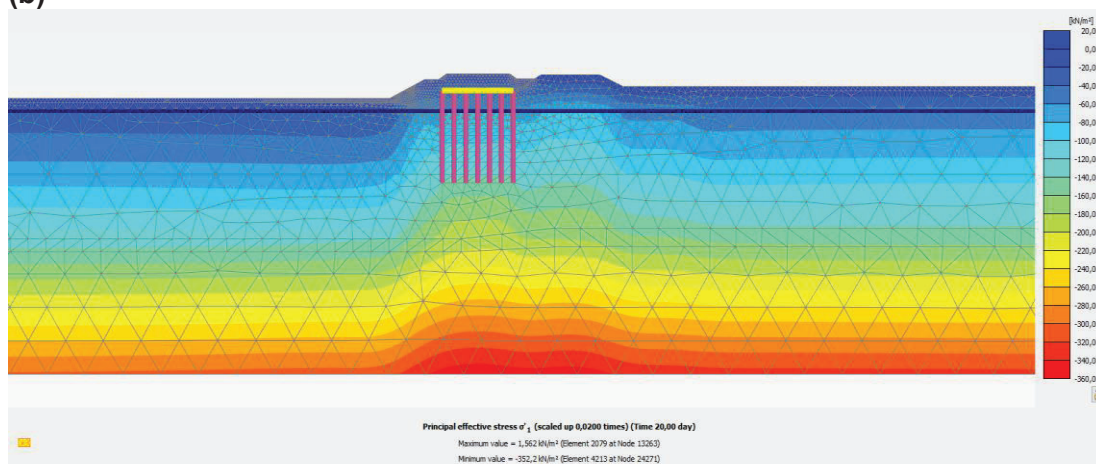
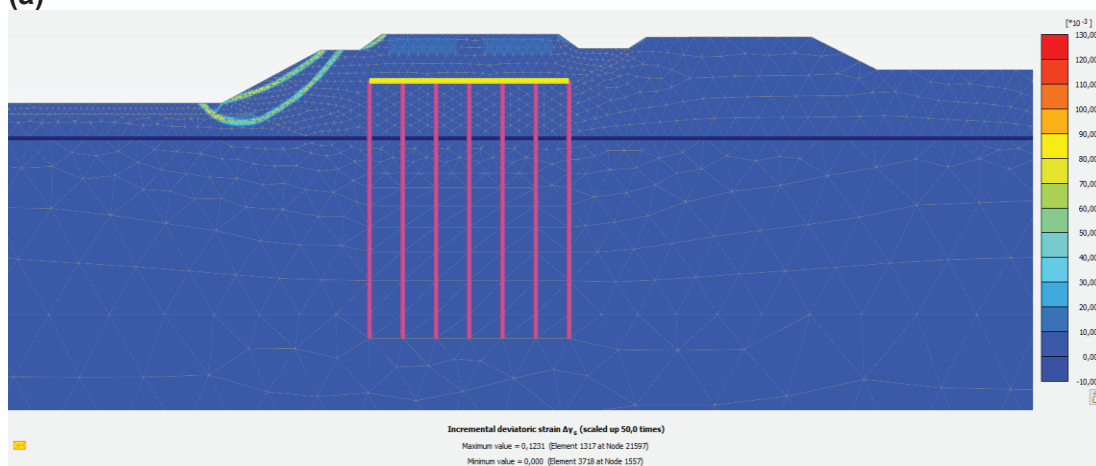


Figura 9 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões Iodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

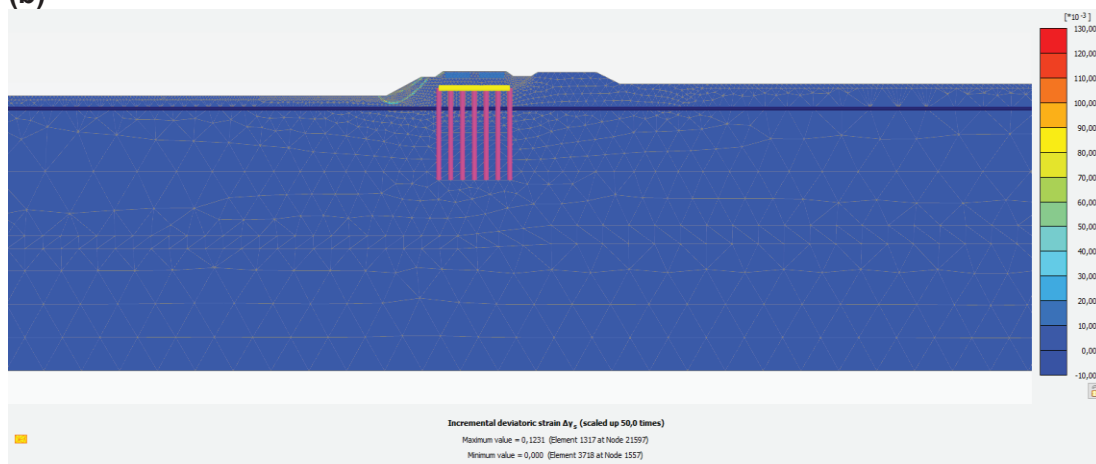
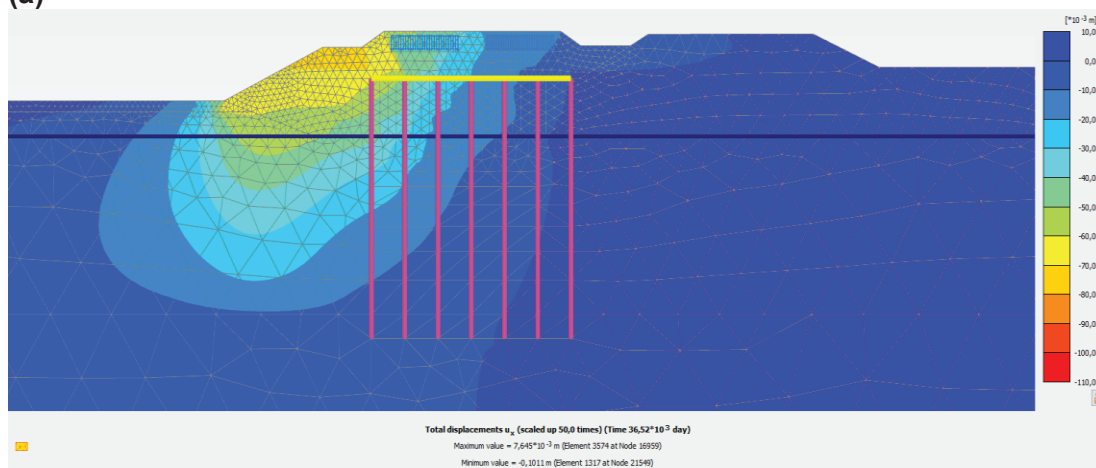


Figura 10 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Superfície de rotura obtida para o incremento da tensão deviatórica na fase final de construção incluindo a sobrecarga com um valor de $M_{sf} = 1.5$. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

1.2 RESULTADOS PARA A FASE CONSOLIDAÇÃO T= 100 ANOS

(a)



(b)

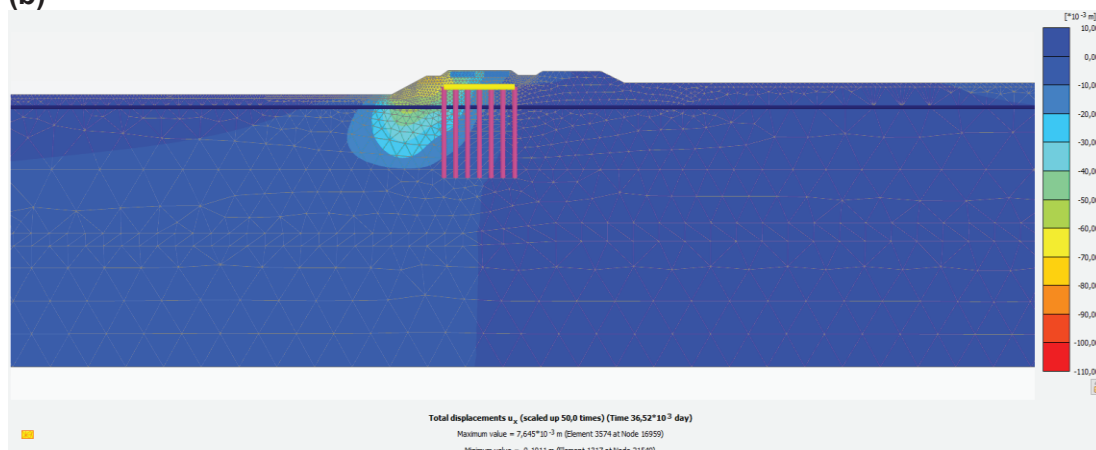
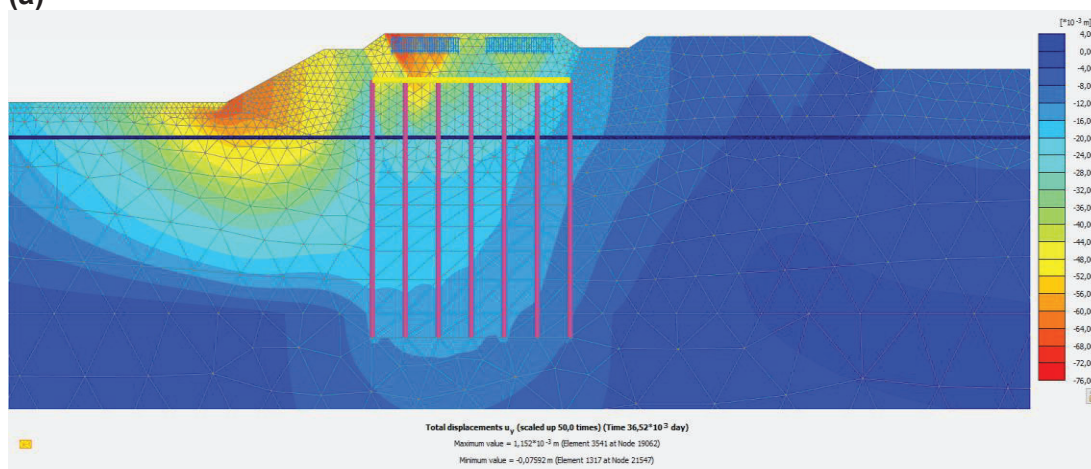


Figura 11 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase de consolidação para T= 100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

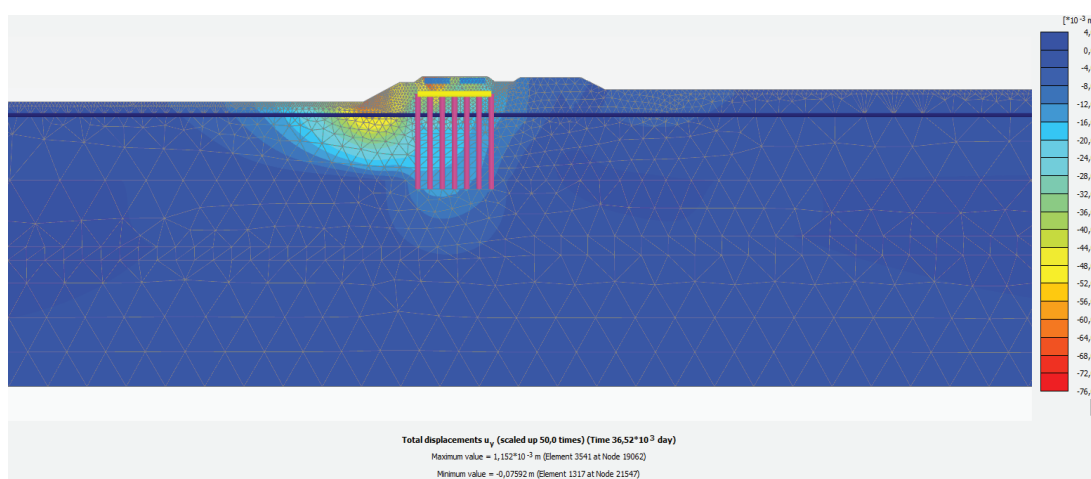


Figura 12 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

Output Version 2024.2.0.1144

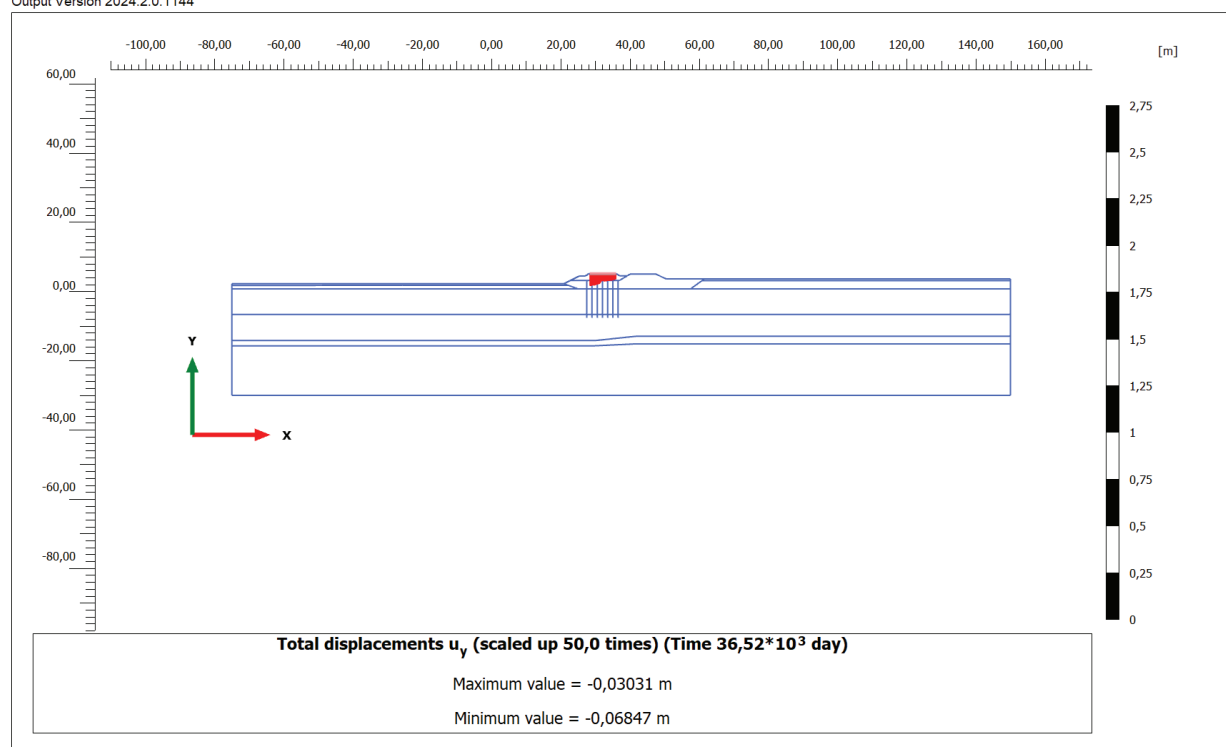
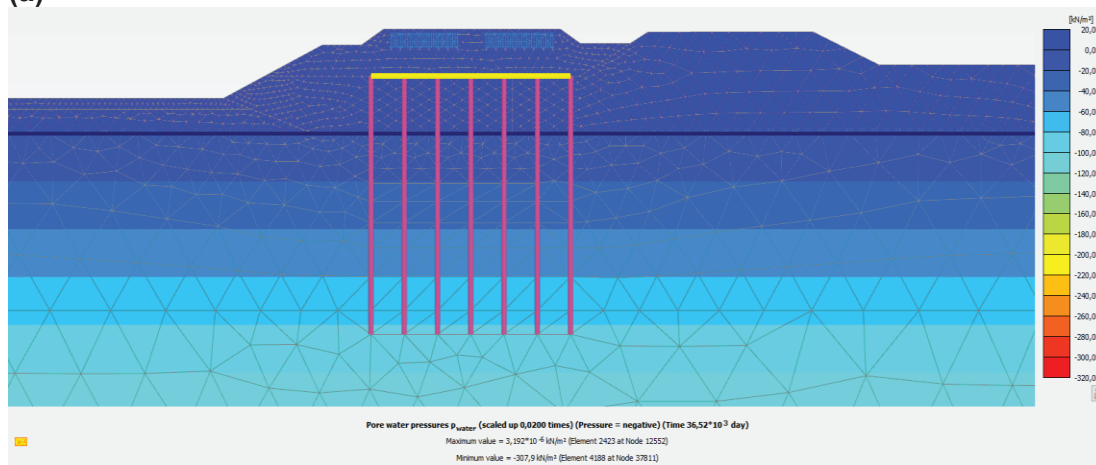


Figura 13 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões Iodosas (HG2)) Deslocamentos em y sob os carris na fase de consolidação para T=100 anos.

(a)



(b)

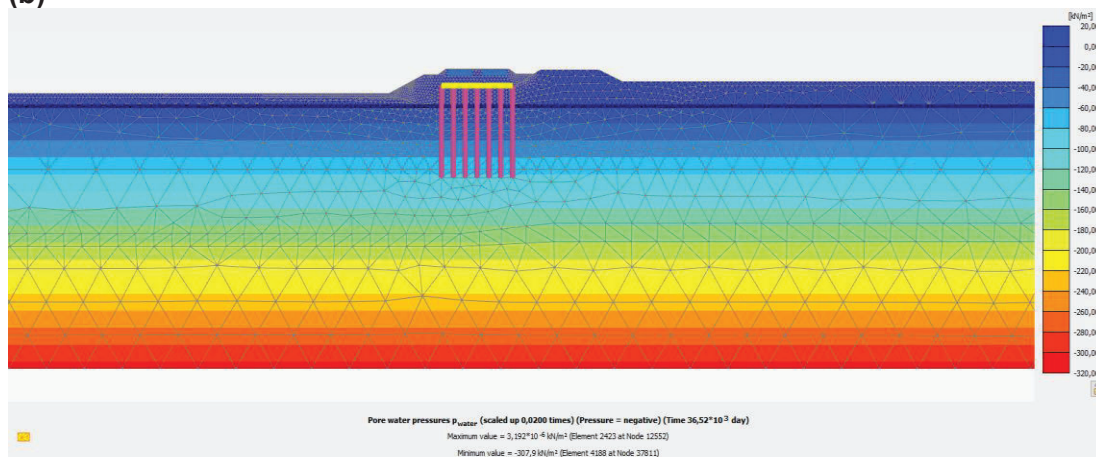
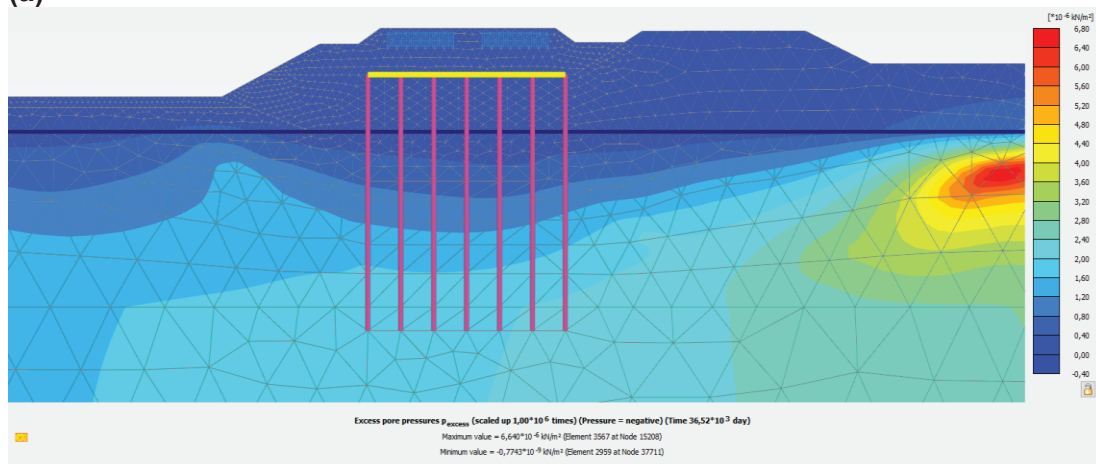


Figura 14 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões Iodosas (HG2)) Poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

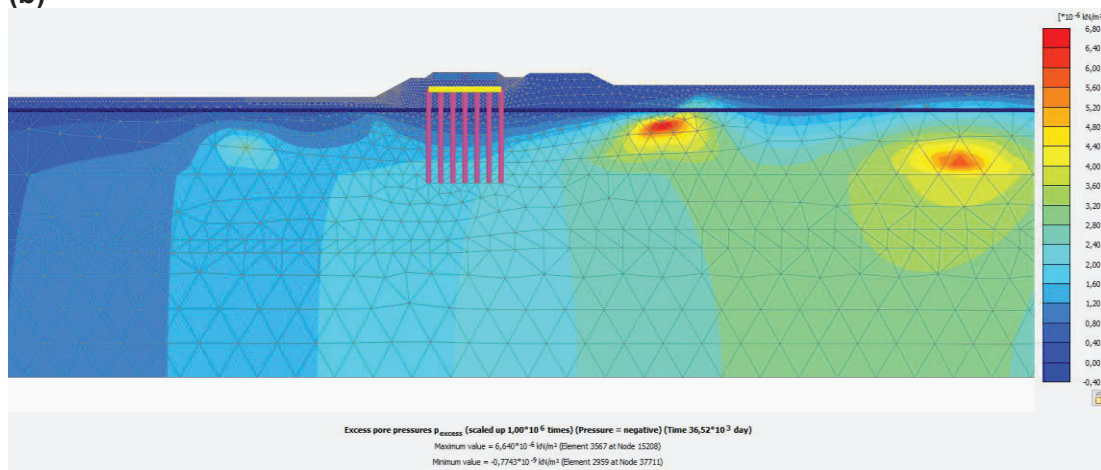
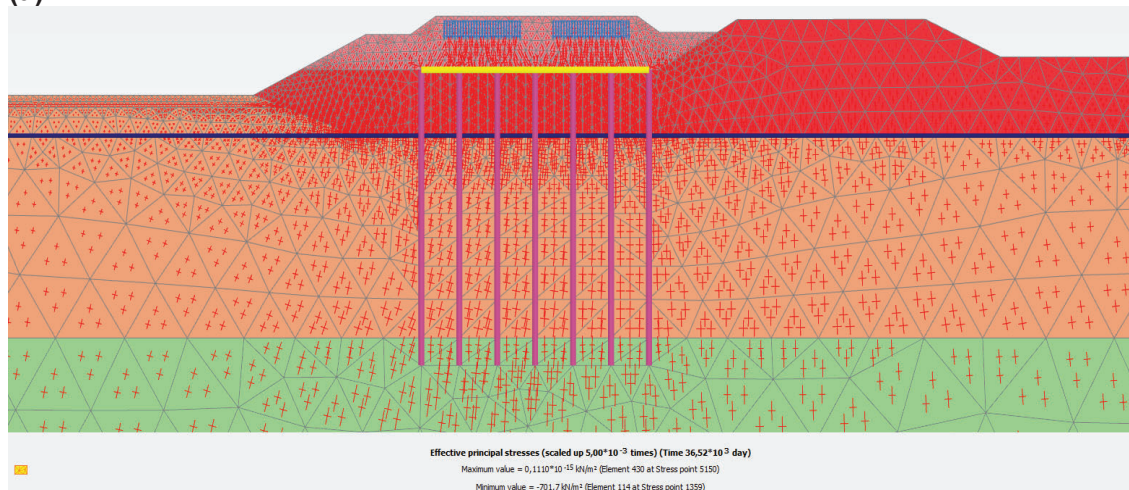


Figura 15 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

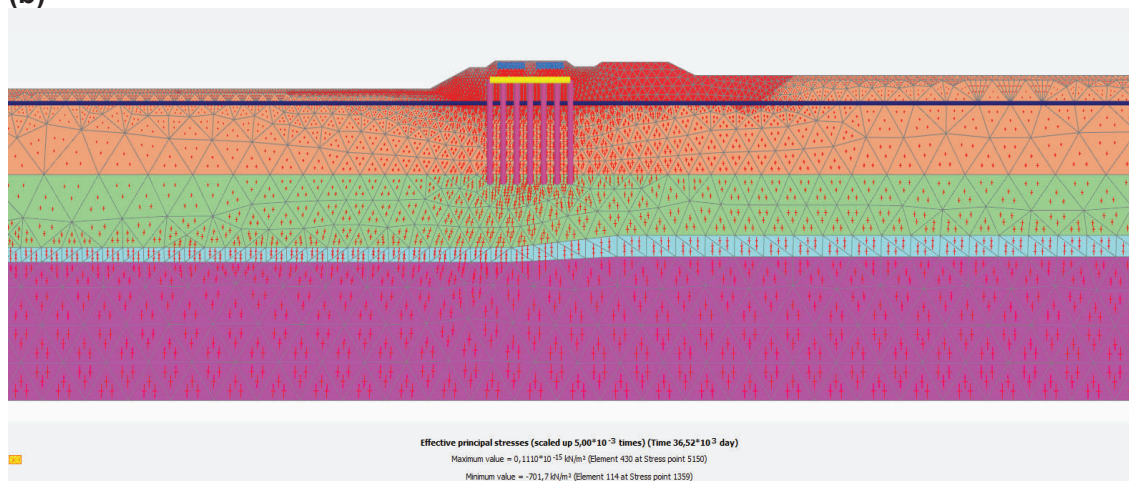
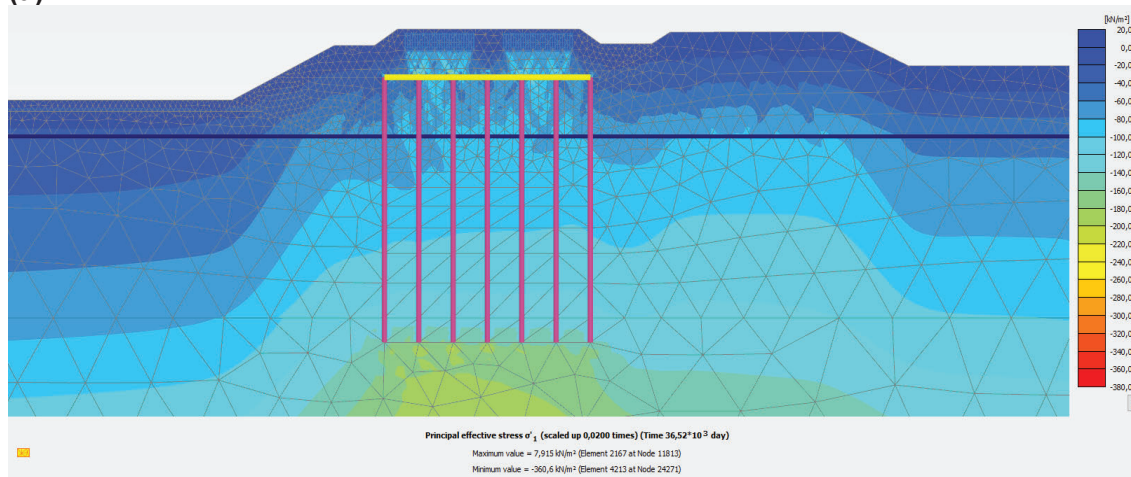


