

Apêndice H

Análise de Deformação e Estabilidade

Dezembro de 2019

A versão oficial deste Apêndice é a versão em língua inglesa. Em caso de qualquer contradição ou divergência de interpretação entre a versão traduzida e a versão em língua inglesa deste Apêndice, prevalecerá a versão em língua inglesa.

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão
Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade**

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	7
2	ABORDAGEM GERAL E RESUMO DOS RESULTADOS	7
2.1	Estágio 1 – Estabelecer As Condições Antes Do Rompimento.....	7
2.2	Estágio 2 – Triagem inicial dos mecanismos de gatilho da liquefação	8
2.3	Estágio 3 – Avaliação adicional dos mecanismos de gatilho da liquefação	11
2.4	Análises suplementares	12
2.4.1	Fator de Segurança.....	12
2.4.2	Método do ponto material.....	13
3	DETALHES DAS ANÁLISES.....	14
3.1	Desenvolvimento do Modelo.....	14
3.1.1	Geometria do Modelo	14
3.1.2	Sequência de simulação de modelo	16
3.1.3	Seleção do modelo constitutivo	16
3.1.3.1	Rejeitos	16
3.1.3.2	Bermas de contenção	18
3.1.3.3	Solo natural - Fundação	18
3.1.4	Parâmetros de entrada	18
3.1.4.1	Entradas de dados do modelo Mohr-Coulomb	18
3.1.4.2	Parâmetros drenados de Strain-Weakening	18
3.1.4.3	Parâmetros Não Drenados de Strain-Weakening.....	19
3.1.5	Variação Estocástica do Parâmetro de Estado	20
3.1.5.1	Distância de Autocorrelação	20
3.1.5.2	Subdivisão de área local.....	21
3.1.5.3	Estatística de Parâmetros de Estado.....	23
3.1.6	Poro-pressões	26
3.2	Estágio 1.....	26
3.3	Estágio 2.....	32
3.3.1	Abordagem usada para testar gatilhos da liquefação	32
3.3.2	Resultados.....	37
3.4	Estágio 3.....	42
3.4.1	Metodologia – Wedage et al. (1998).....	42
3.4.2	Resultados	44
3.5	Análises Suplementares	48
3.5.1	Fator de segurança - FLAC3D – Pico de resistência	48
3.5.2	Fator de segurança – Equilíbrio-limite – Pico de resistência não drenada	51
3.5.3	Fator de segurança – FLAC2D – Pico de resistências	63
3.5.4	Fator de segurança - LEM – Resistências liquefeitas	64

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

3.5.5	Fator de segurança - Resumo	65
3.5.6	Método do ponto material	65

LISTA DE FIGURAS

Figura 1:	Modelos 2D FLAC - seções transversais 1-1', 2-2' e 3-3'	14
Figura 2:	Vista oblíqua do modelo FLAC 3D mostrando as 15 camadas em que foi construído. A localização da seção da figura 3 é mostrada pelo plano vertical	15
Figura 3:	Vista oblíqua de seção do modelo FLAC 3D mostrando estratificação de rejeitos	16
Figura 4:	Exemplo de relações de <i>strain-weakening</i> em $p' = 200$ kPa – Parâmetros drenados	19
Figura 5:	Exemplo de relações de <i>strain-weakening</i> em $p' = 200$ kPa – Parâmetros não drenados	20
Figura 6:	Distribuição de parâmetro de estado (ψ) para rejeitos grossos.....	24
Figura 7:	Distribuição de parâmetro de estado (ψ) para rejeitos finos.....	25
Figura 8:	Exemplo de distribuição de parâmetros de estado através do modelo 3D.....	26
Figura 9:	η/M_{tc} na crista el. 942 m msl (altura máxima) – Análise Mohr-Coulomb	28
Figura 10:	η/M_{tc} na elevação da crista 942 m (altura máxima) - Análises de <i>Strain-Weakening</i>	29
Figura 11:	Deslocamentos horizontais (nas seções transversais 1-1, 2-2 e 3-3) no final da construção - modelos 2D de <i>strain-weakening</i>	31
Figura 12:	Vista oblíqua do modelo 3D no final da construção, mostrando deslocamentos horizontais concentrados na região da Seção 3.....	32
Figura 13:	FS contra gatilhos da liquefação (ou seja, perda de resistência frágil) e seleção de modelos representativos.....	33
Figura 14:	Padrões de deslocamento desenvolvidos conforme ocorreu a instabilidade nas análises de redução de resistência em pico de resistência de rejeitos saturados....	34
Figura 15:	Mecanismo de gatilho de liquefação – furo de sondagem SM-13.....	36
Figura 16:	Refinamento da malha em torno do furo de sondagem SM-13	36
Figura 17:	Mecanismo de Gatilho de Liquefação - Dreno horizontal Profundo (DHP-15)....	37
Figura 18:	Mecanismo de gatilho de liquefação - Nascentes	37

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

Figura 19:	Deslocamentos horizontais associados à liquefação em um raio de 1 m em torno do furo de sondagem SM-13.....	39
Figura 20:	Deslocamentos horizontais associados à liquefação em um raio de 1 m ao redor do DHP-15	39
Figura 21:	Vista oblíqua de deslocamentos horizontais associados à liquefação em um raio de 50 m ao redor dos locais de nascentes pré-existentes	40
Figura 22:	Vista em corte de deslocamentos horizontais associados à uma redução de resistência de 5 kPa na zona não saturada	40
Figura 23:	Vista em corte de deslocamentos horizontais associados à uma redução de resistência de 10 kPa na zona não saturada	41
Figura 24:	Vista em corte de deslocamentos horizontais associados à uma redução de resistência de 15 kPa na zona não saturada	41
Figura 25:	Deslocamentos causados pelos gatilhos do estágio 2 em modelos representativos	42
Figura 26:	Calibração dos parâmetros do Modelo Wedage (1998) para o ensaio de <i>creep</i> TXDW03. ψ deste ensaio foi +0,03.....	43
Figura 27:	Deslocamento de <i>Creep</i> Necessário Para Causar Rompimento na Barragem Nos Modelos Representativos 3D	45
Figura 28:	Ilustração de exemplo de vetores de deslocamento no final do