Figura 16 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões Iodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

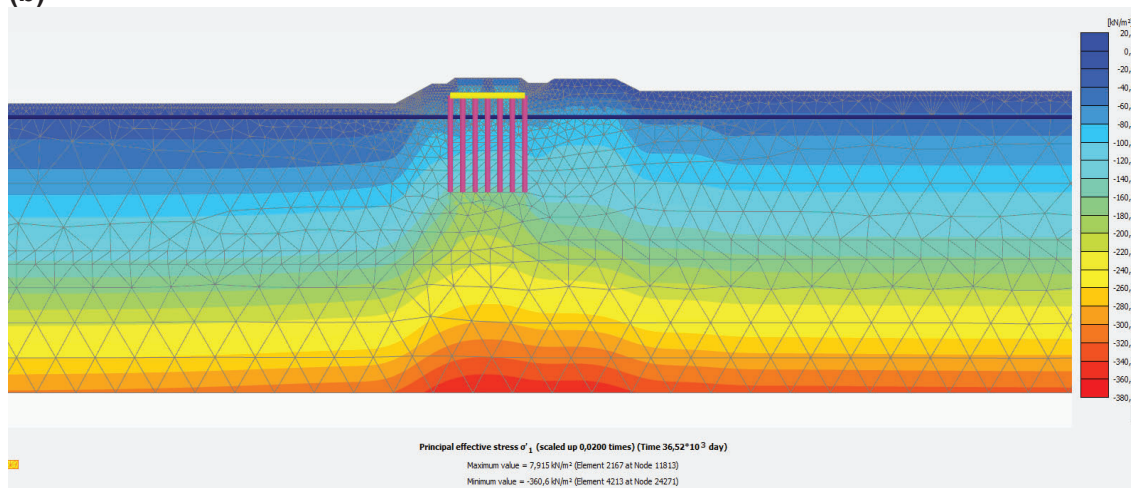


Figura 17 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões Iodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

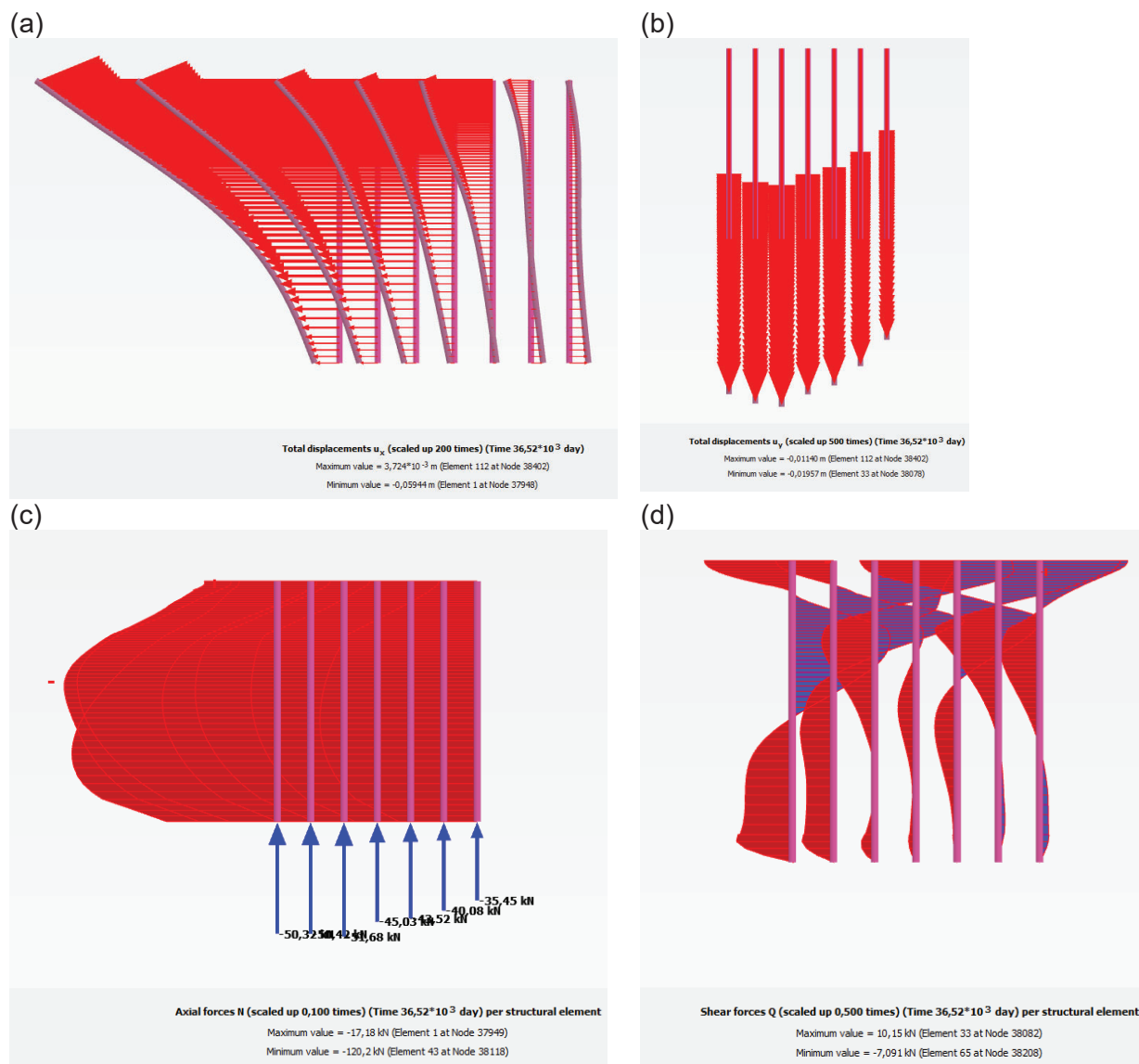


Figura 18 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) deslocamentos em x, (b) deslocamentos em y, (c) forças axiais, (d) forças de corte

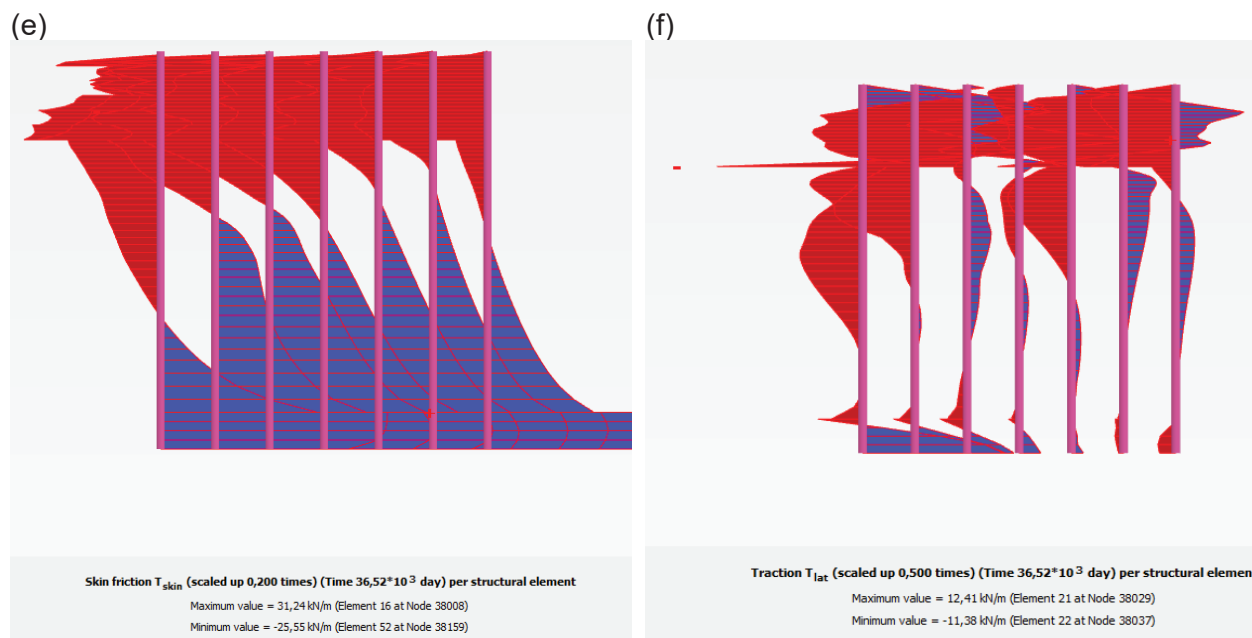
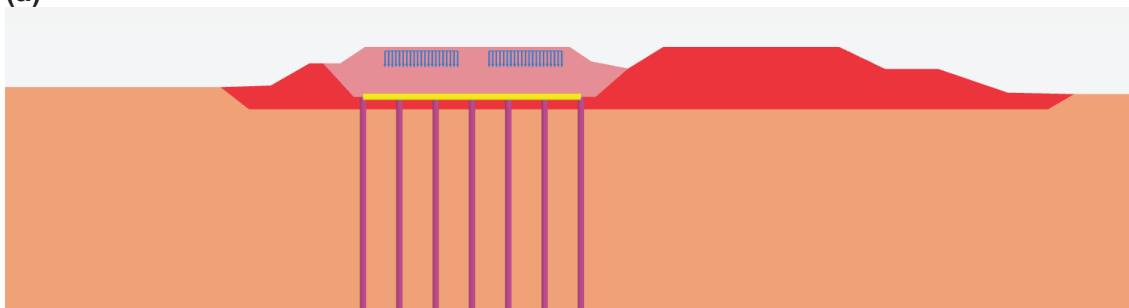


Figura 19 (31-CPTU318-S356, 10m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T=100 anos. (e) momentos, (f) resistência ao corte ao longo da interface entre solo e superfície longitudinal da inclusão rígida

2 - PERFIL DE CÁLCULO 2: 9-SC2-PK35-639 COM 20M DE ALUVIÕES LODOSAS (HG2)

(a)



(b)

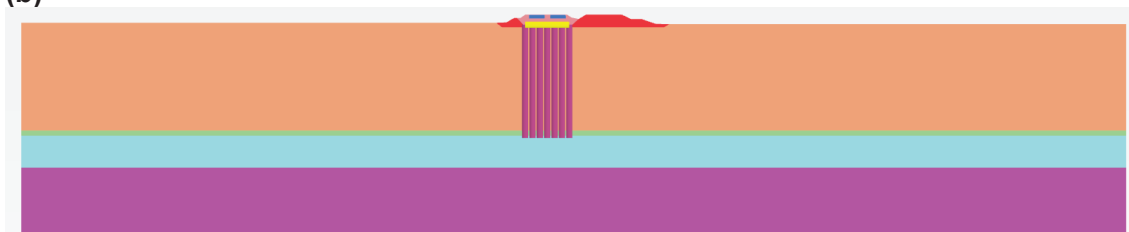
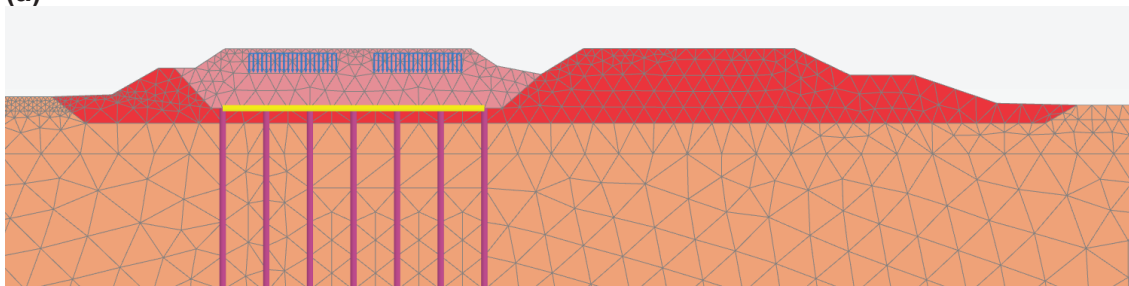


Figura 20 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Modelo de cálculo. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

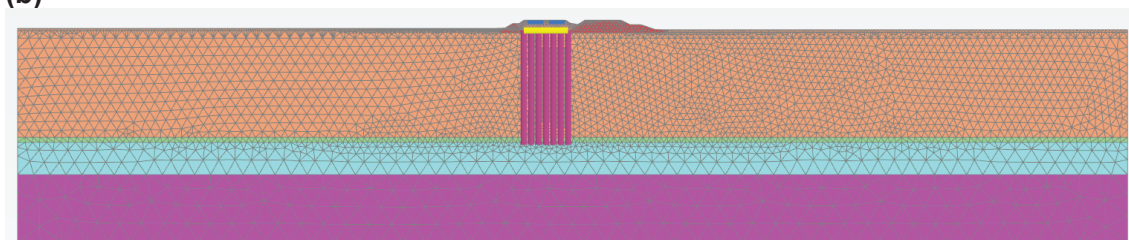
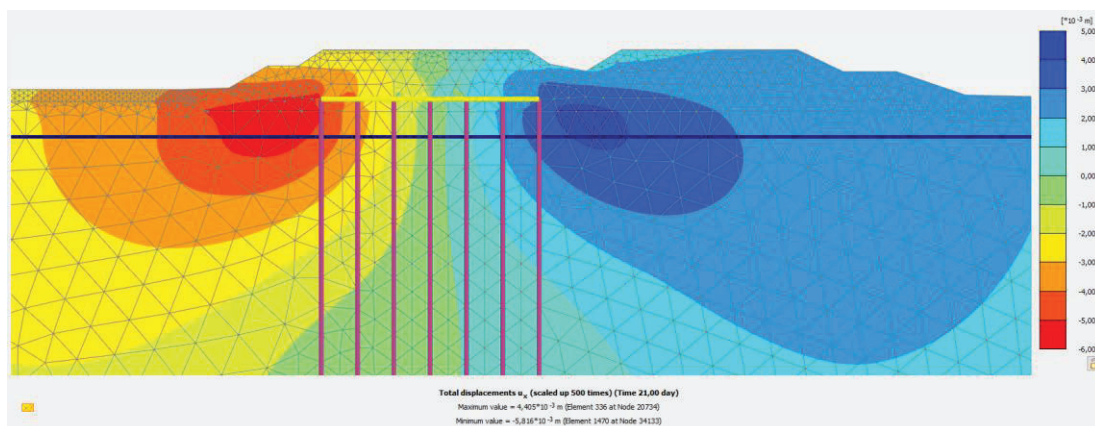


Figura 21 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Malha de elementos finitos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

2.1 RESULTADOS PARA A FASE FINAL DE CONSTRUÇÃO

(a)



(b)

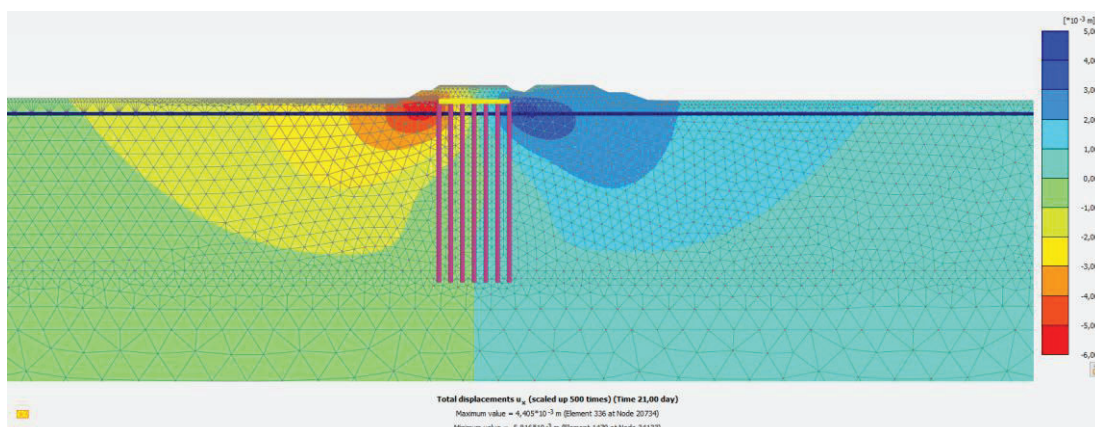
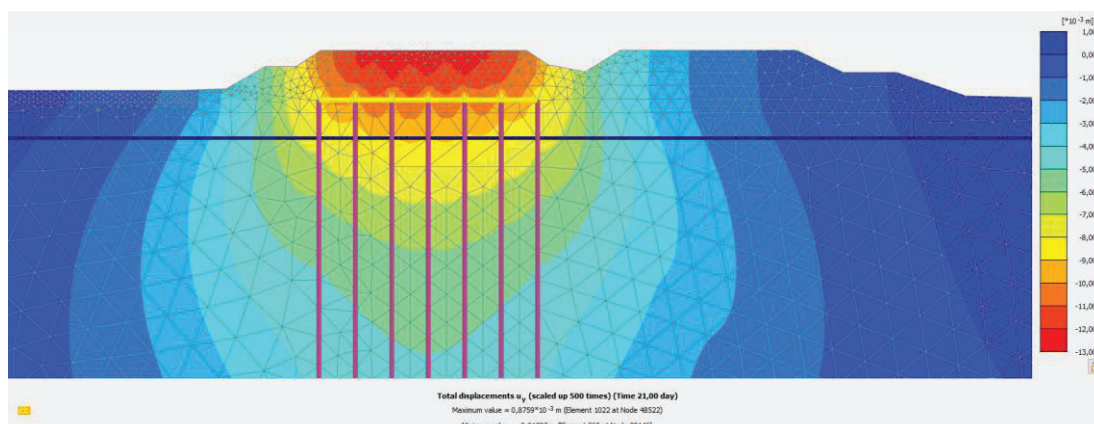


Figura 22 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

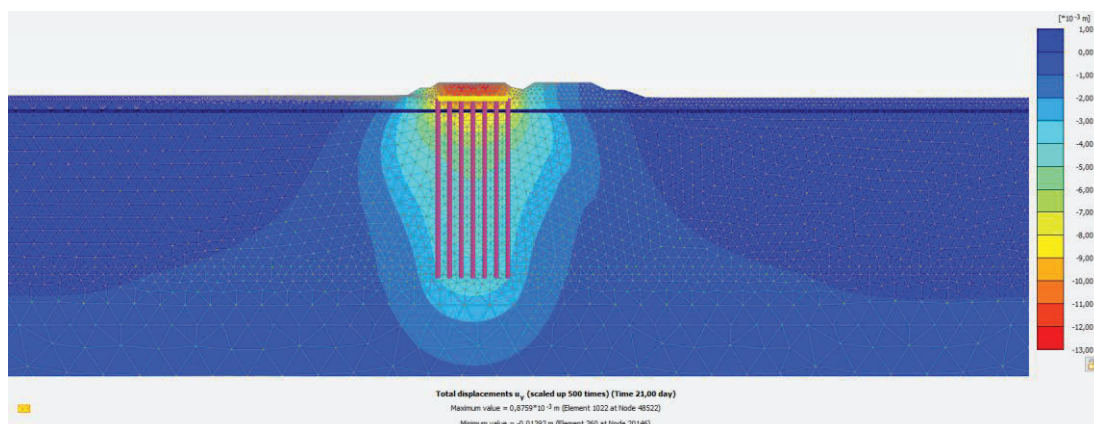
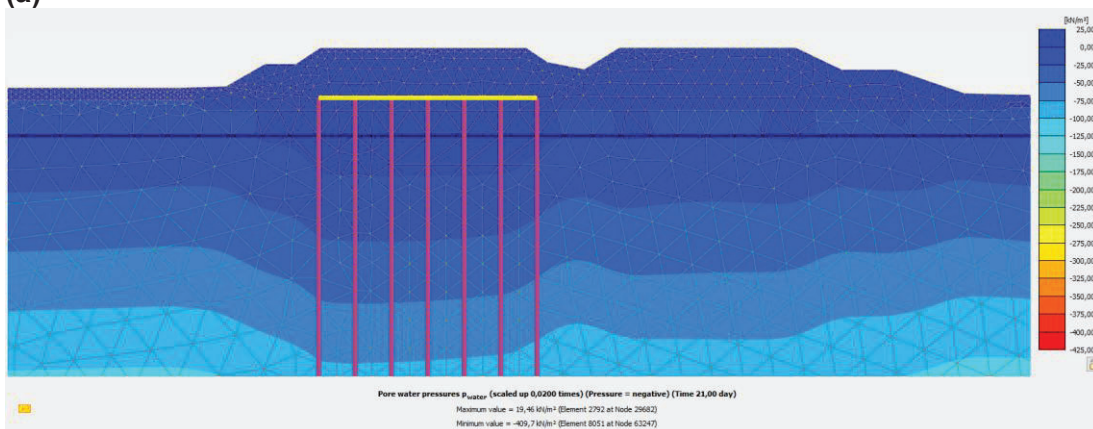


Figura 23 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões Iodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

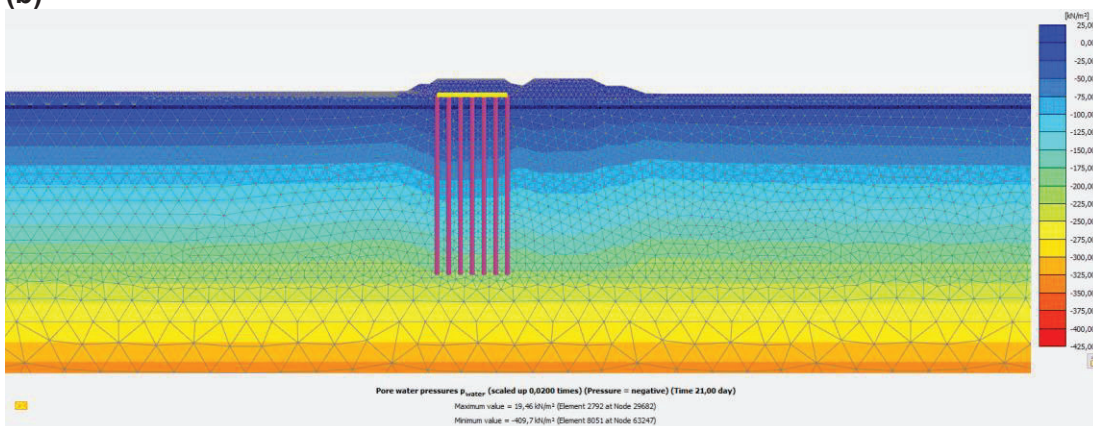


Figura 24 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

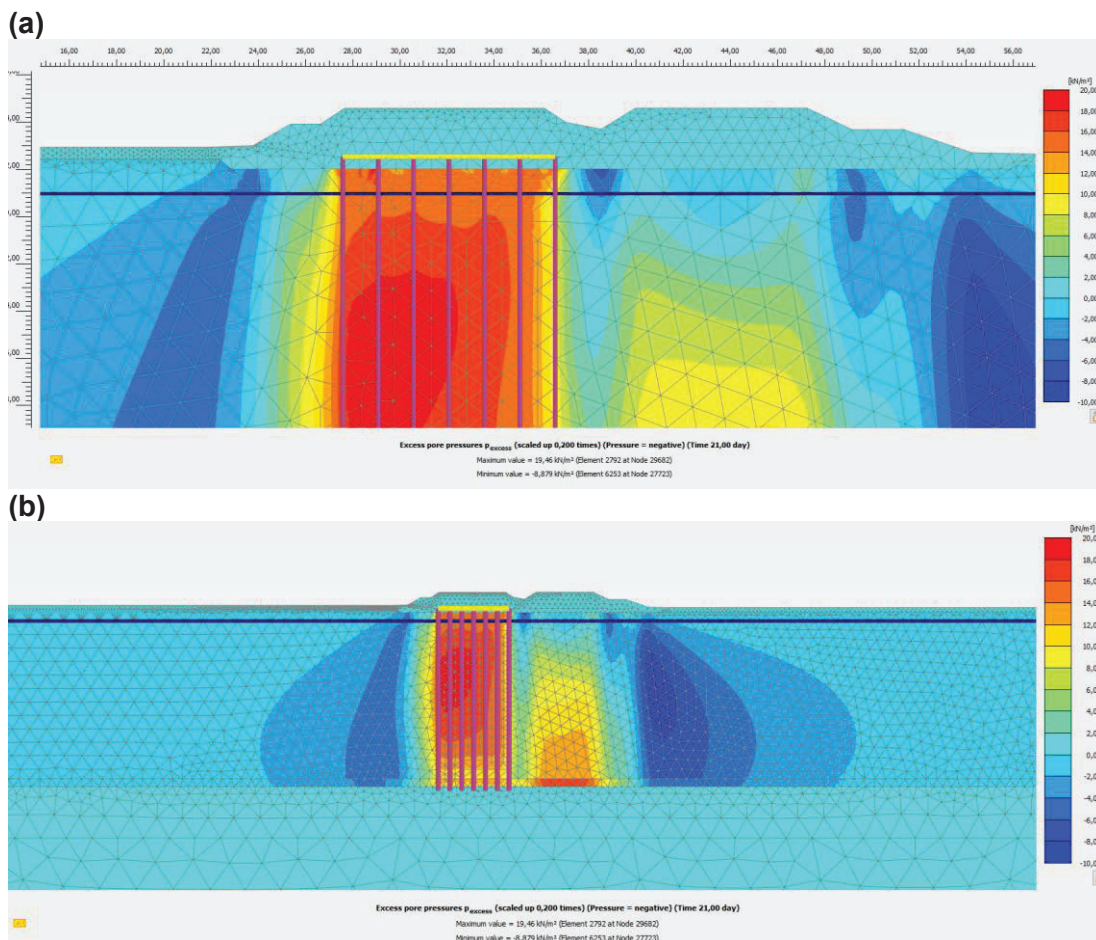
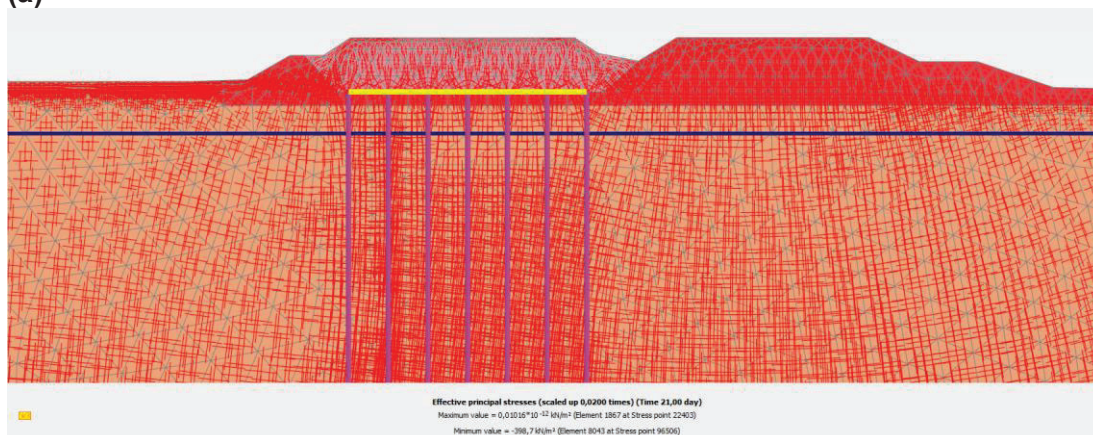


Figura 25 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

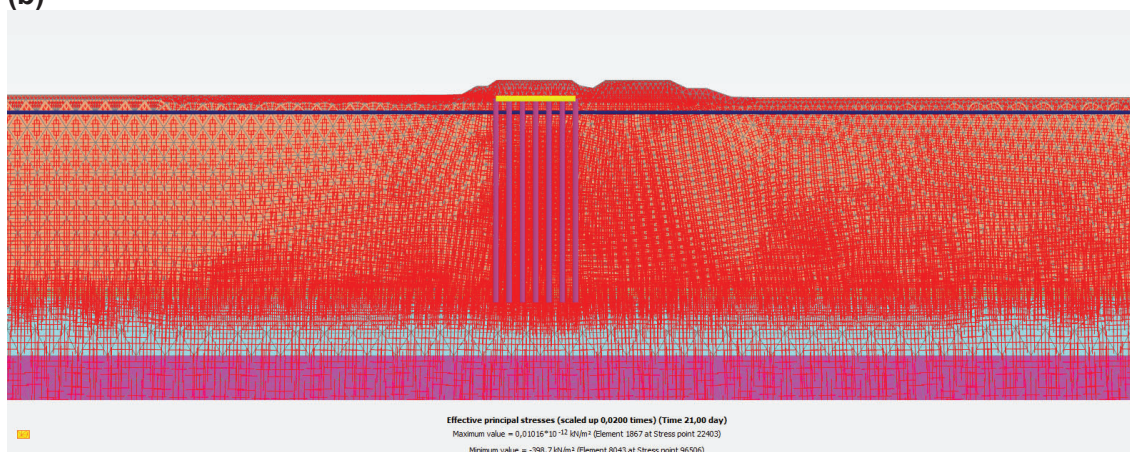
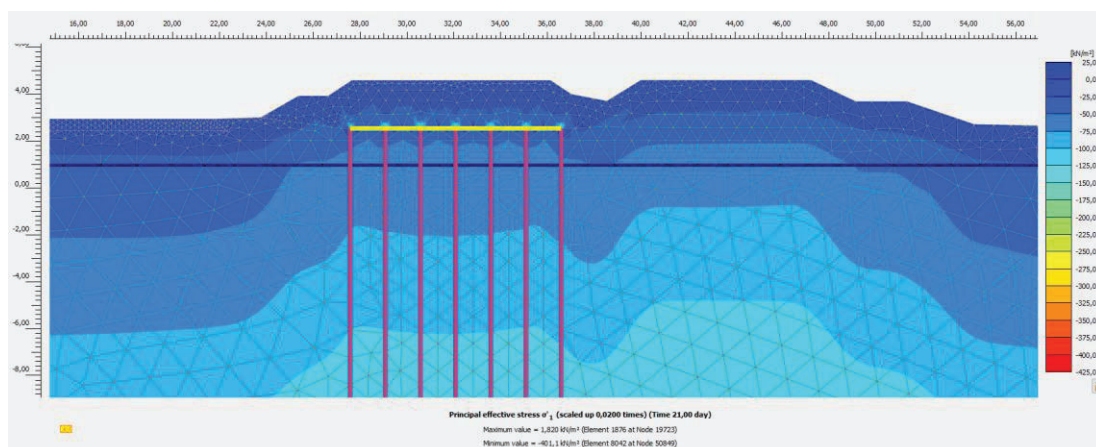


Figura 26 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões Iodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

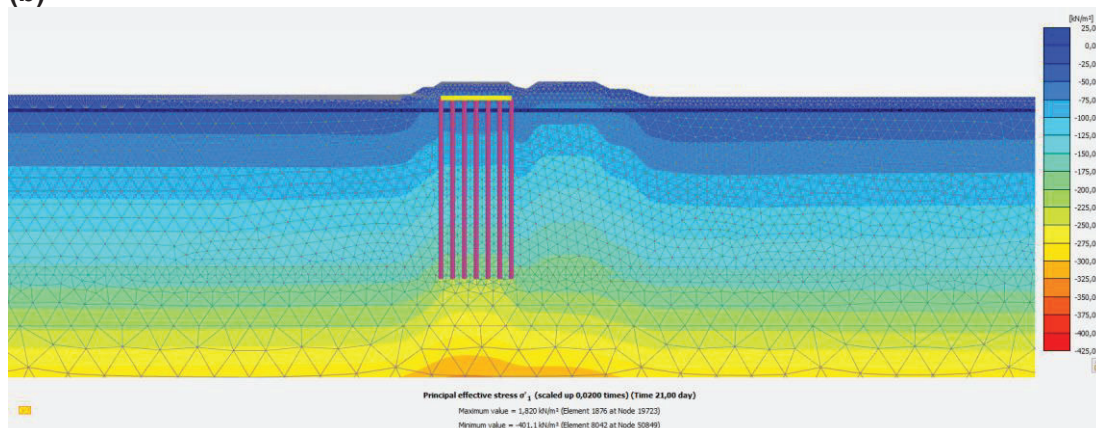
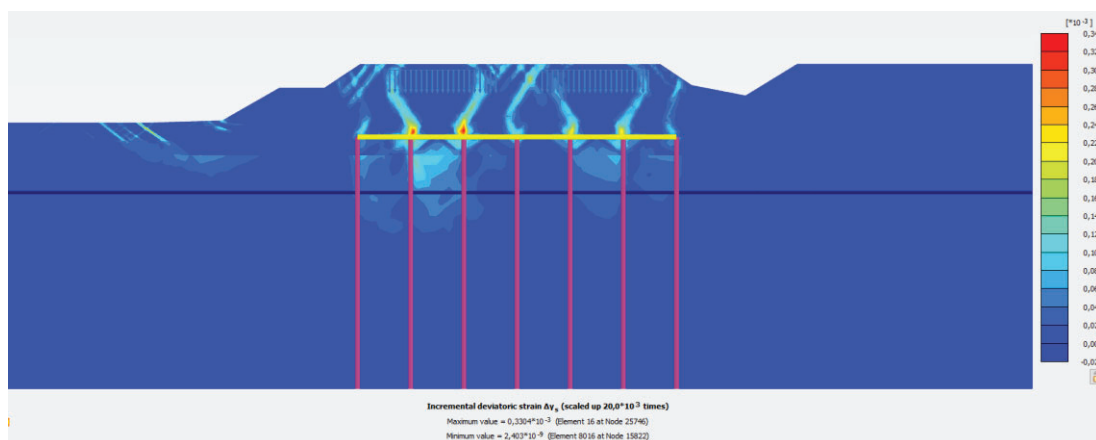


Figura 27 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões Iodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

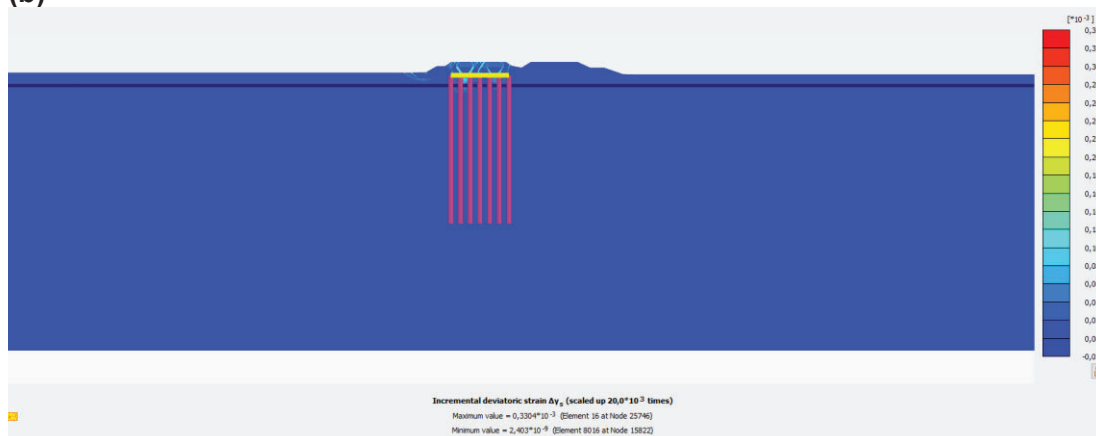
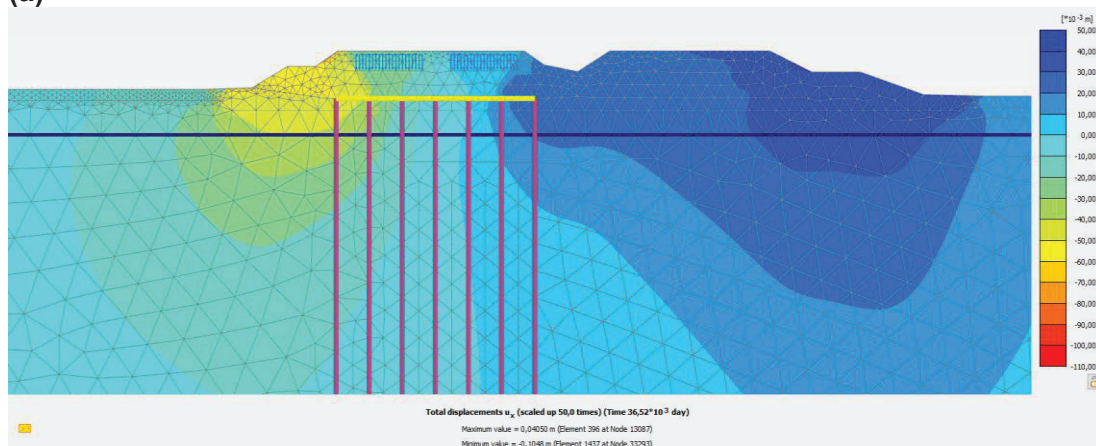


Figura 28 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Superfície de rotura obtida para o incremento da tensão deviatórica na fase final de construção incluindo a sobrecarga $M_{sf} = 1.3$. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

2.2 RESULTADOS PARA A FASE CONSOLIDAÇÃO PARA T=100 ANOS

(a)



(b)

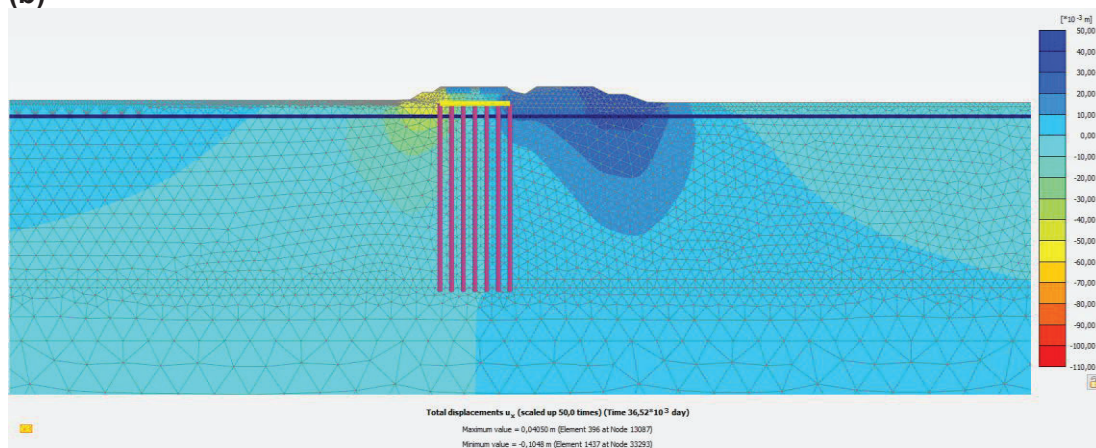
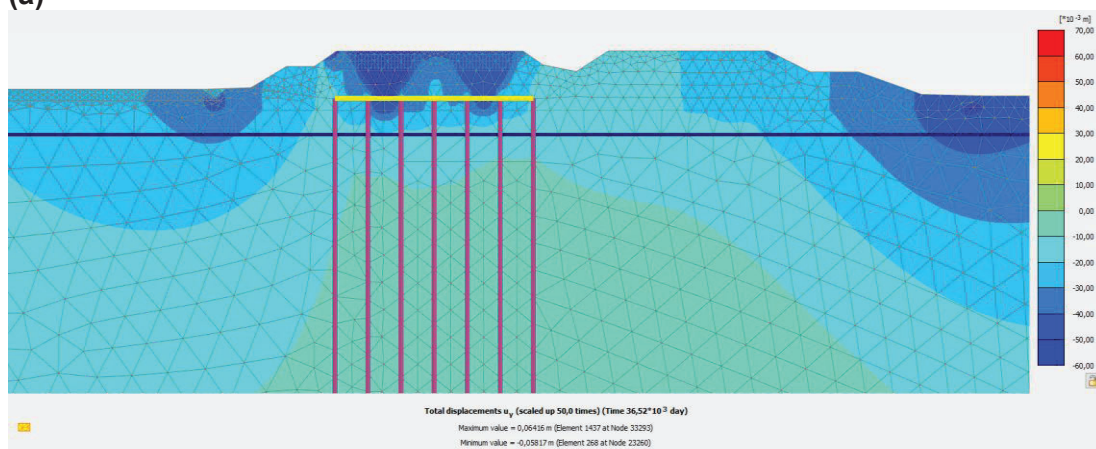


Figura 29 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

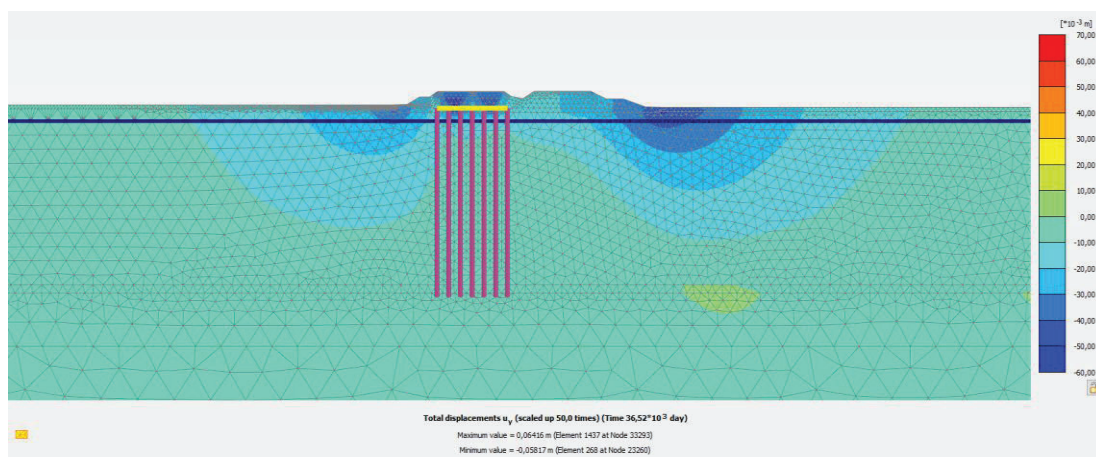


Figura 30 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões Iodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

Output Version 2024.2.0.1144

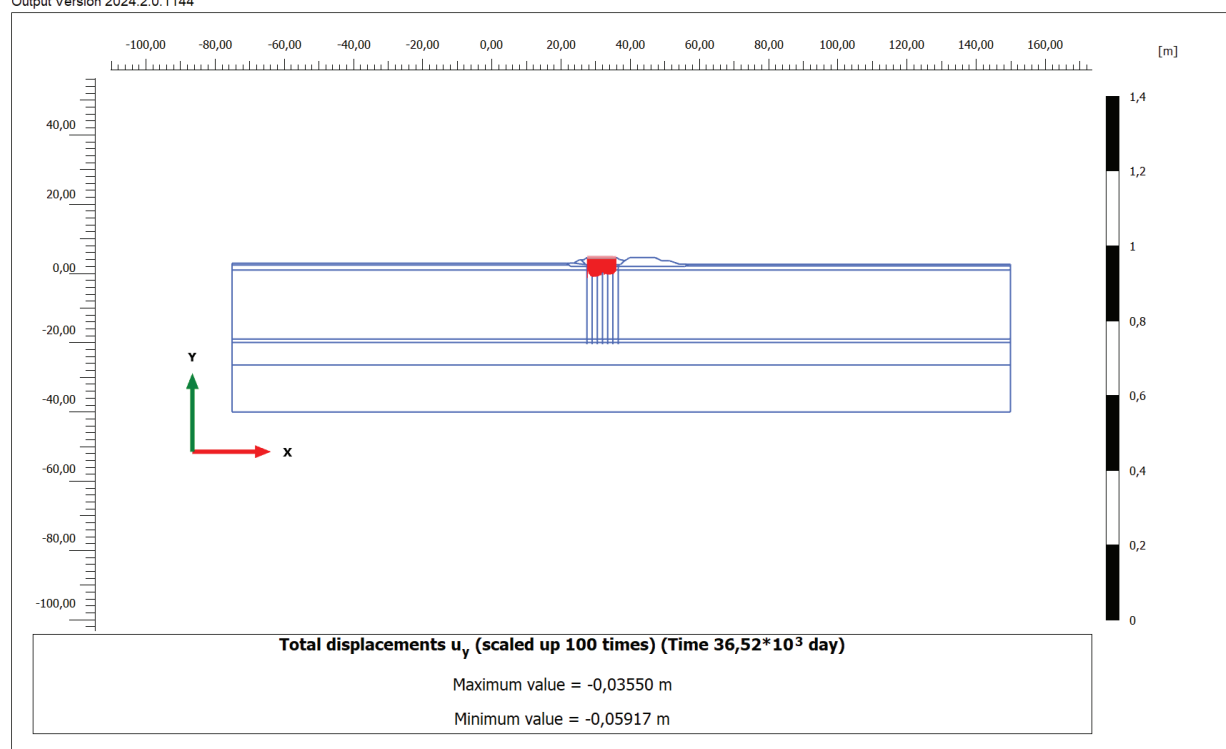
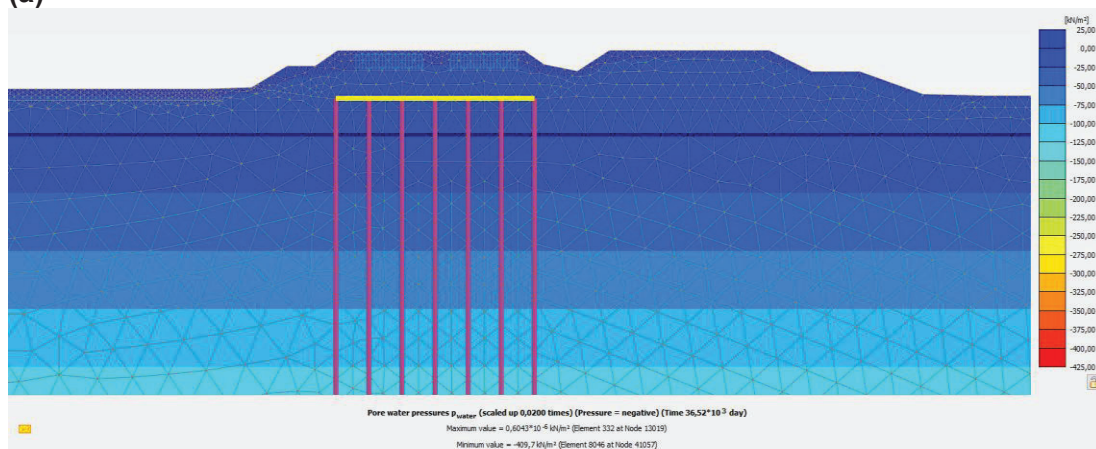


Figura 31 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y sob os carris na fase de consolidação para T=100 anos.

(a)



(b)

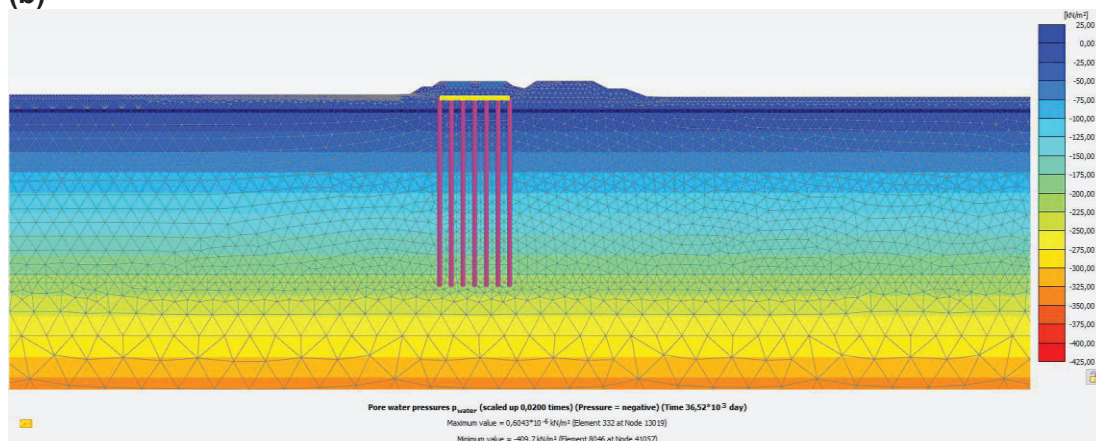
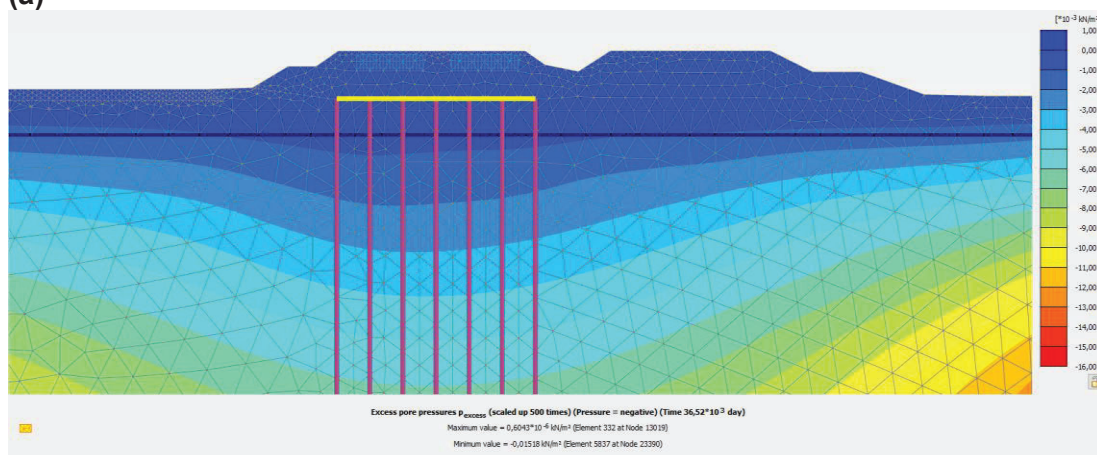


Figura 32 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões Iodosas (HG2)) Poro-pressõesna fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

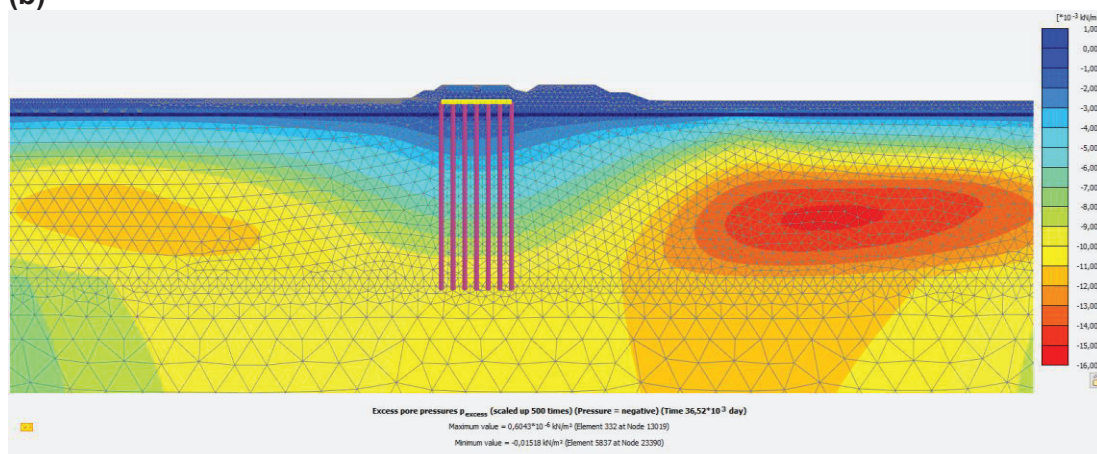
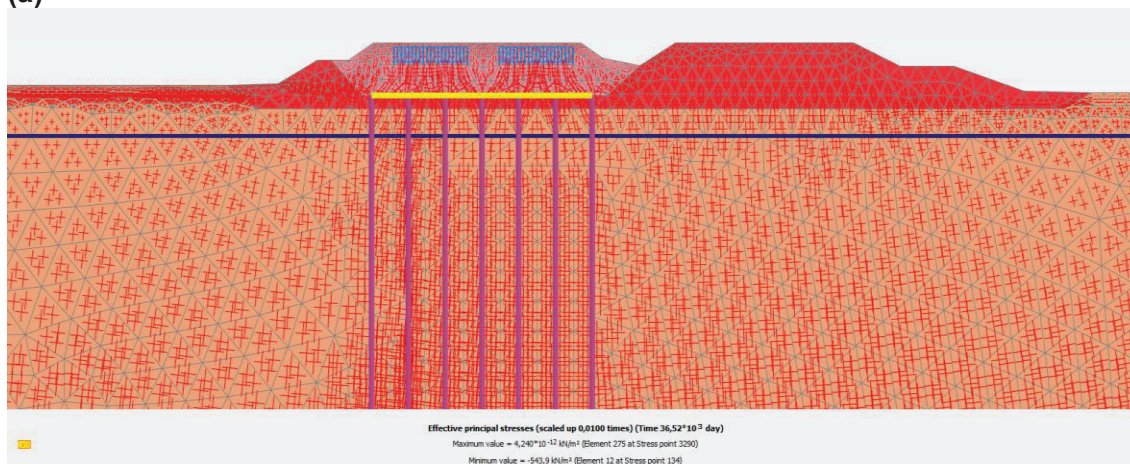


Figura 33 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

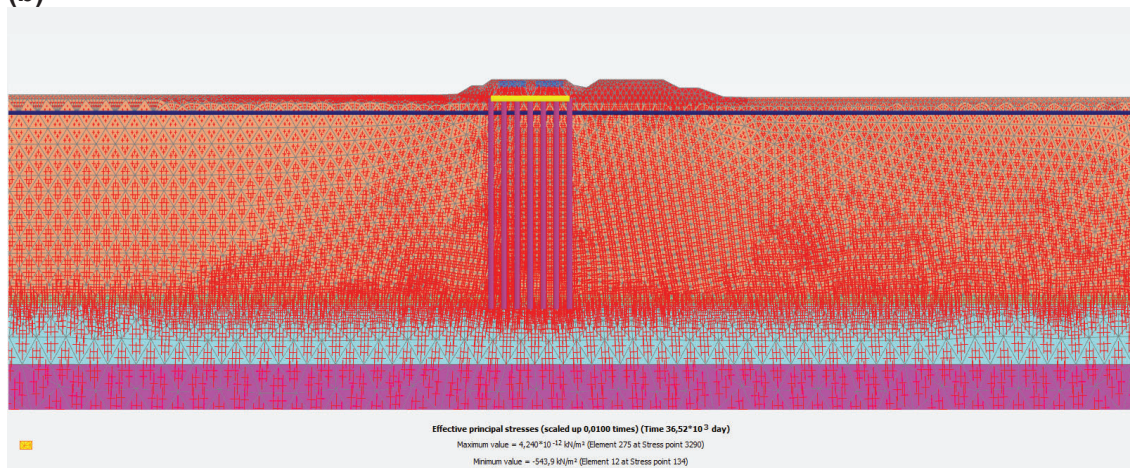
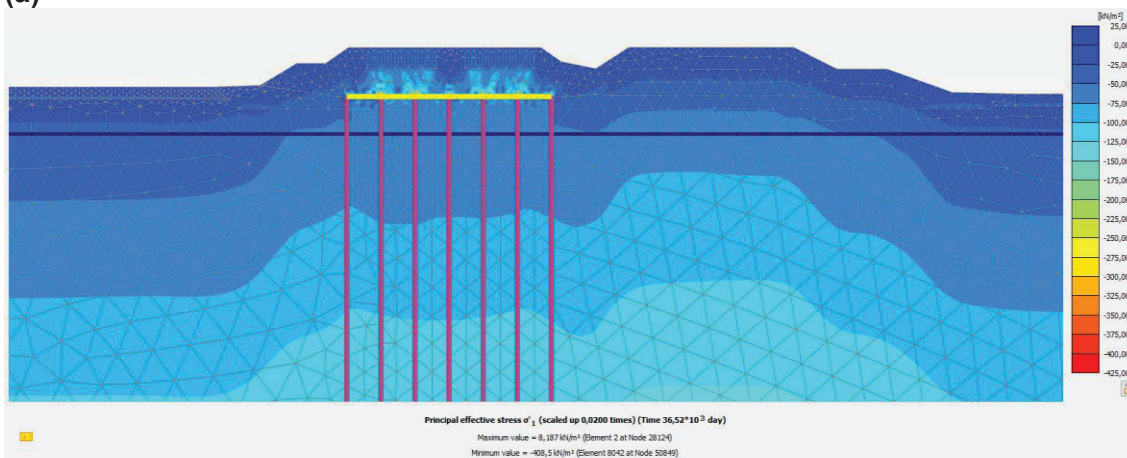


Figura 34 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

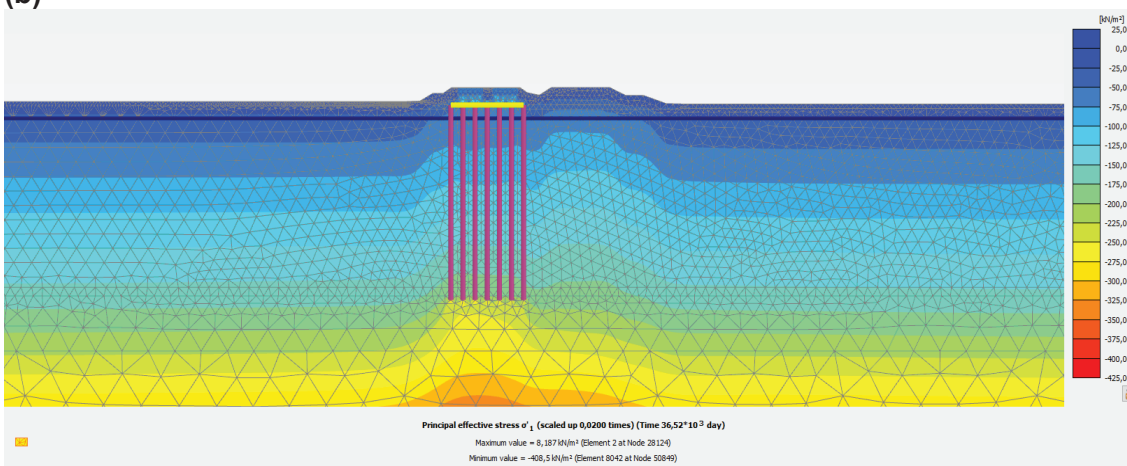


Figura 35 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões Iodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

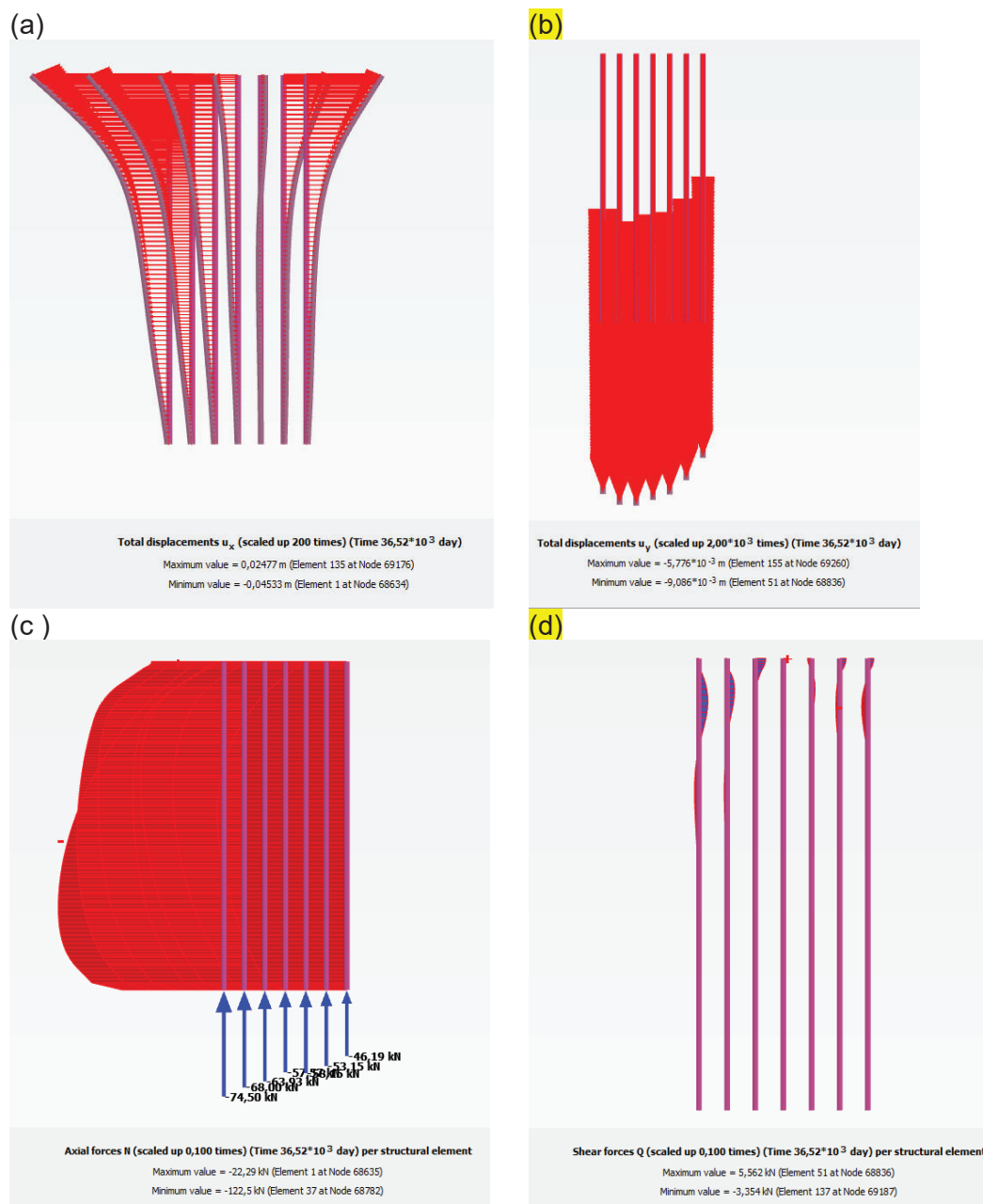
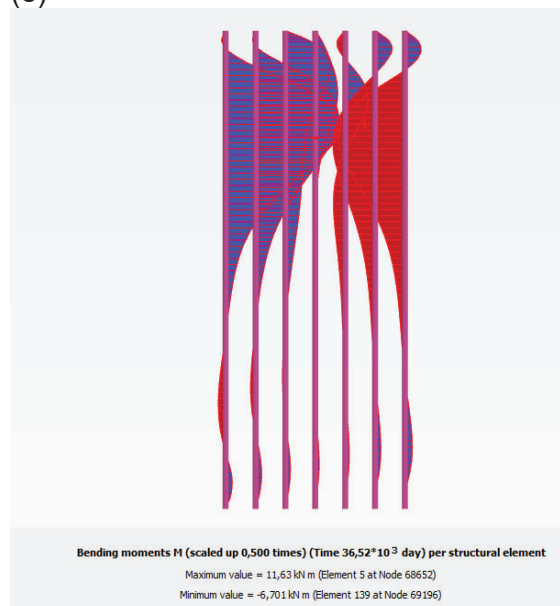


Figura 36 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) deslocamentos em x, (b) deslocamentos em y, (c) forças axiais, (d) forças de corte

(e)



(f)

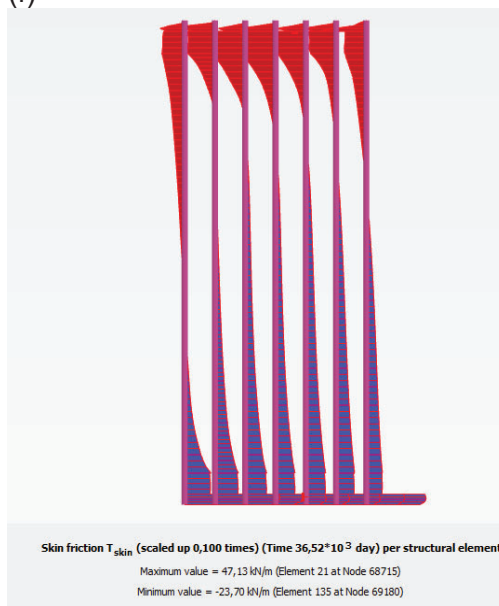


Figura 37 (9-SC2-PK35-639, 20m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para $T=100$ anos (e) momentos, (f) resistência ao corte ao longo da interface entre solo e superfície longitudinal da inclusão rígida

3 - PERFIL DE CÁLCULO 3: 36-SC9_PK39+063 COM 30M DE ALUVIÕES LODOSAS (HG2)

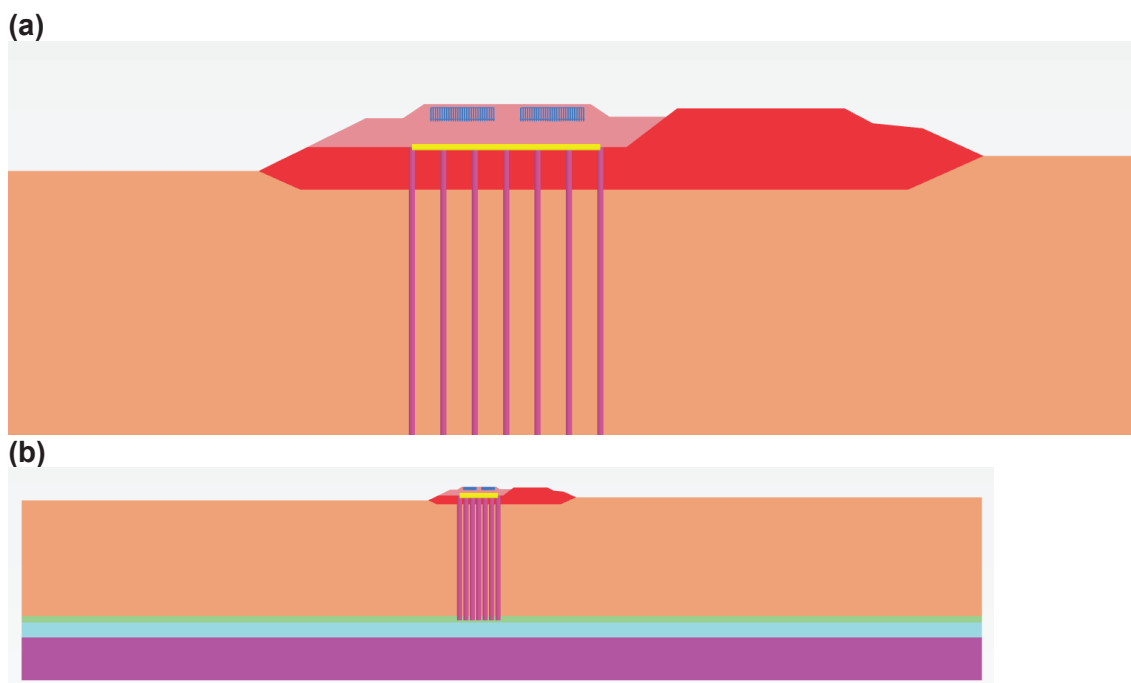
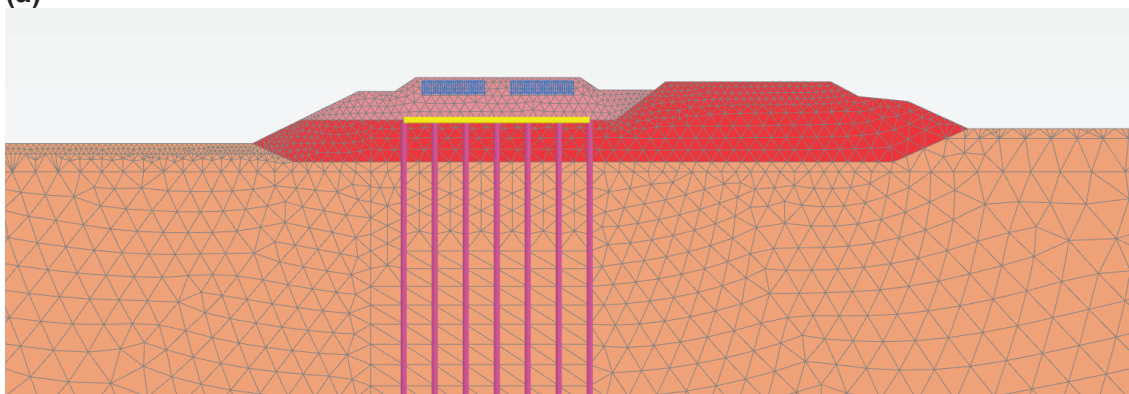


Figura 38 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Modelo de cálculo. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

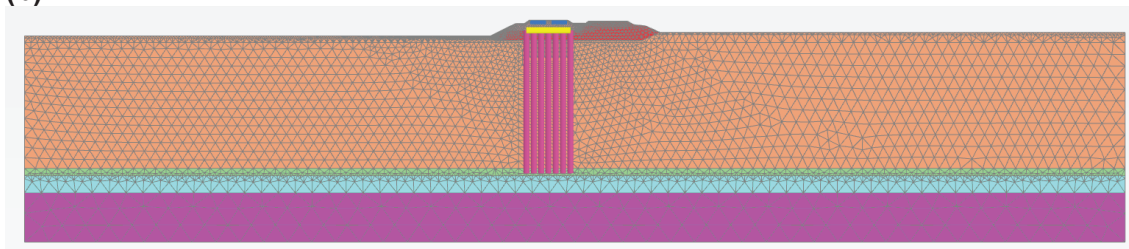
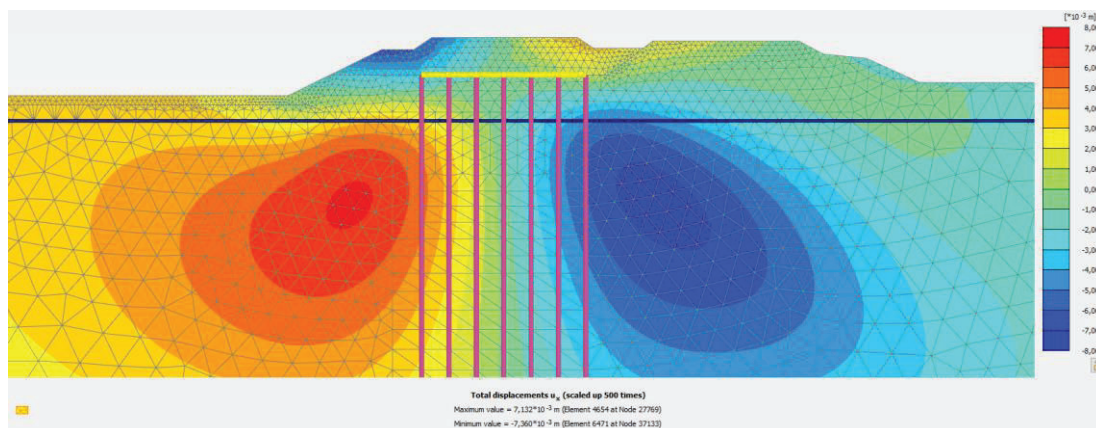


Figura 39 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Malha de elementos finitos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

3.1 RESULTADOS PARA A FASE FINAL DE CONSTRUÇÃO

(a)



(b)

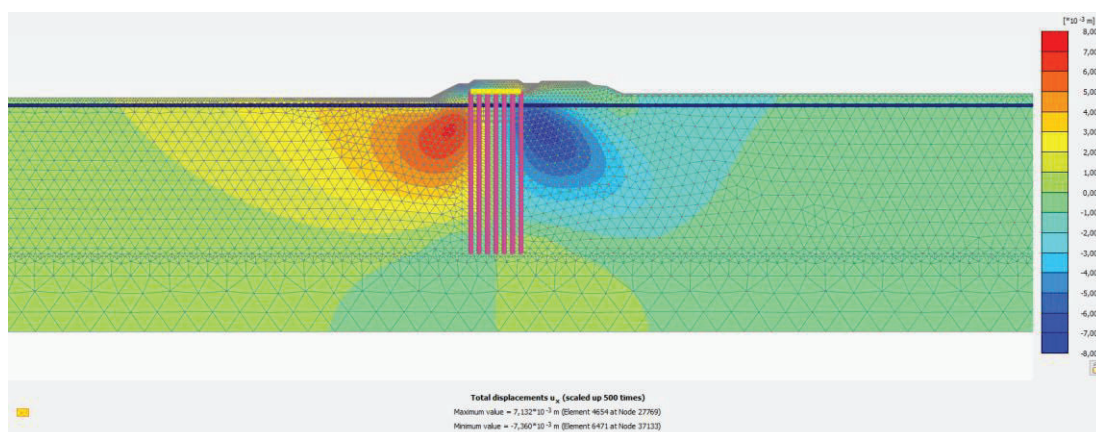
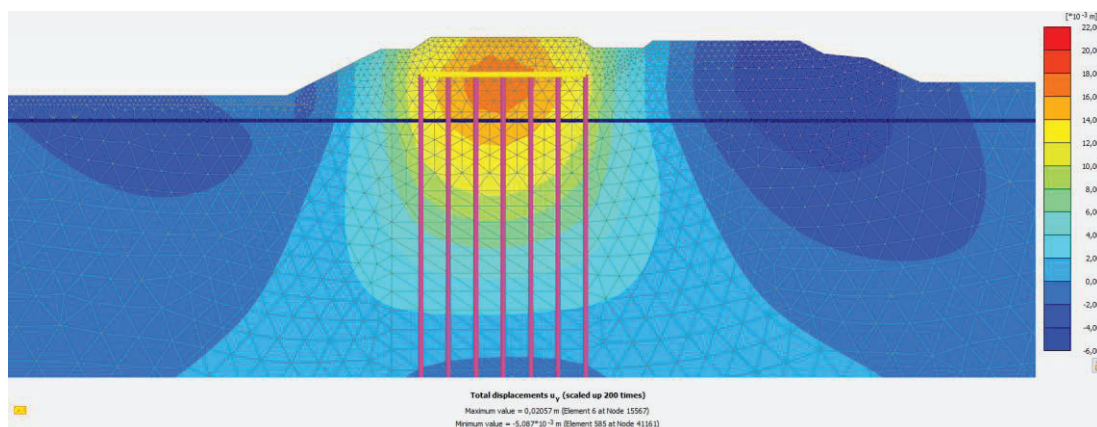


Figura 40 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

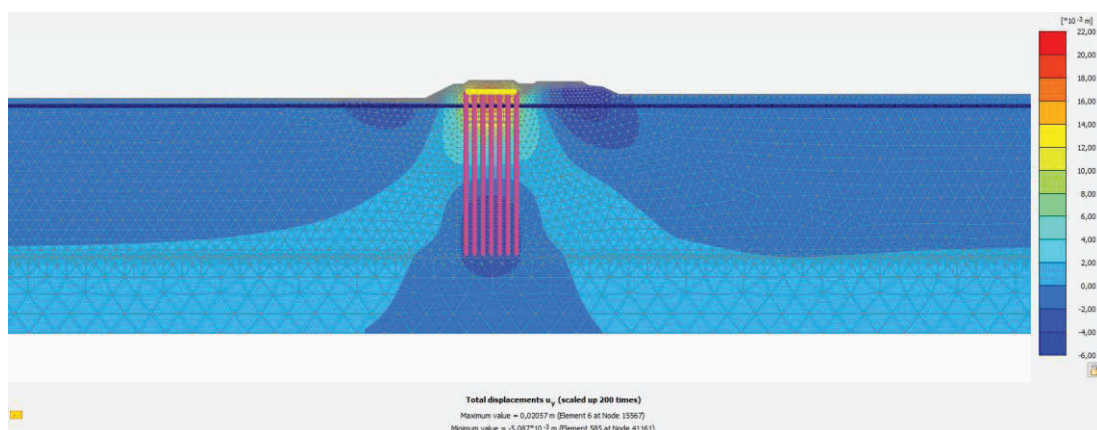
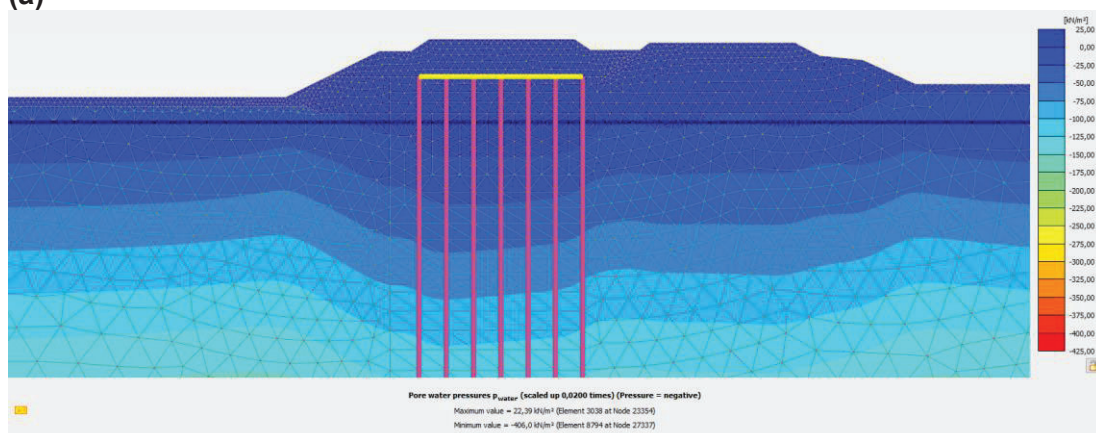


Figura 41 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

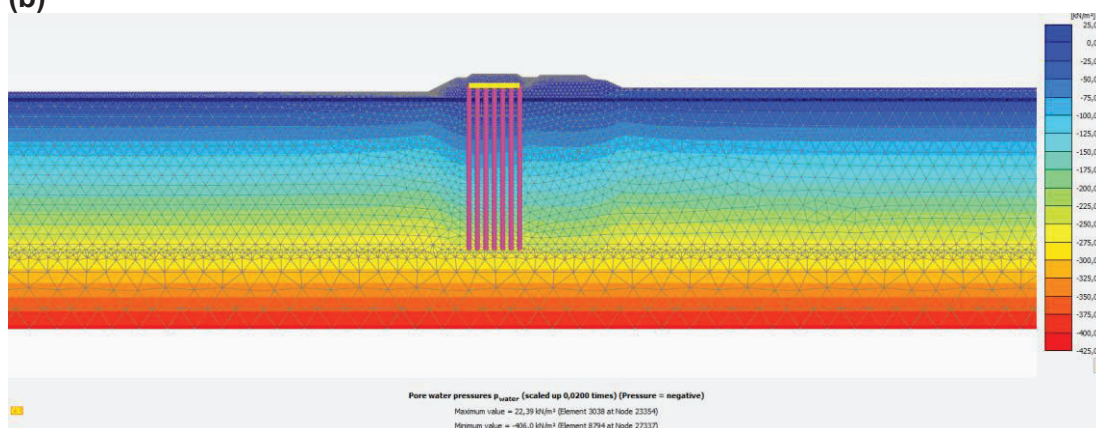
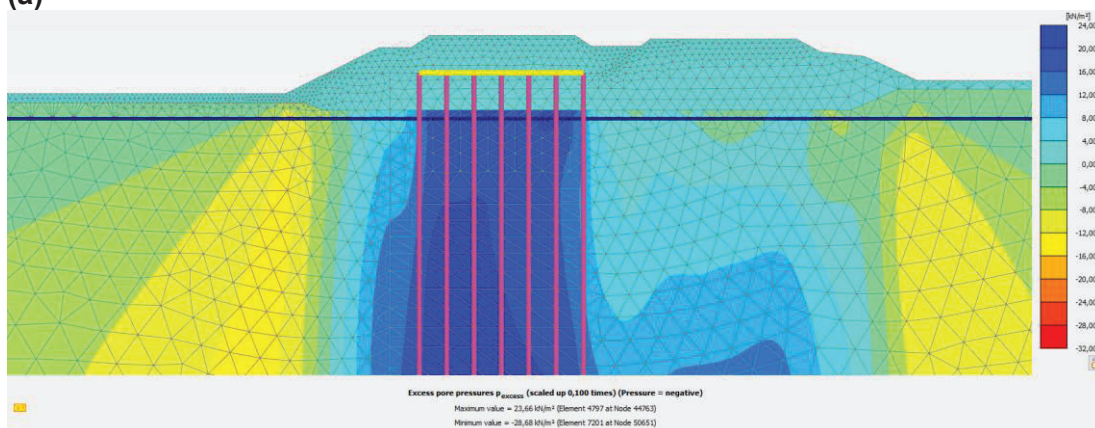


Figura 42 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2)) Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

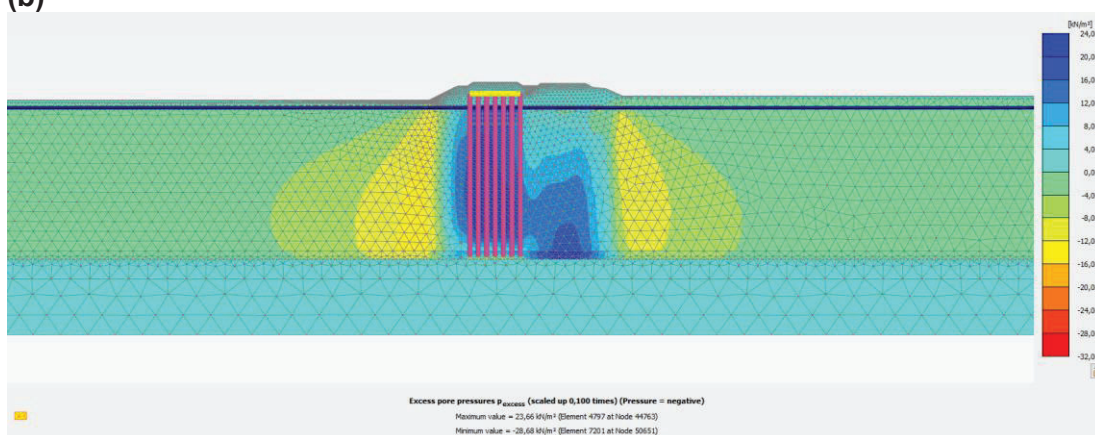
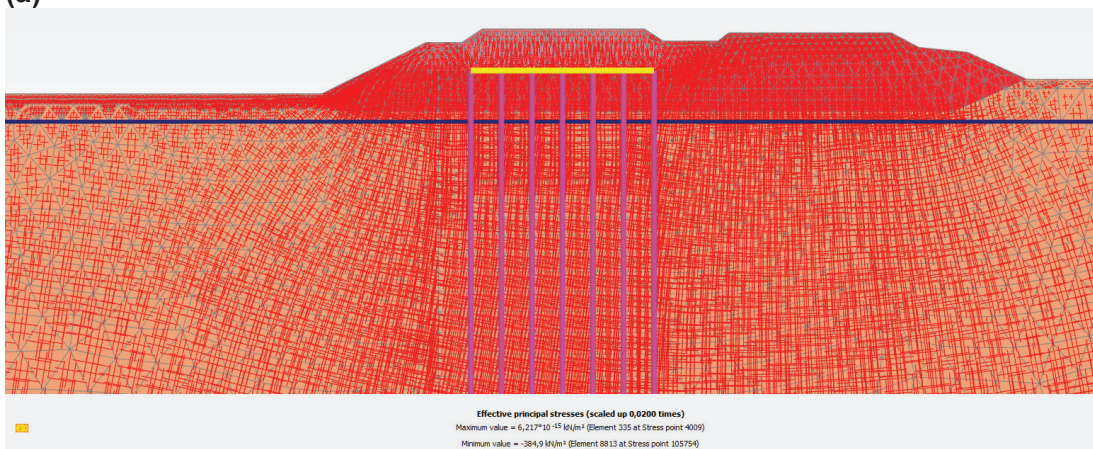


Figura 43 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

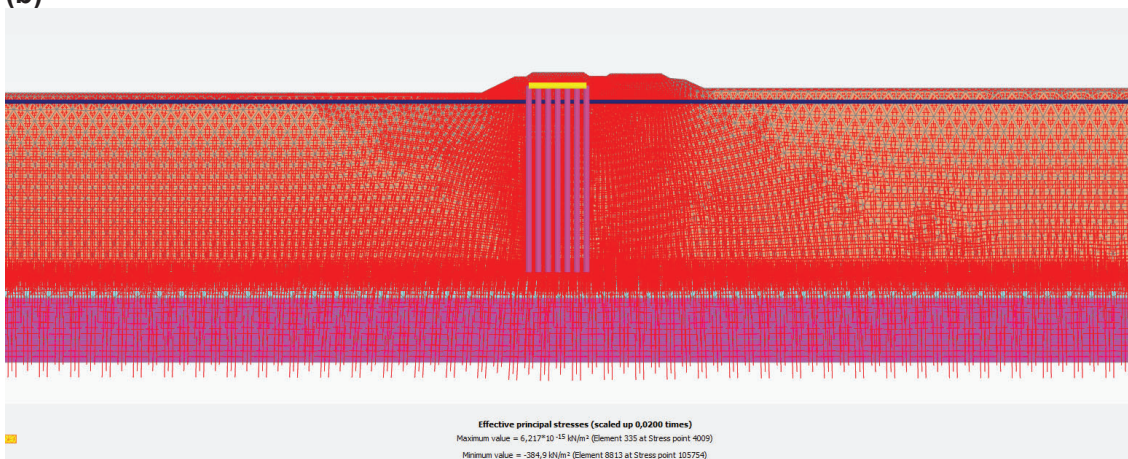
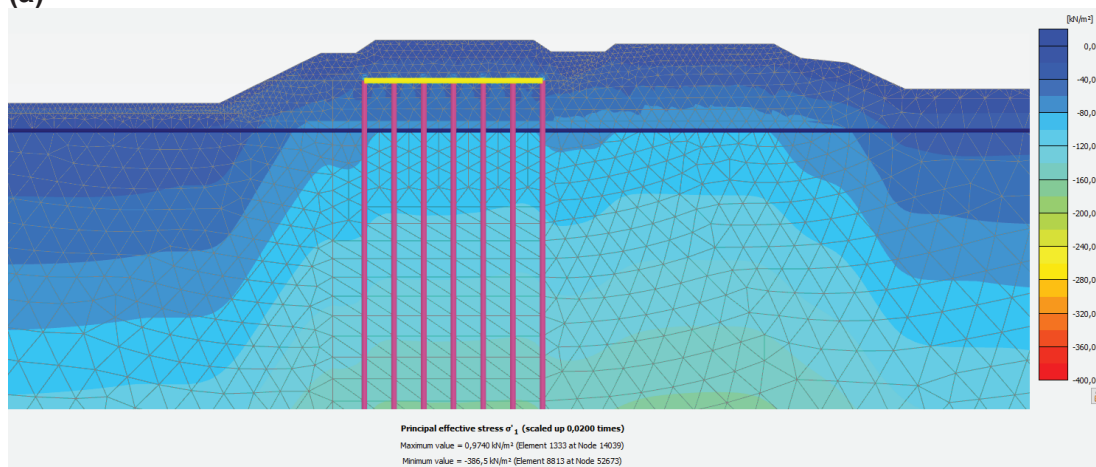


Figura 44 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

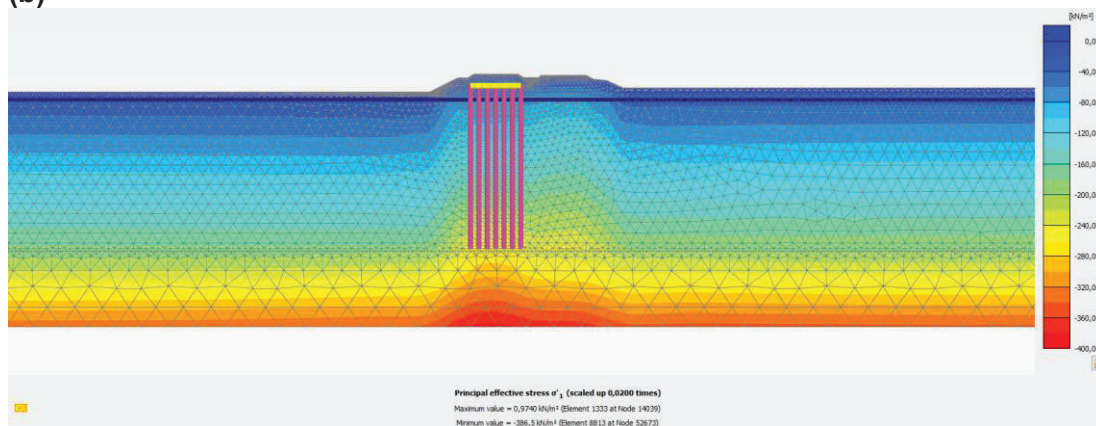
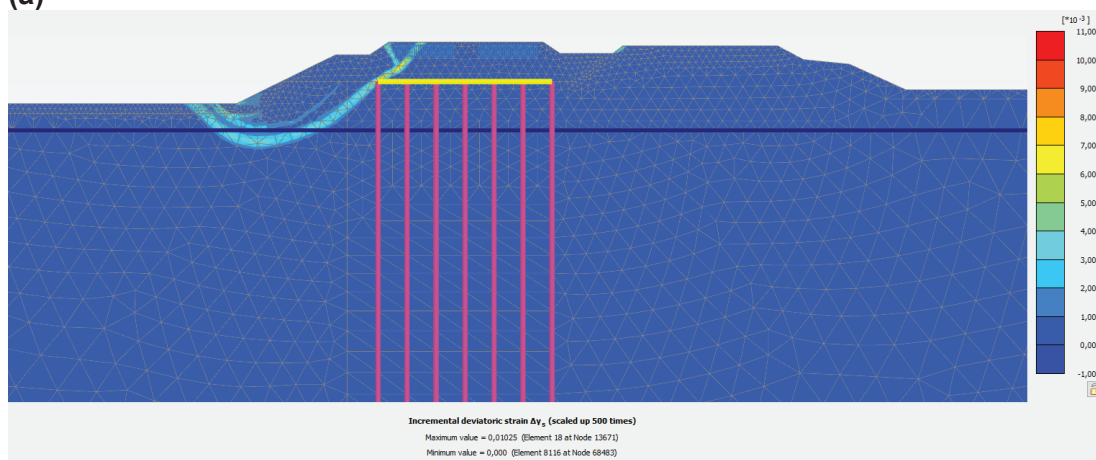


Figura 45 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

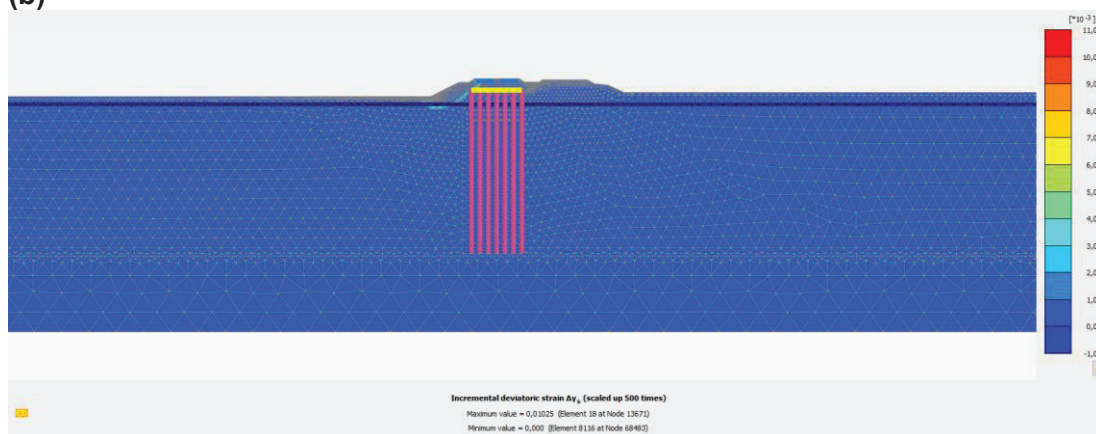
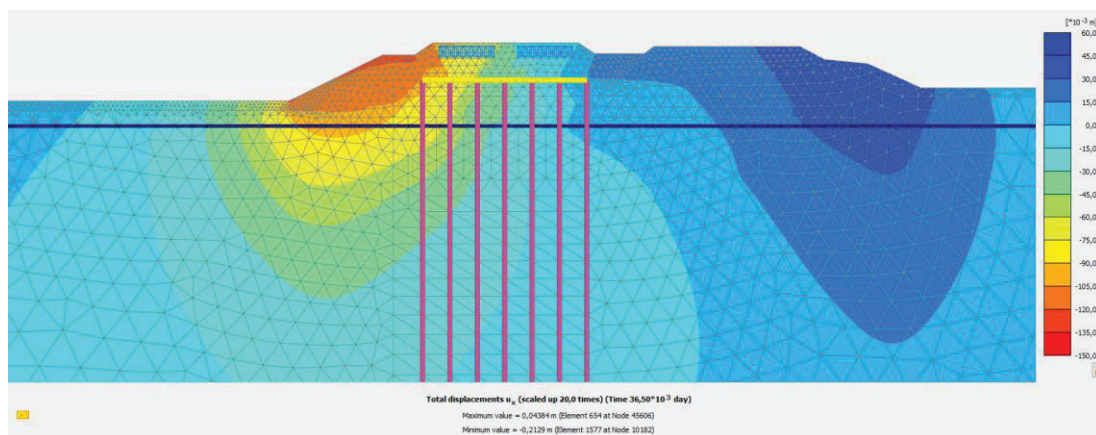


Figura 46 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Superfície de rotura obtida para o incremento da tensão deviatórica na fase final de construção incluindo a sobrecarga $M_{sf} = 1.46$. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

3.2 RESULTADOS PARA A FASE CONSOLIDAÇÃO PARA T=100 ANOS

(a)



(b)

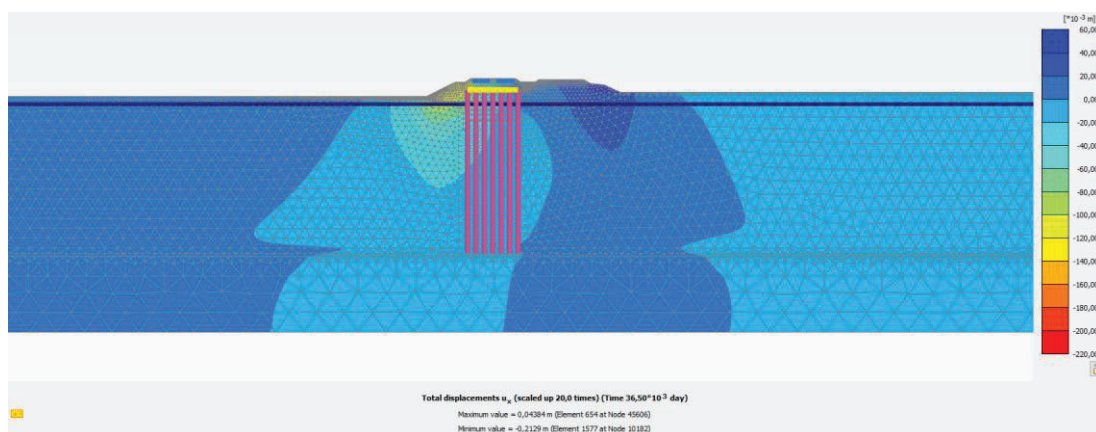
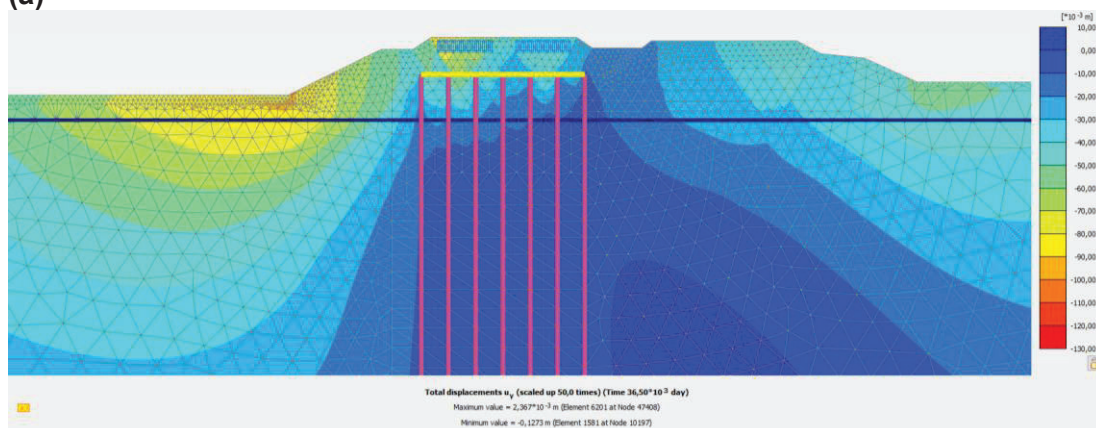


Figura 47 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em x na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

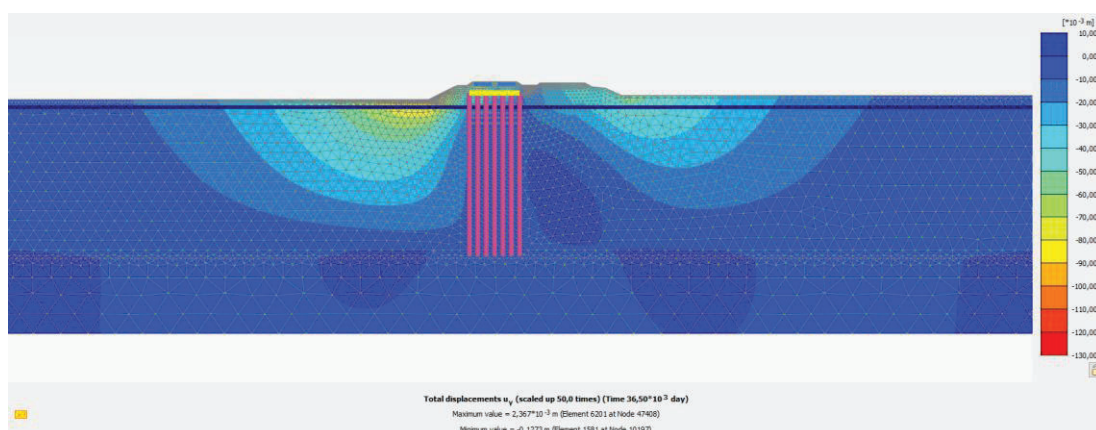


Figura 48 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2)) Deslocamentos em y na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

Output Version 2024.2.0.1144

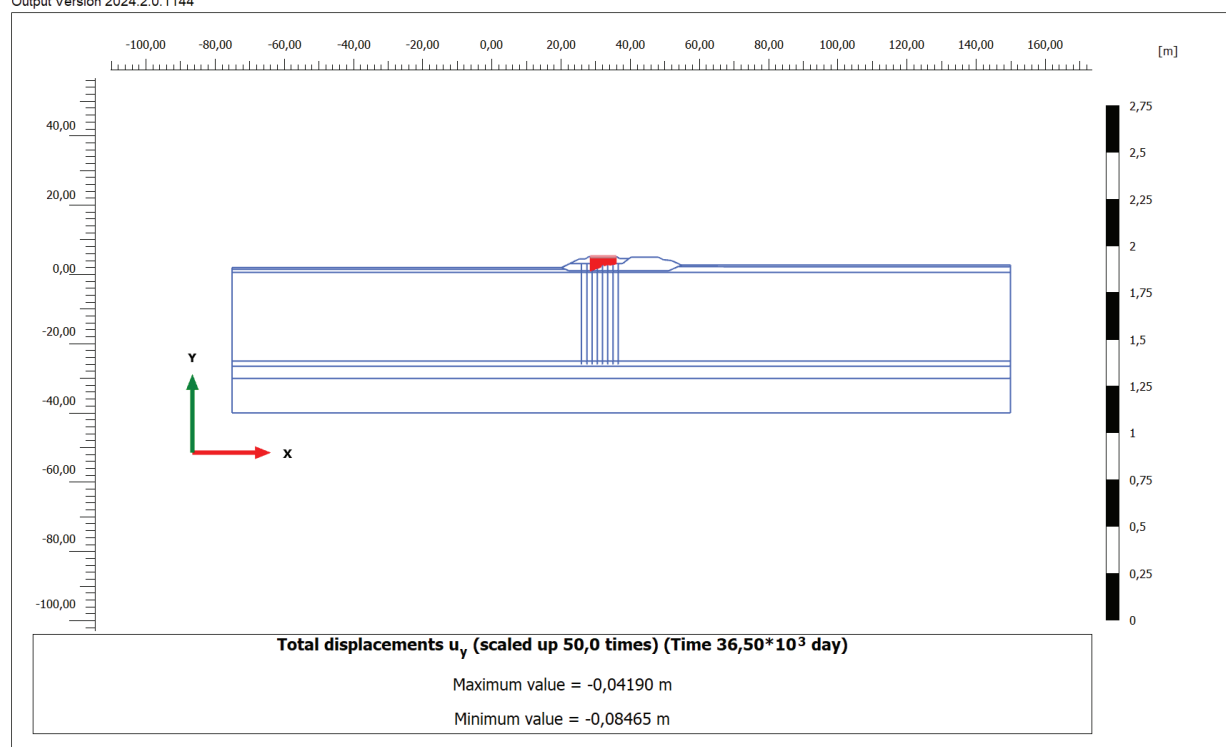
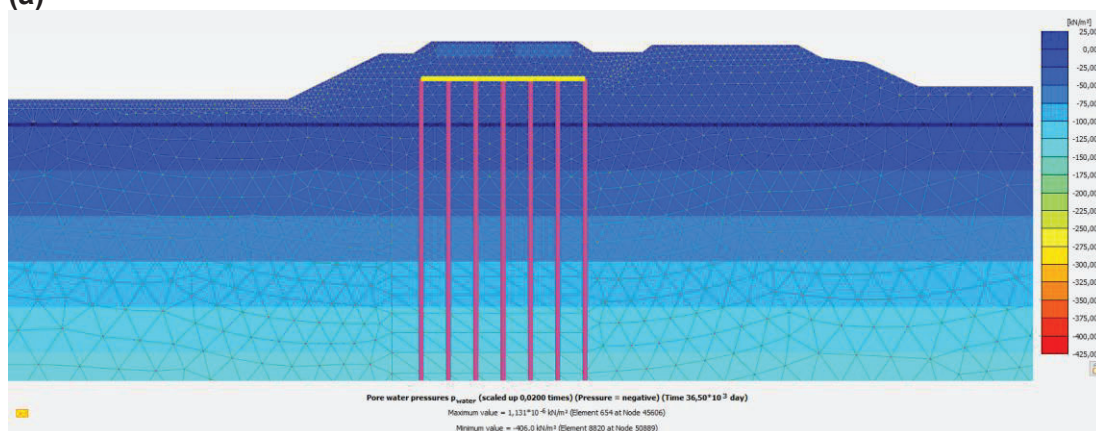


Figura 49 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Deslocamentos em y sob os carris na fase de consolidação para T=100 anos.

(a)



(b)

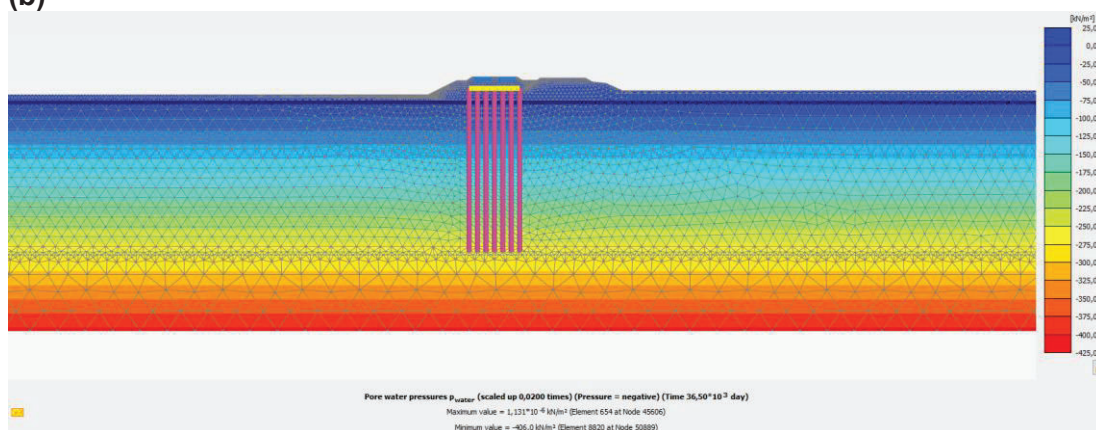


Figura 50 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2)) Poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

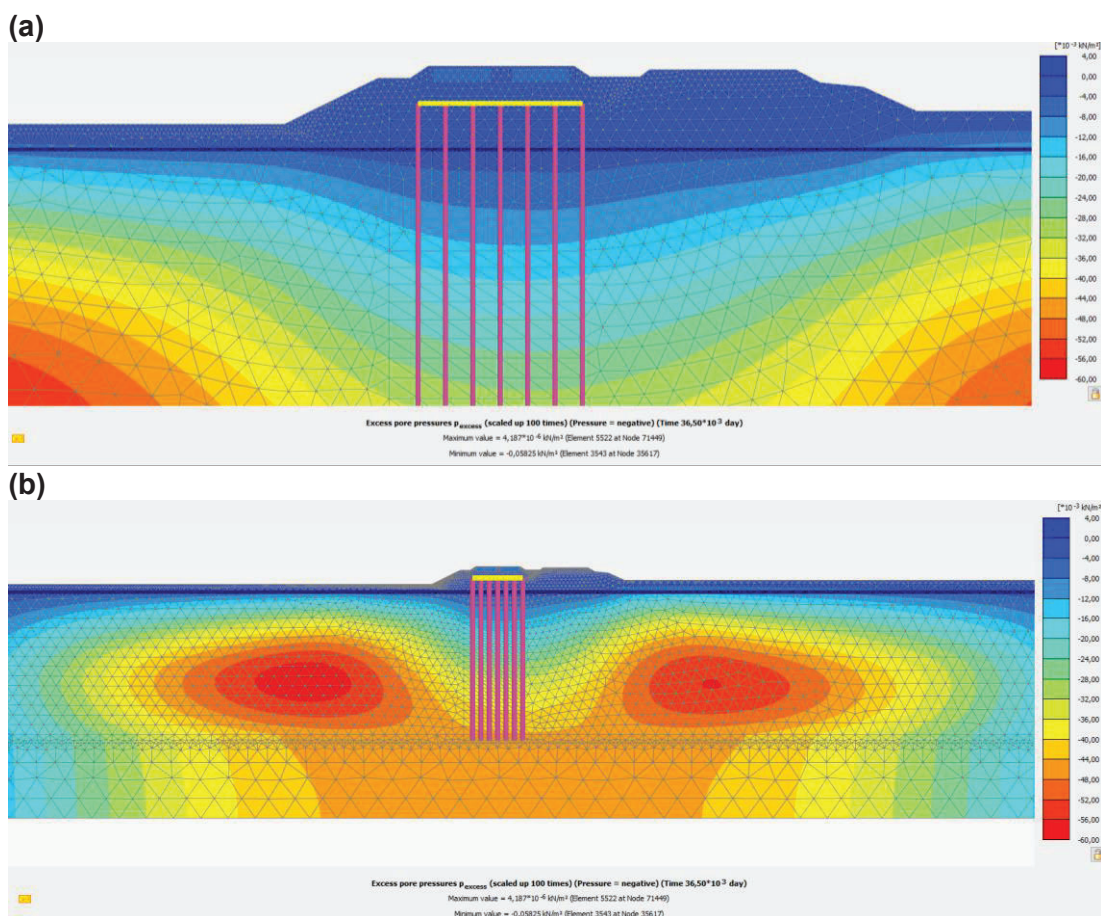
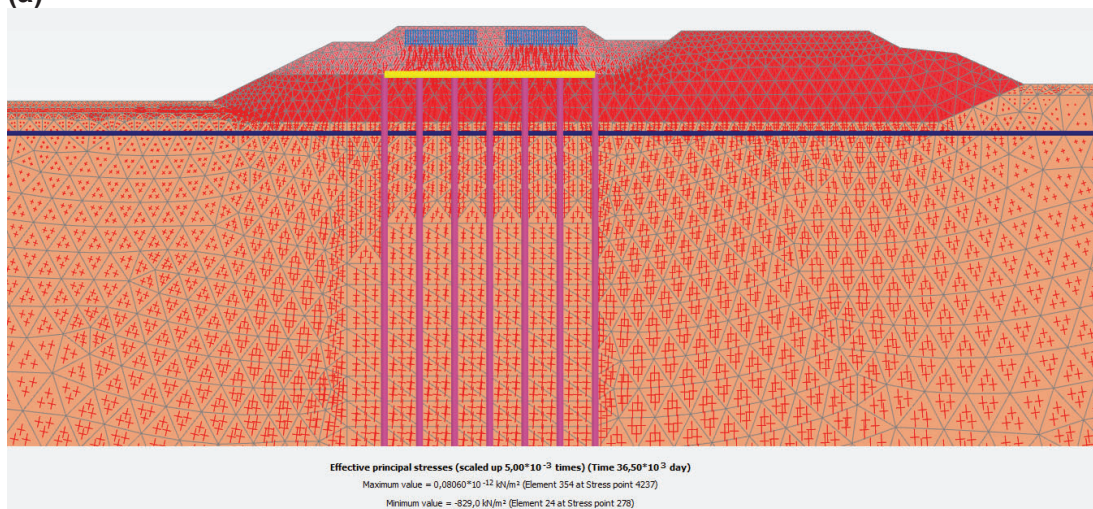


Figura 51 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2)) Excesso de poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

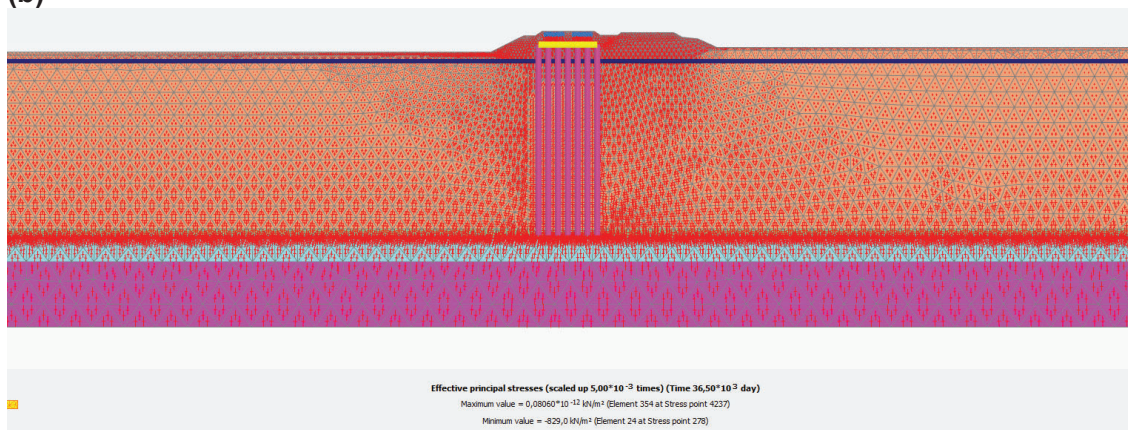
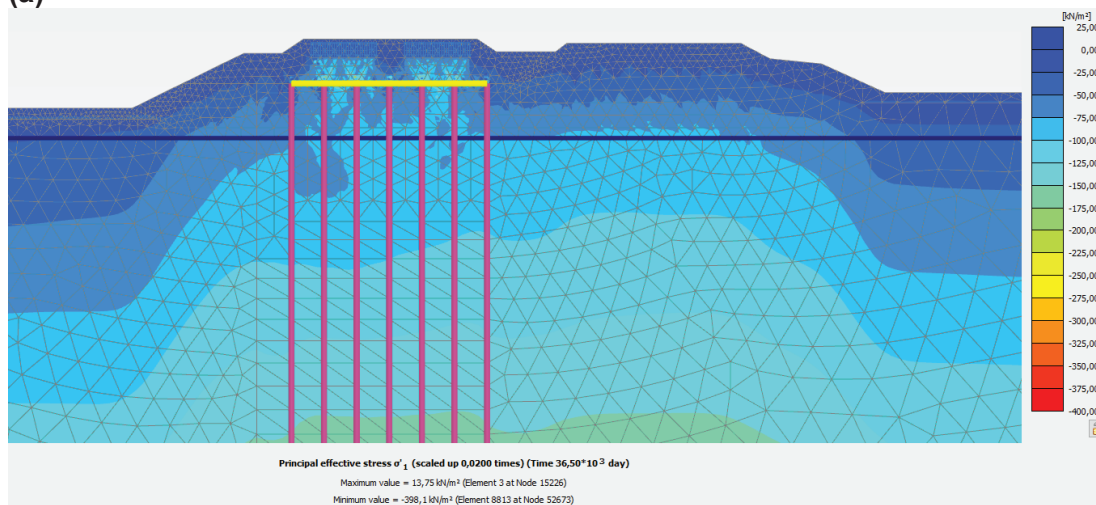


Figura 52 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Distribuição de tensões efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

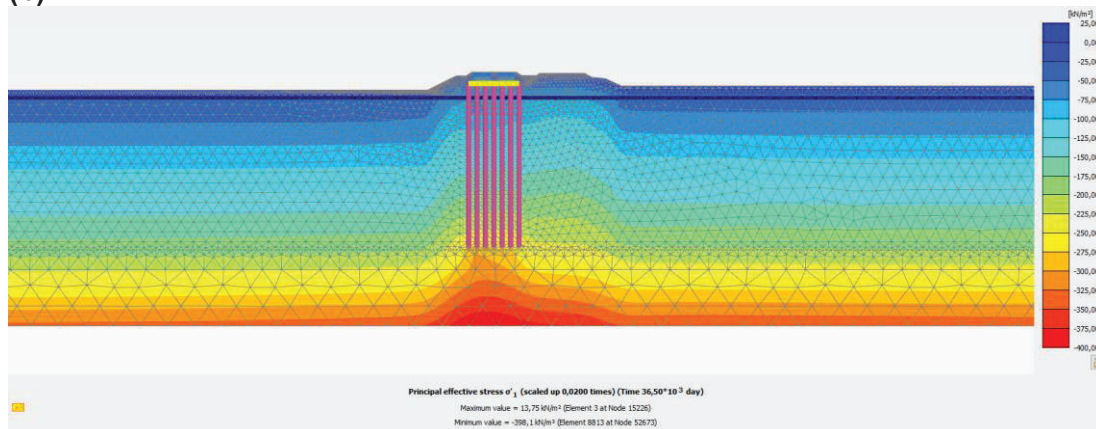


Figura 53 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2)) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

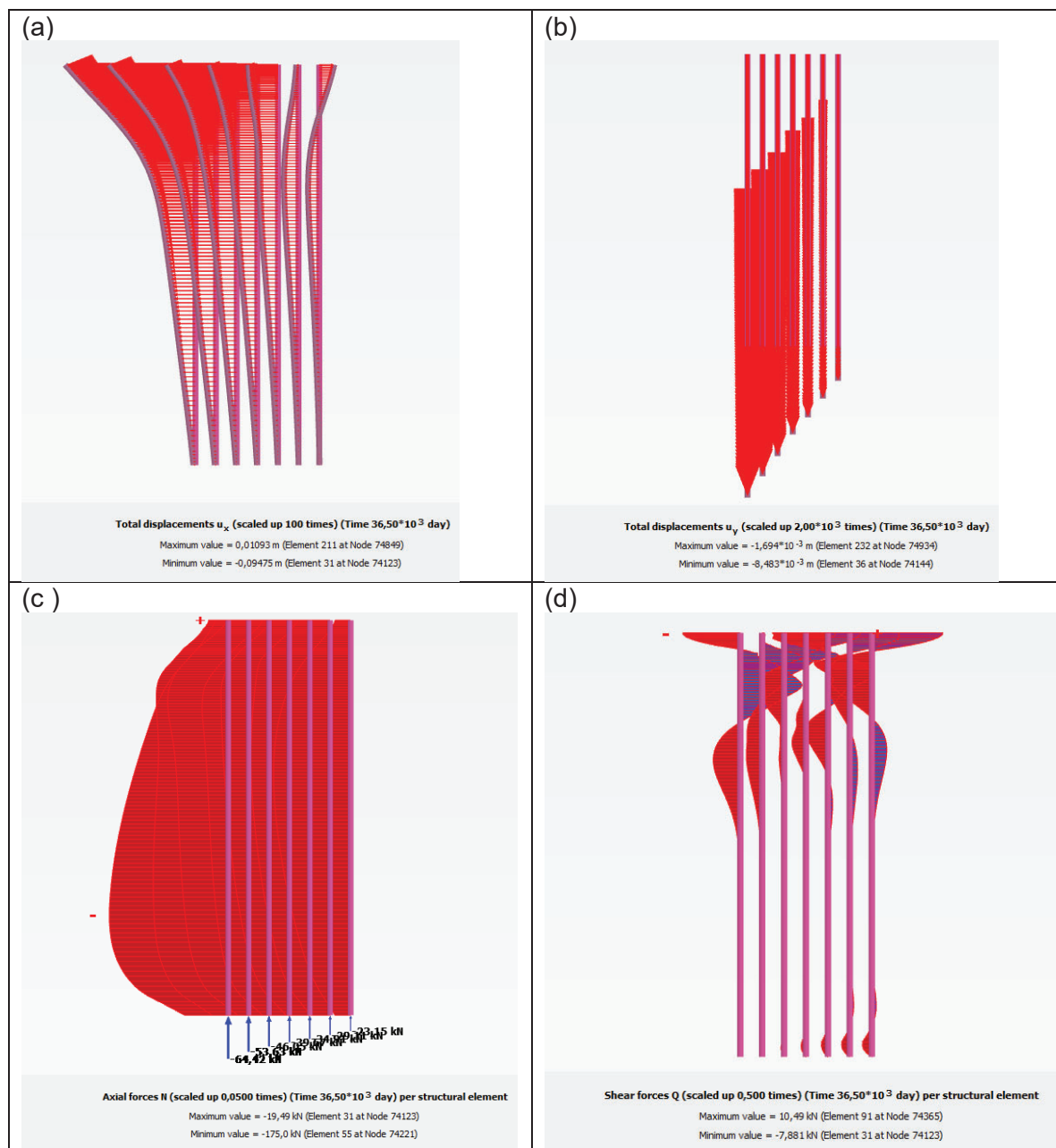


Figura 54 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para $T=100$ anos. (a) deslocamentos em x, (b) deslocamentos em y, (c) forças axiais, (d) forças de corte

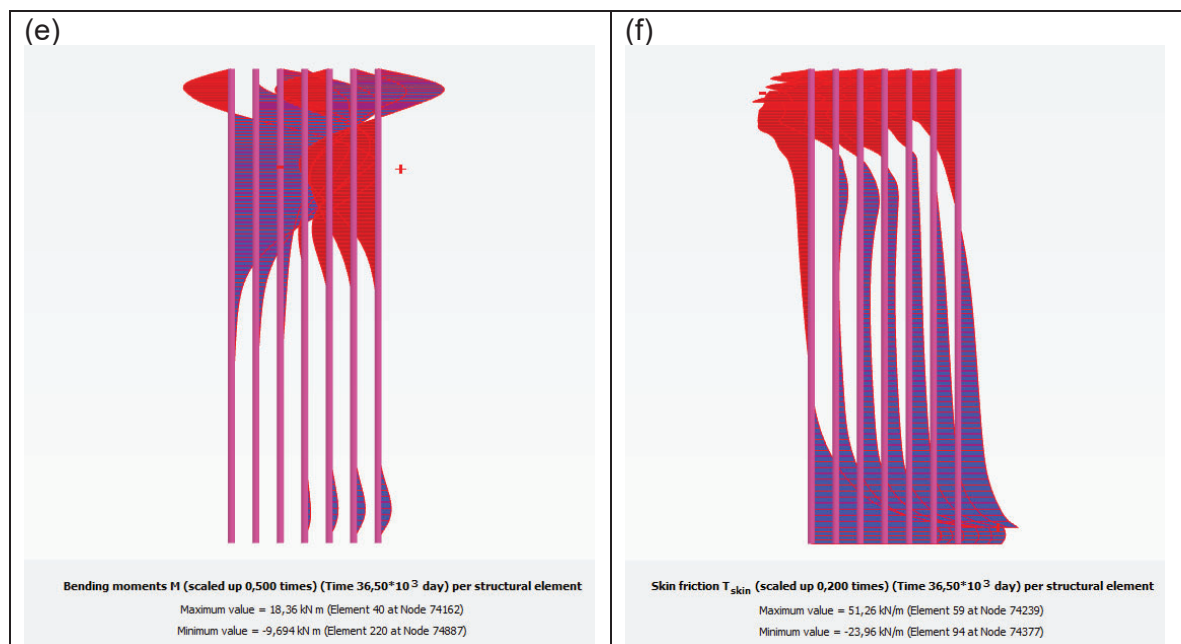


Figura 55 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2)) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para $T=100$ anos. (e) momentos, (f) resistência ao corte ao longo da interface entre solo e superfície longitudinal da inclusão rígida

4 - PERFIL DE CÁLCULO 3':36-SC9_PK39+063 +1 FIADA DE INCLUSÕES RÍGIDAS PARA 30M DE ALUVIÕES LODOSAS (HG2)

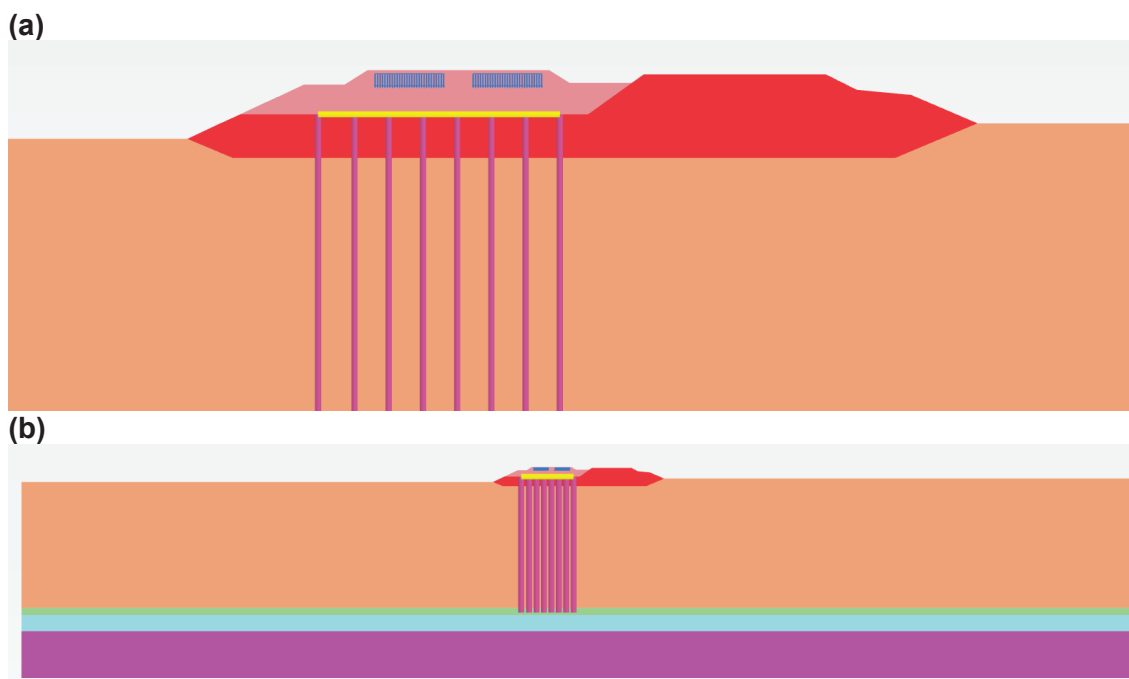


Figura 56 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Modelo de cálculo. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

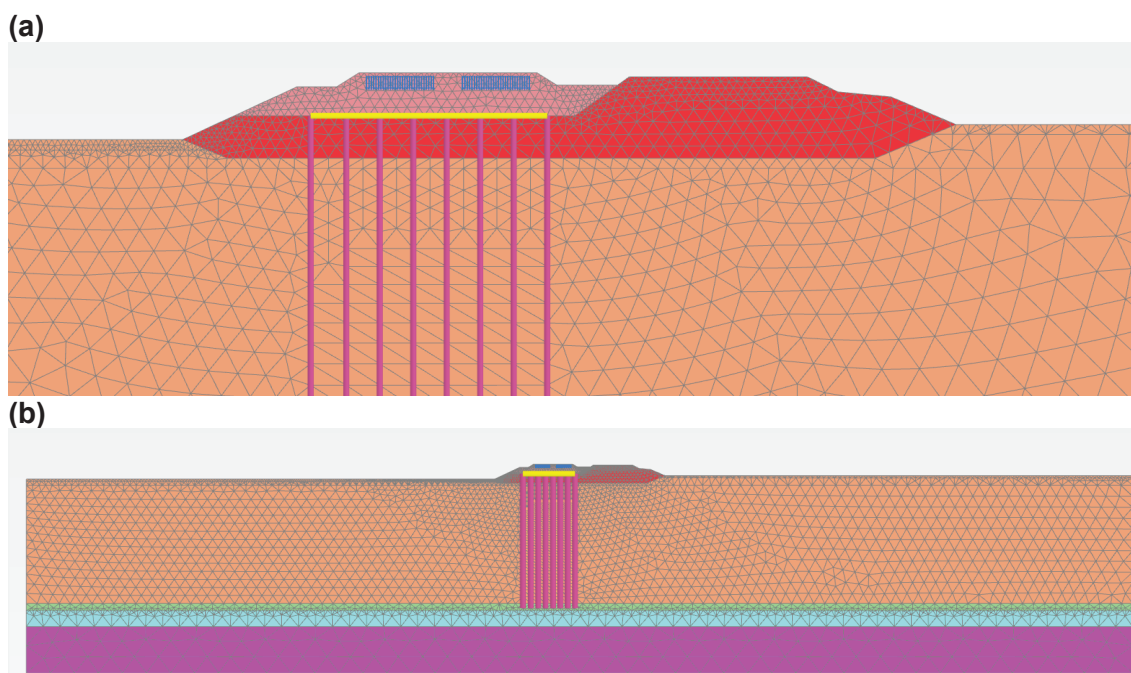
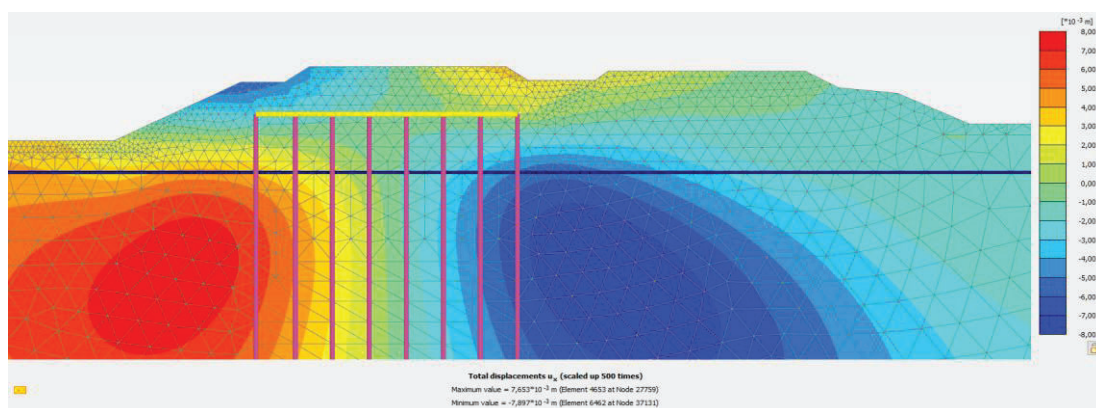


Figura 57 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Malha de elementos finitos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

4.1 RESULTADOS PARA A FASE FINAL DE CONSTRUÇÃO

(a)



(b)

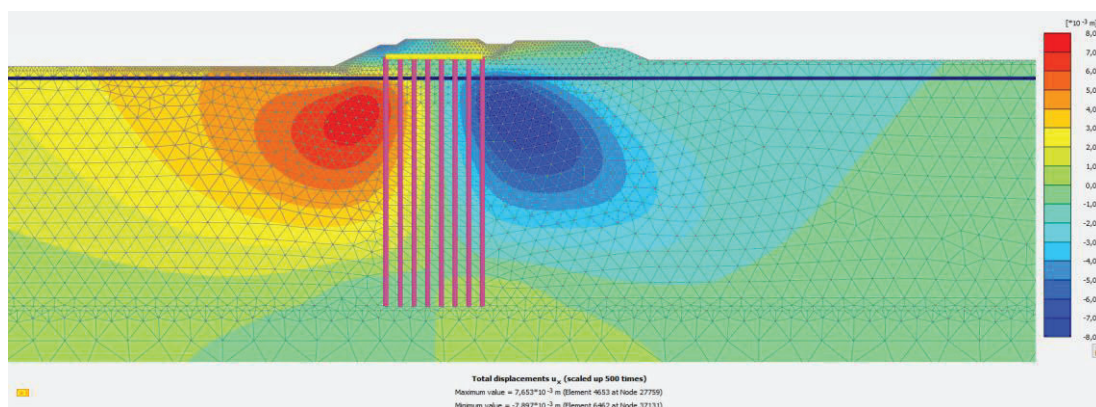
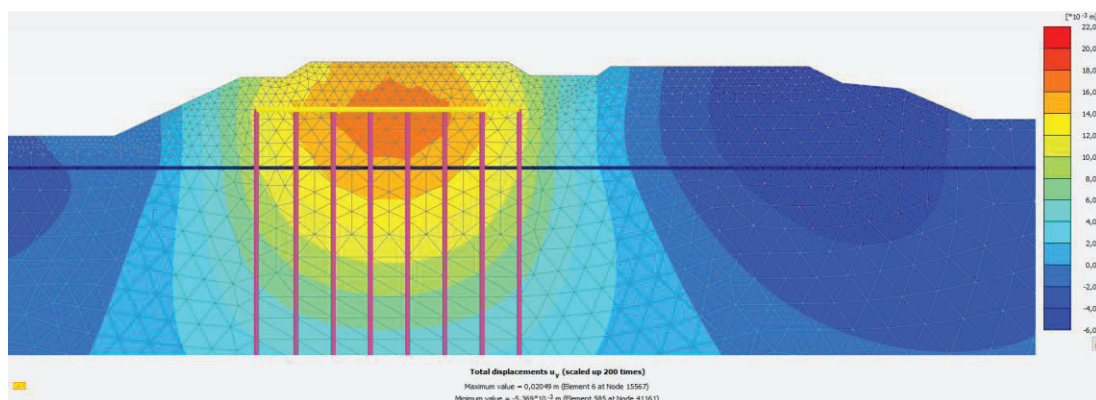


Figura 58 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em x na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

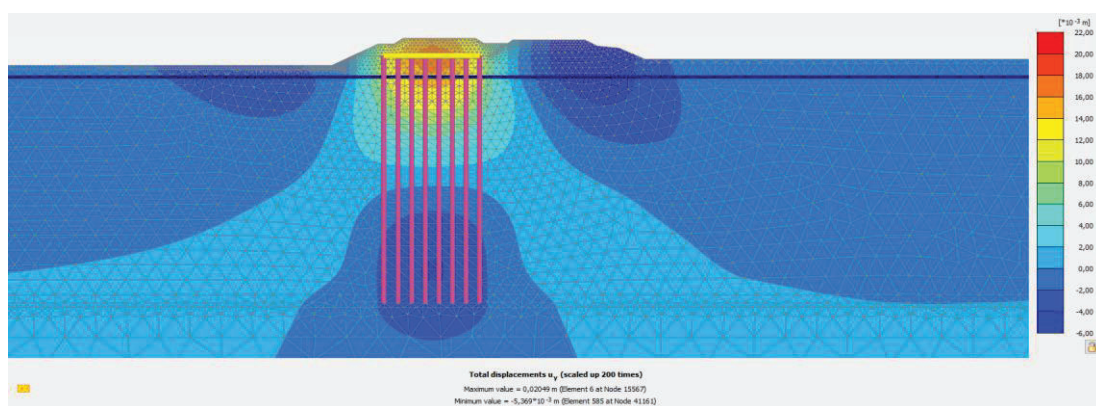
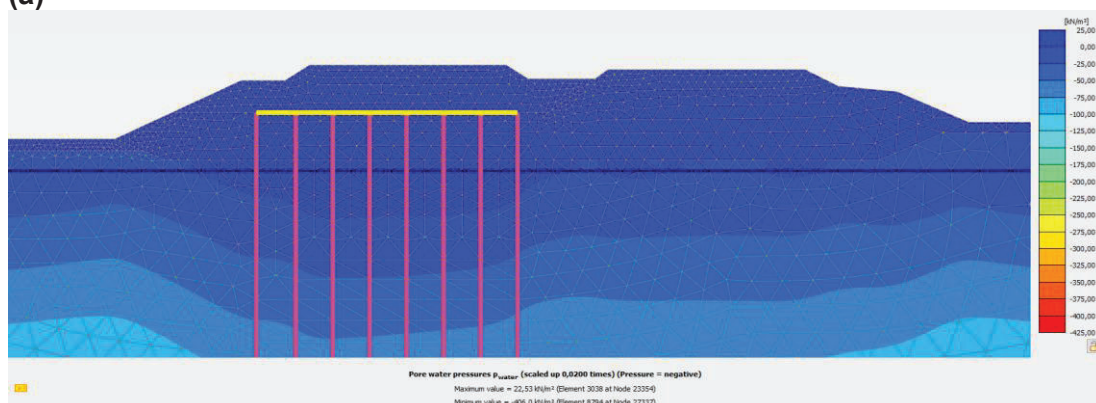


Figura 59 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em y na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

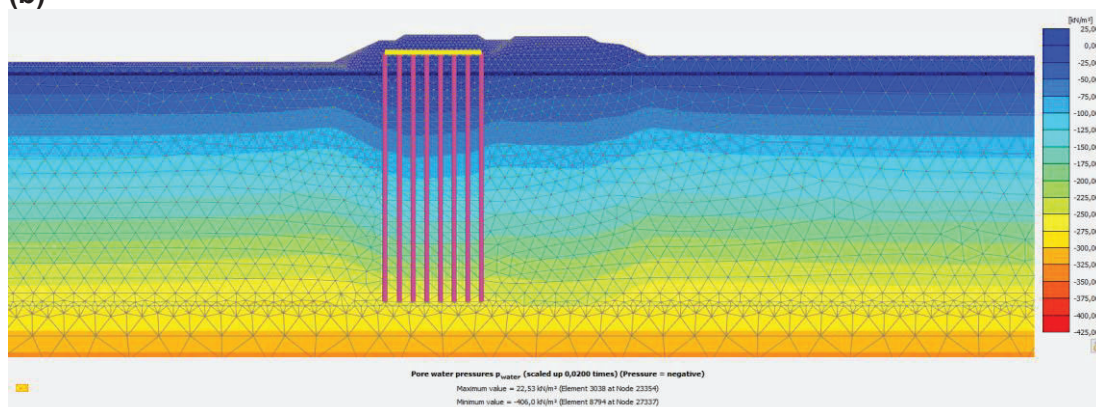
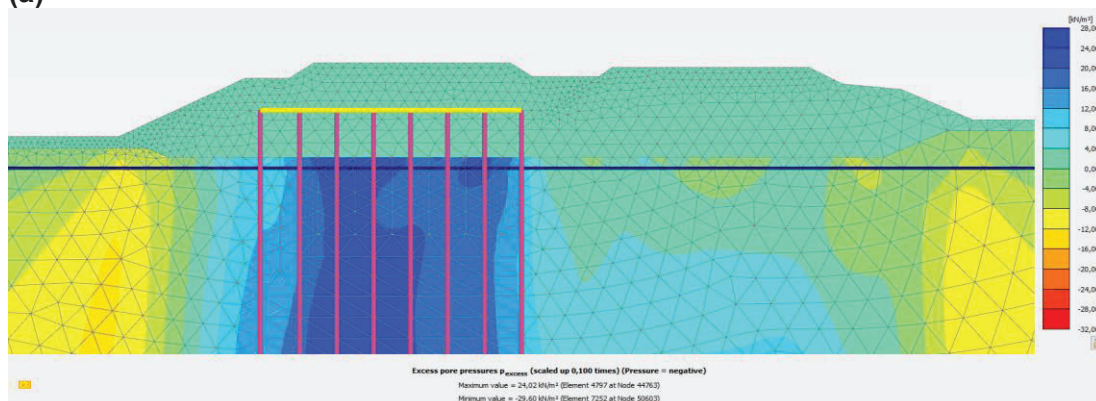


Figura 60 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

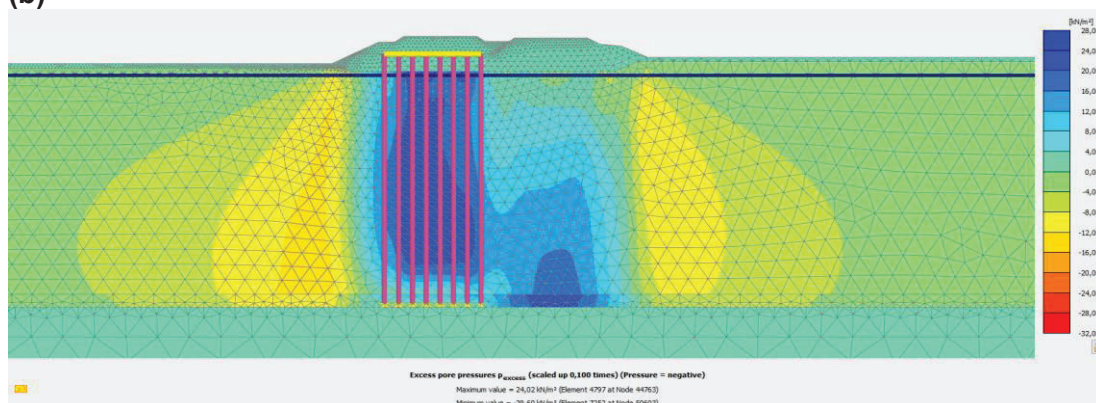
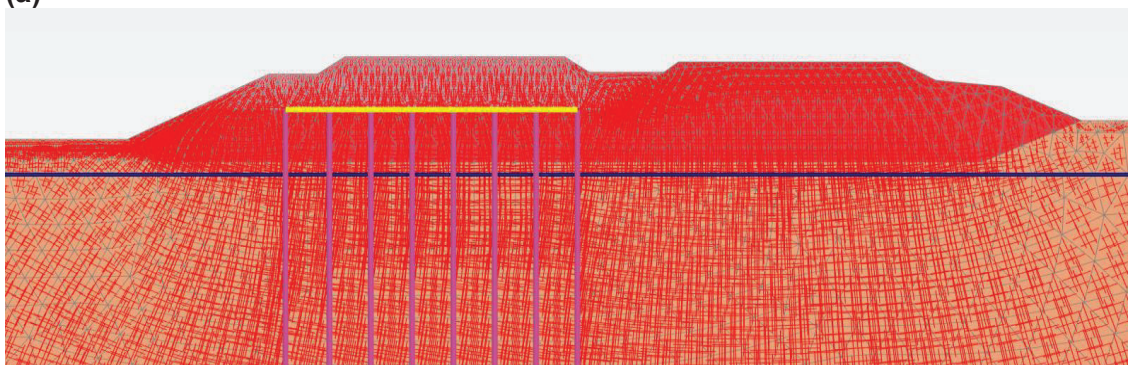


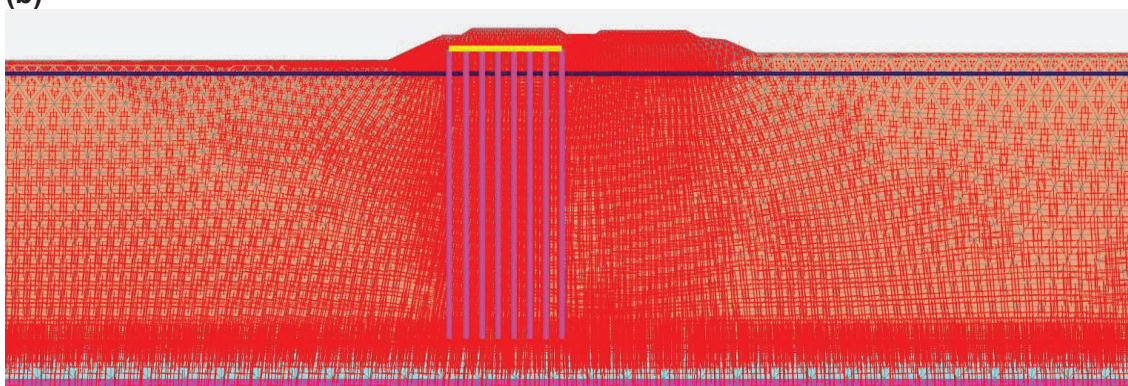
Figura 61 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Excesso de poro-pressões na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



Effective principal stresses (scaled up 0.0200 times)
Maximum value = $7,540 \times 10^{-12}$ kN/m² (Element 682 at Stress point 8174)
Minimum value = $-306,74$ kN/m² (Element 8813 at Stress point 105754)

(b)



Effective principal stresses (scaled up 0.0200 times)
Maximum value = $7,540 \times 10^{-12}$ kN/m² (Element 682 at Stress point 8174)
Minimum value = $-306,74$ kN/m² (Element 8813 at Stress point 105754)

Figura 62 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Distribuição de tensões efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

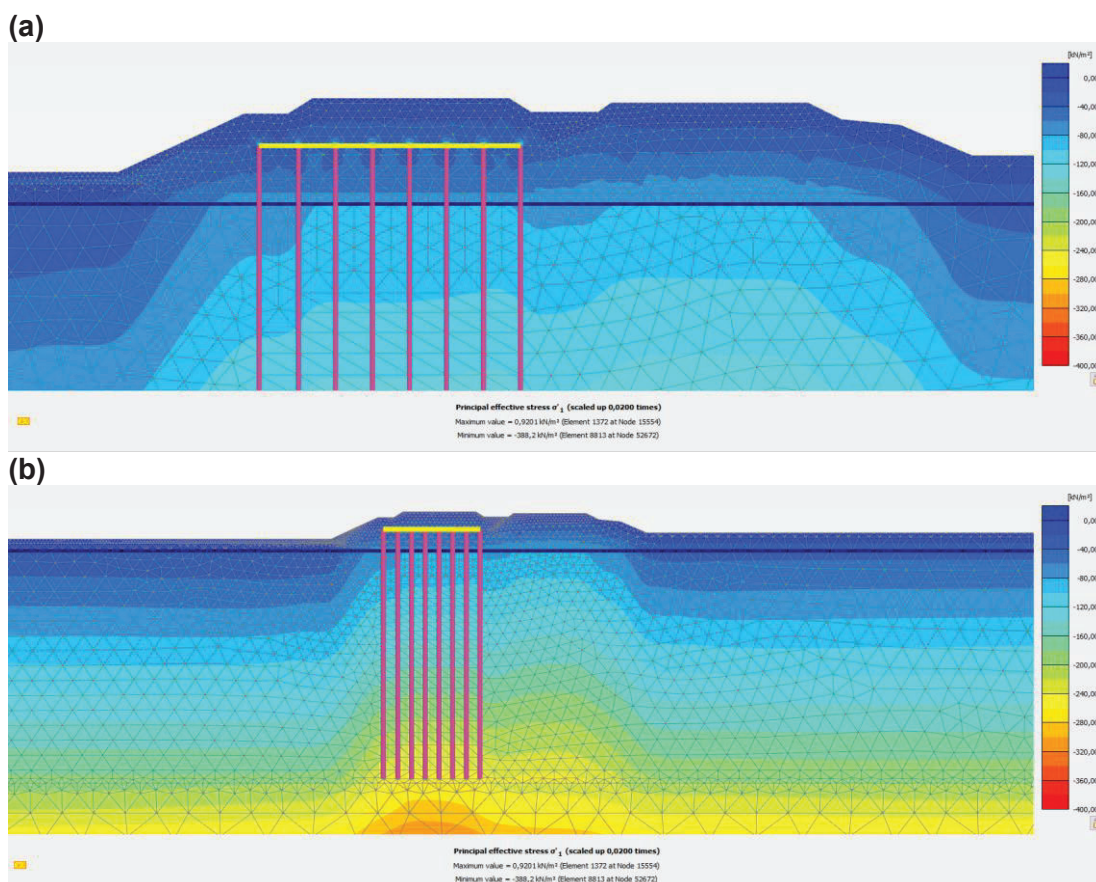
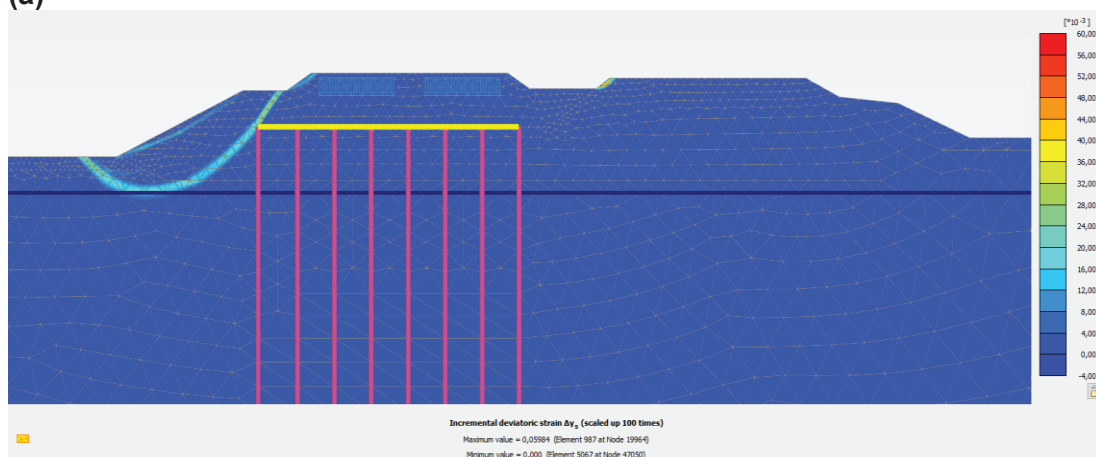


Figura 63 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase final de construção. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

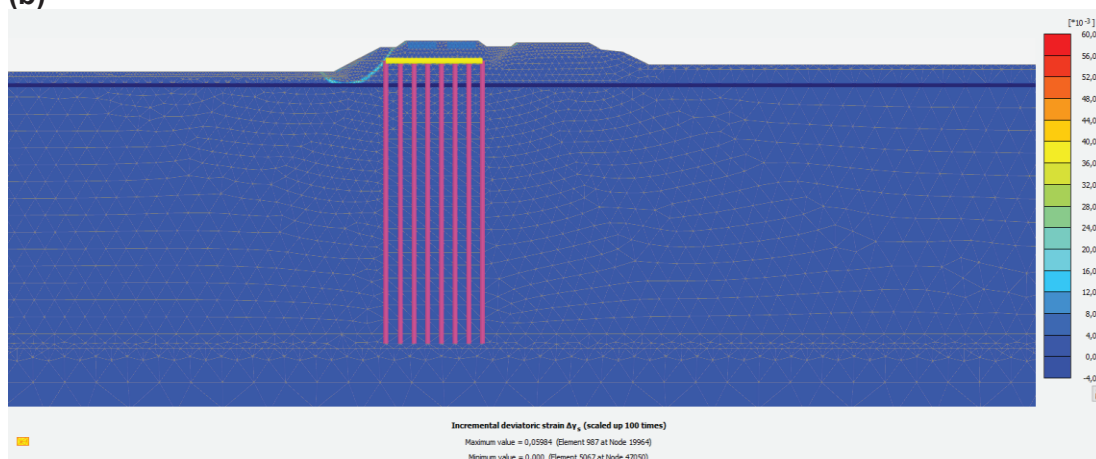
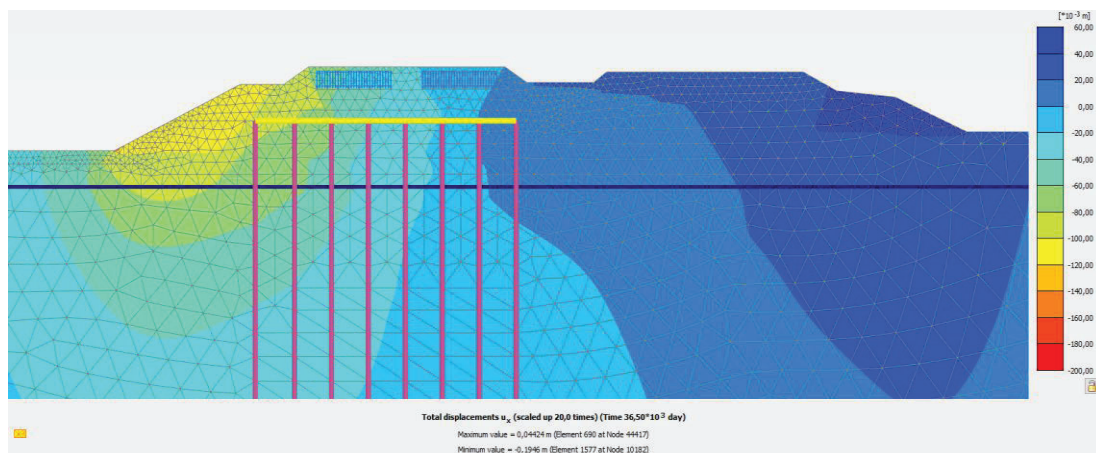


Figura 64 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Superfície de rotura obtida para o incremento da tensão deviatórica na fase final de construção incluindo a sobrecarga $M_{sf} = 1.5$. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

4.2 RESULTADOS PARA A FASE CONSOLIDAÇÃO PARA T=100 ANOS

(a)



(b)

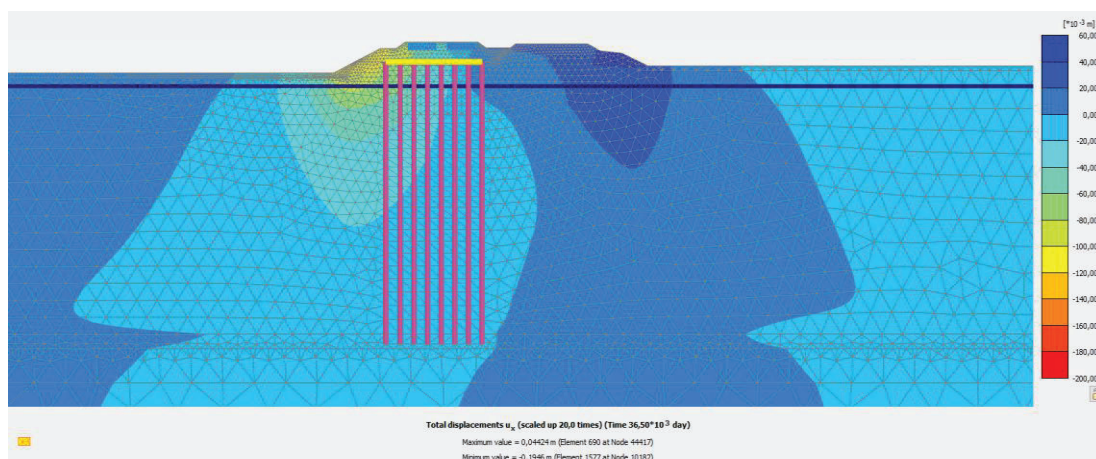
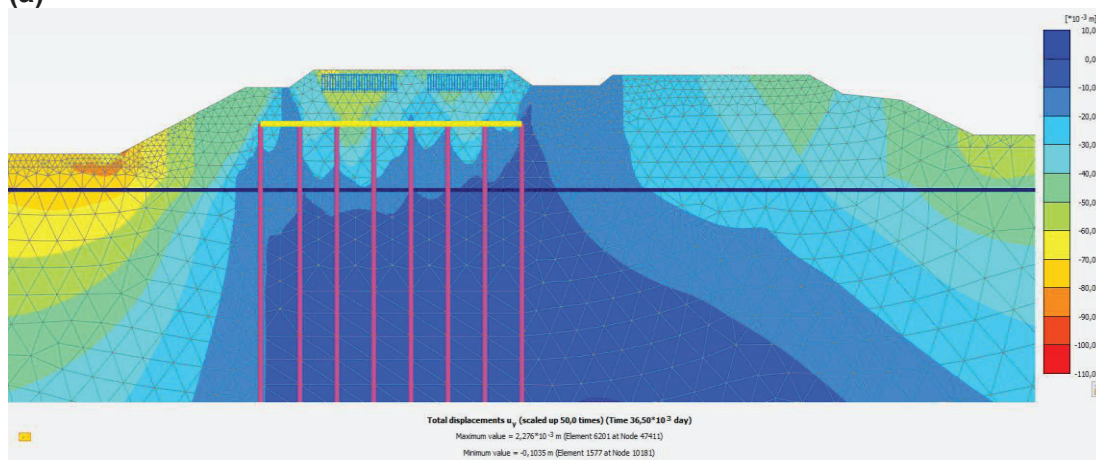


Figura 65 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em x na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

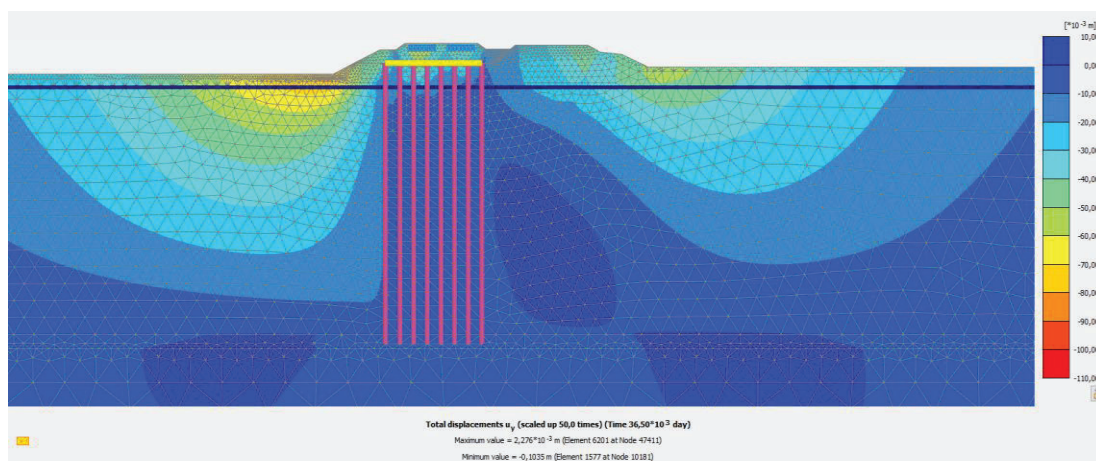


Figura 66 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em y na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

Output Version 2024.2.0.1144

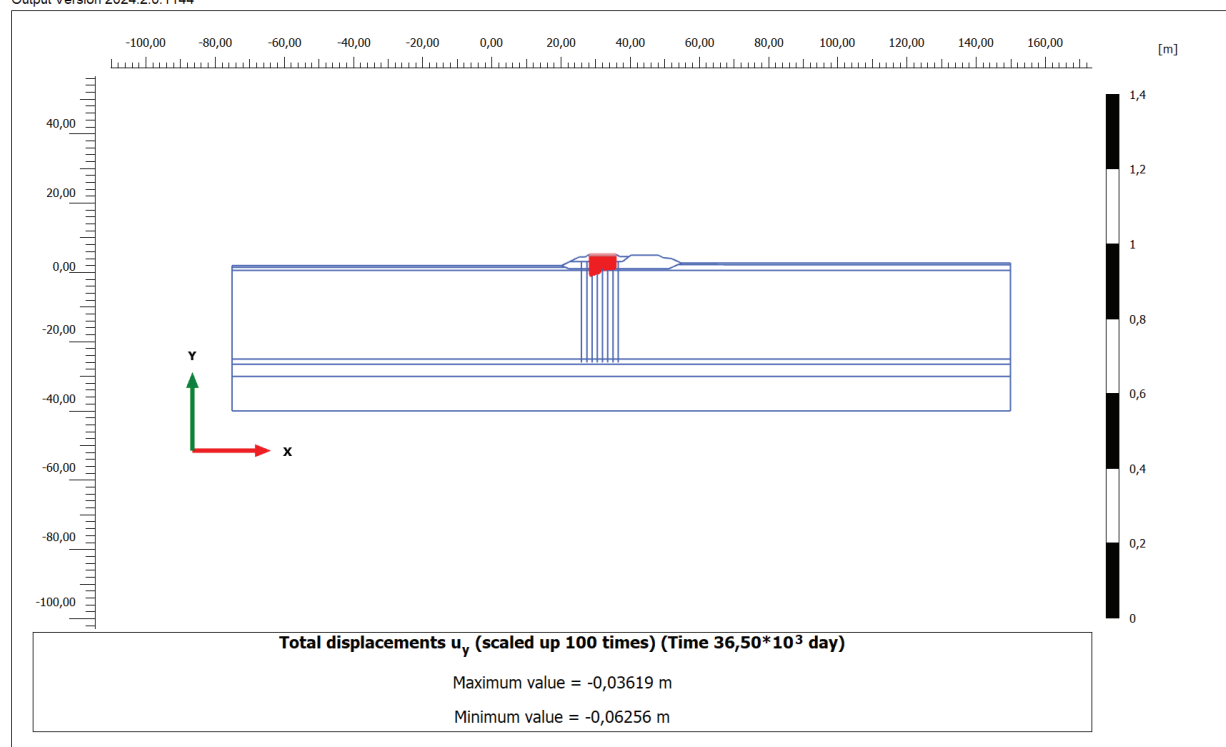
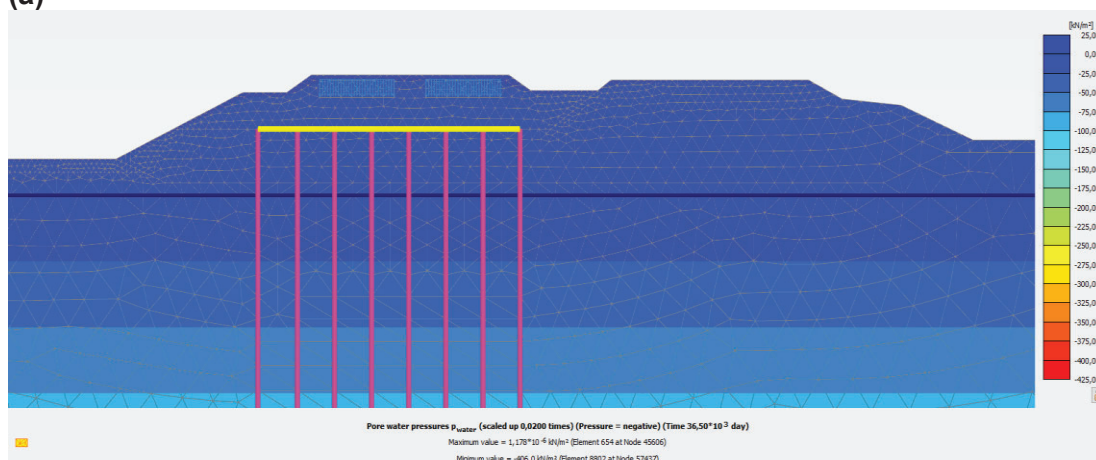


Figura 67 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Deslocamentos em y sob os carris na fase de consolidação para T=100 anos.

(a)



(b)

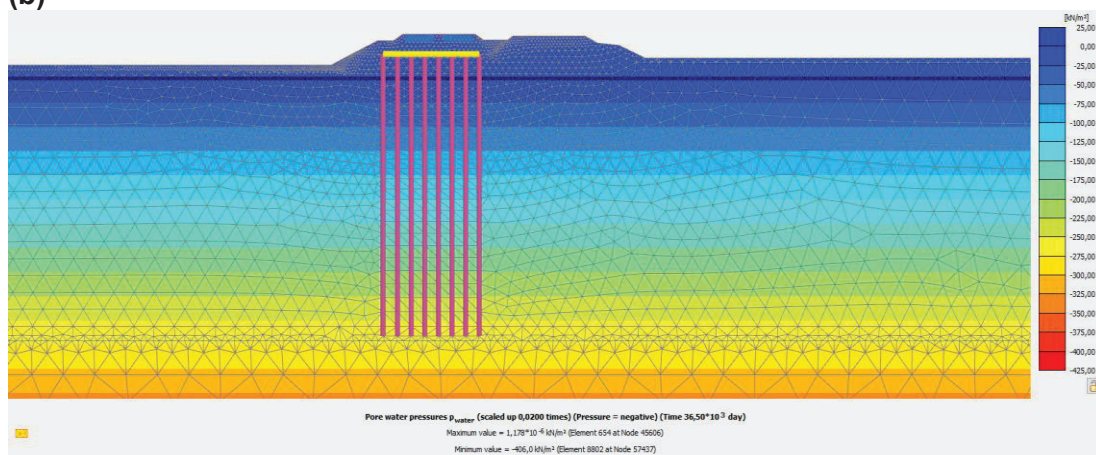
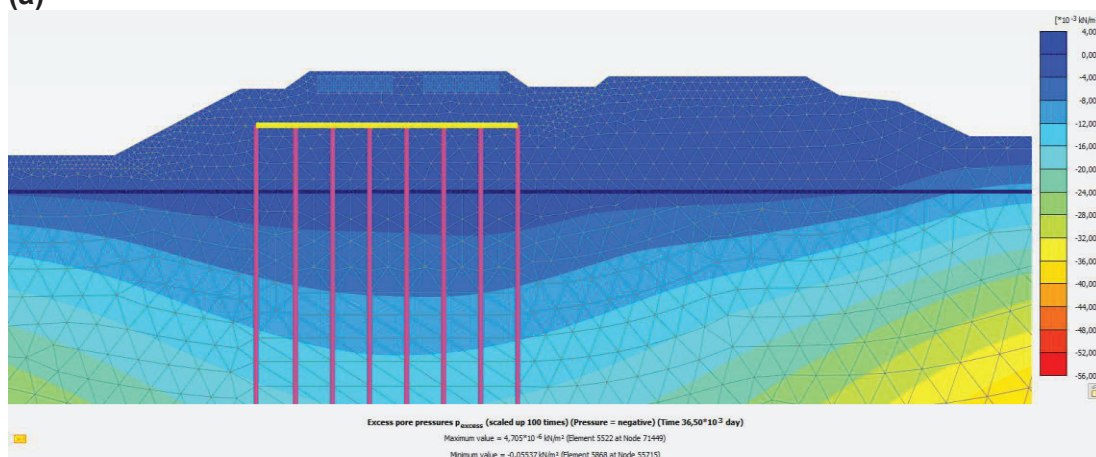


Figura 68 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

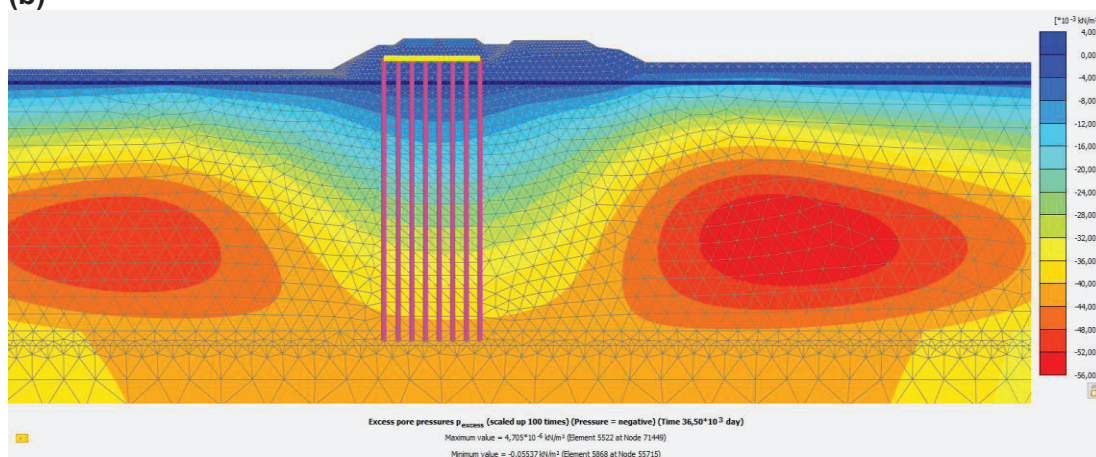
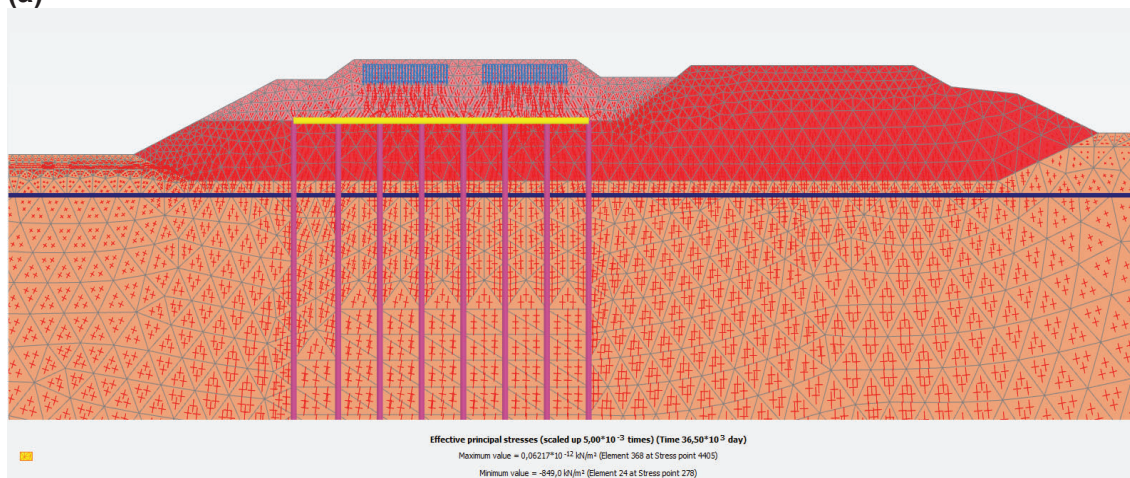


Figura 69 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Excesso de poro-pressões na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

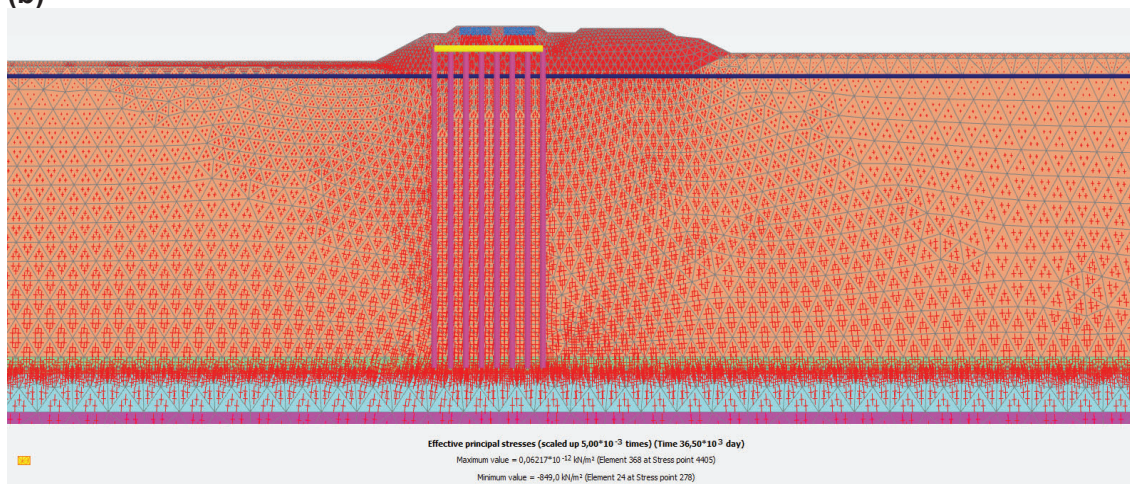
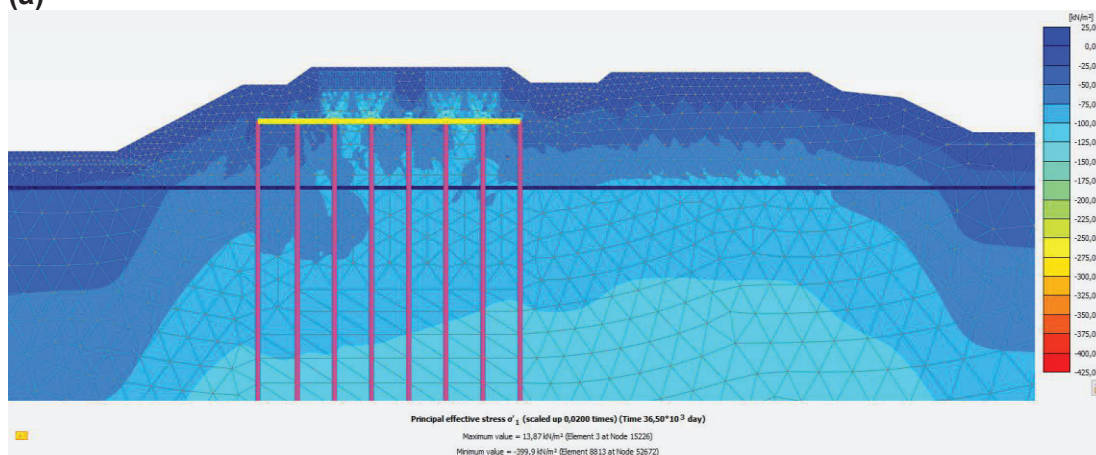


Figura 70 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Distribuição de tensões efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

(a)



(b)

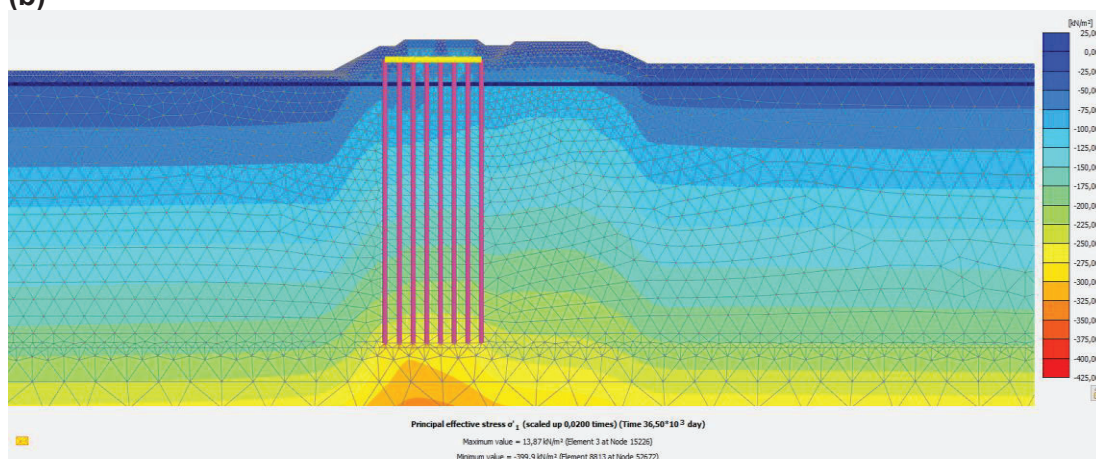


Figura 71 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Distribuição de tensões verticais efetivas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) Vista ampliada, (b) Vista global

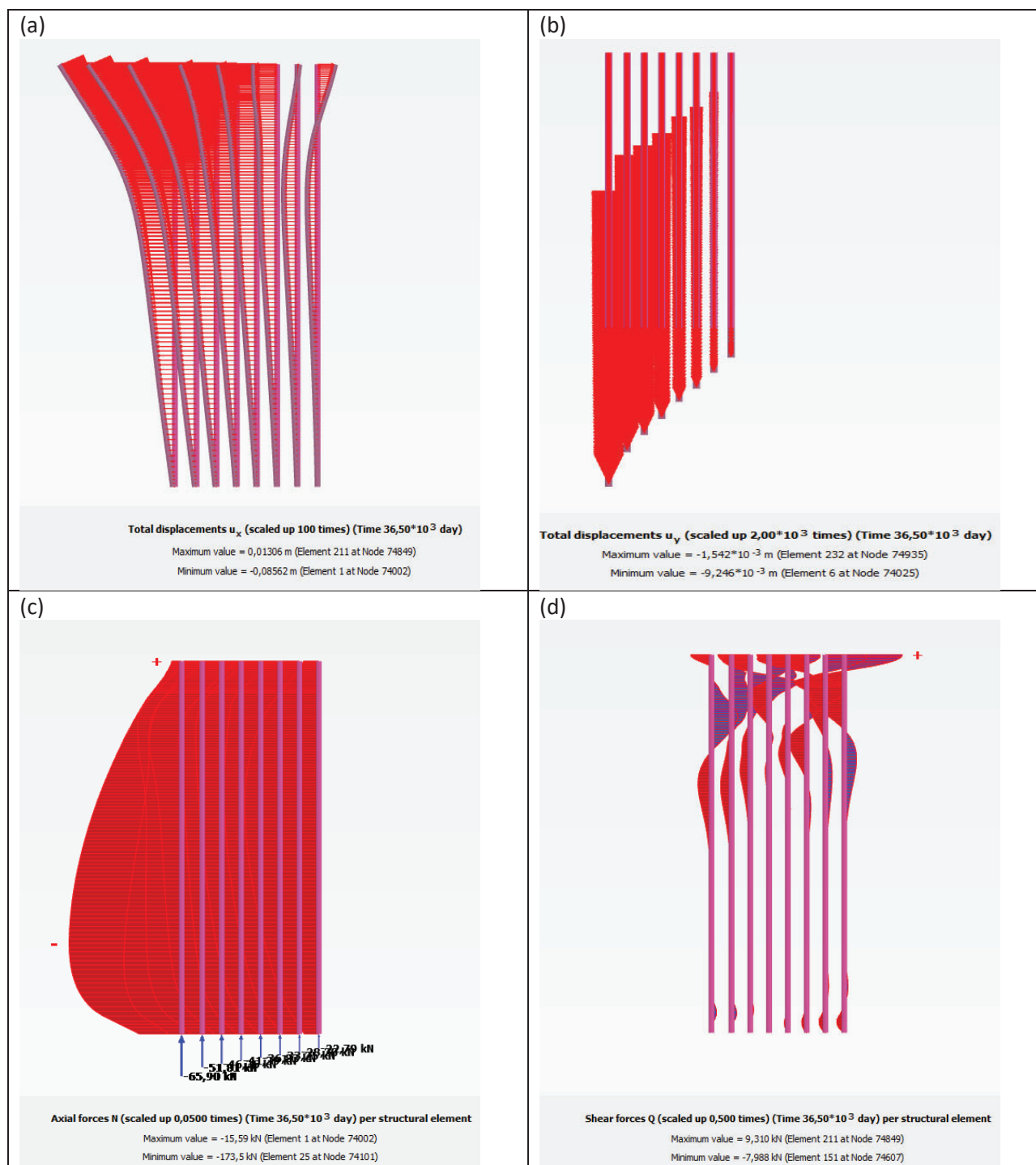


Figura 72 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões Iodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T=100 anos. (a) deslocamentos em x, (b) deslocamentos em y, (c) forças axiais, (d) forças de corte

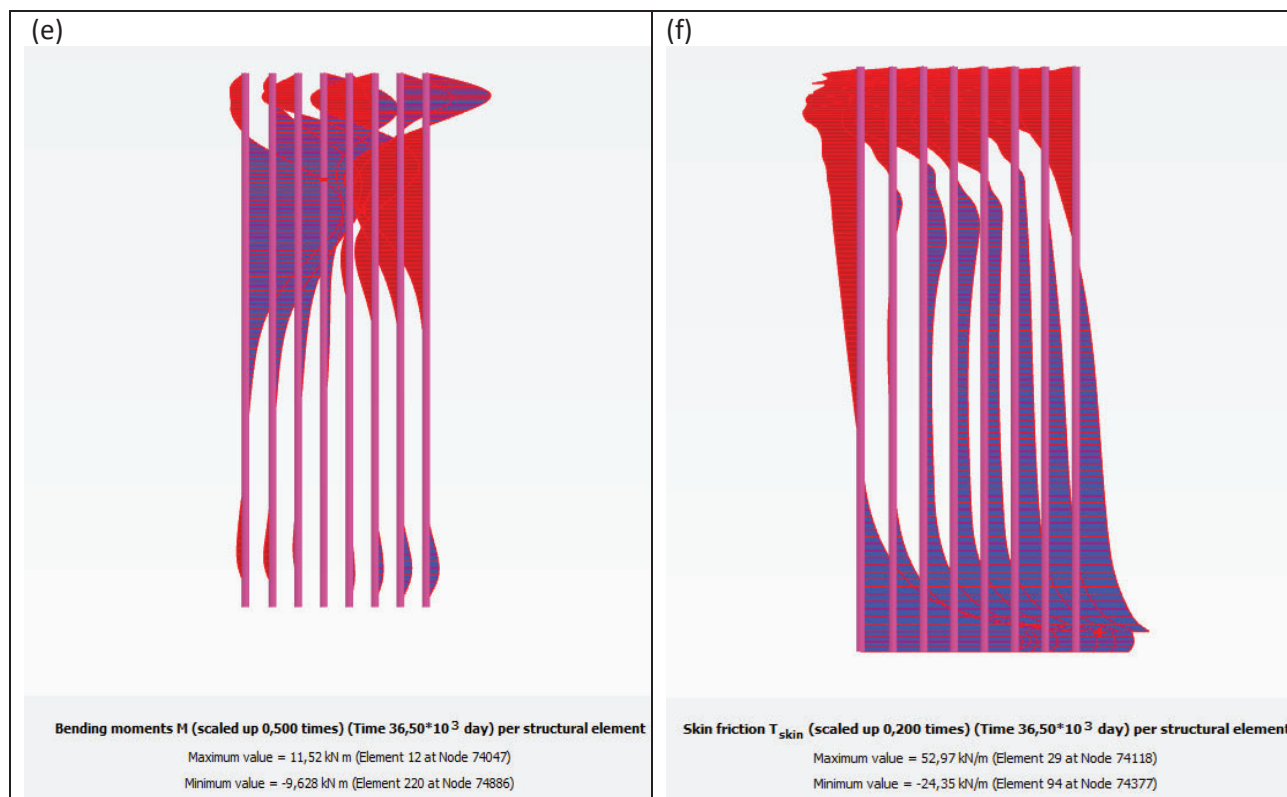
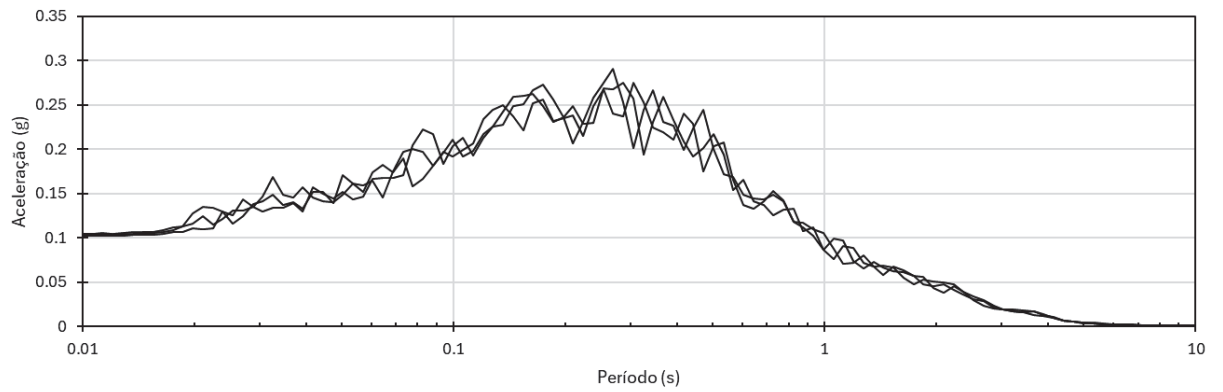


Figura 73 (36-SC9_PK39+063, 30m Aluviões lodosas (HG2) + 1 inclusão rígida) Verificações nas inclusões rígidas na fase de consolidação para T=100 anos. (e) momentos, (f) resistência ao corte ao longo da interface entre solo e superfície longitudinal da inclusão rígida

ANEXO 4

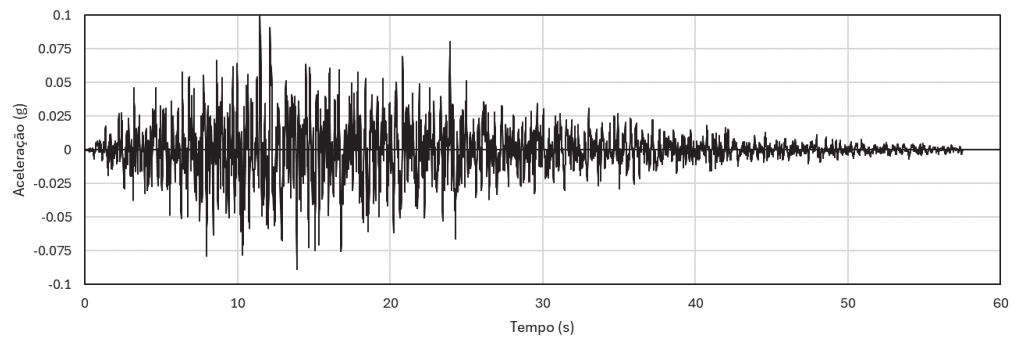
ACELEROGRAMAS

Sismo tipo 1 – Aceleração espectral para 5% de amortecimento

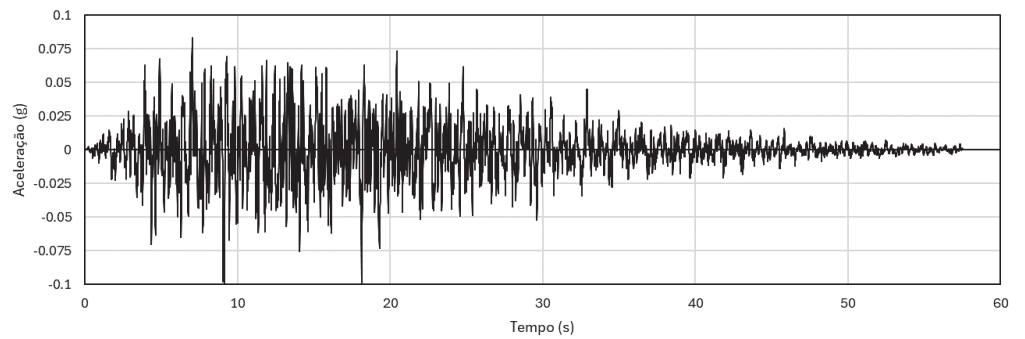


Sismo tipo 1 – Acelerogramas

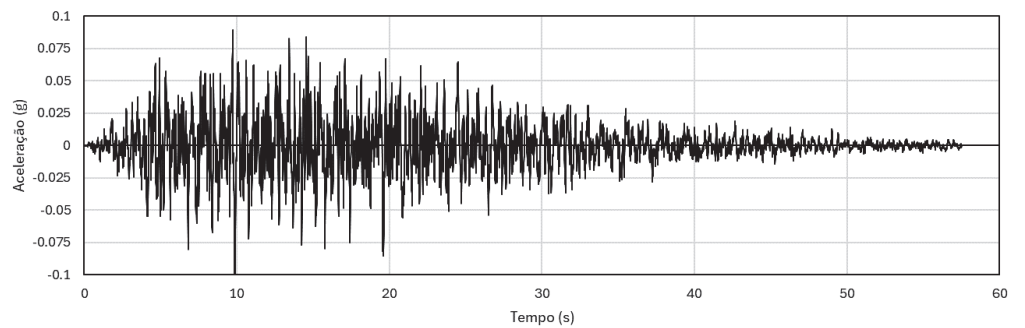

EQ_T1_1.txt



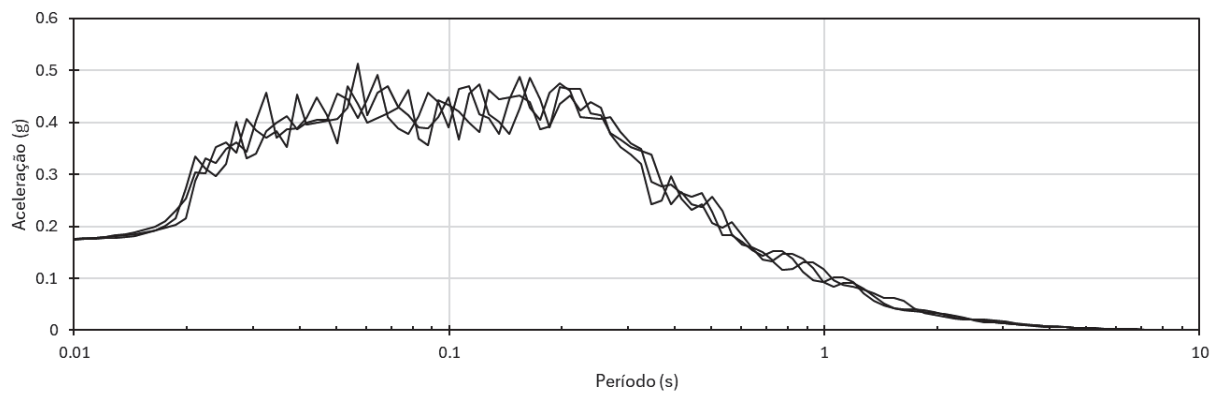

EQ_T1_2.txt




EQ_T1_3.txt

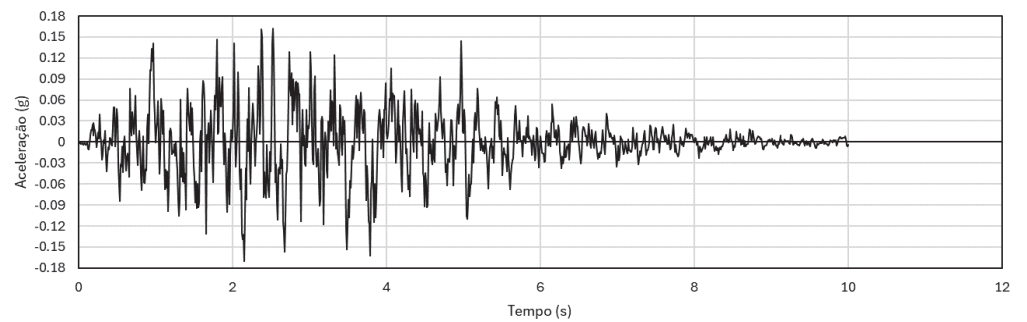


Sismo tipo 2 – Aceleração espectral para 5% de amortecimento

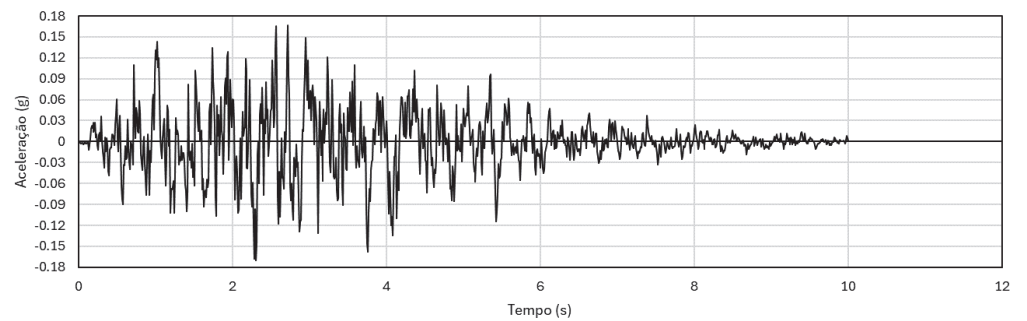


Sismo tipo 2 – Acelerogramas

EQ_T2_1.txt



EQ_T2_2.txt



EQ_T2_3.txt

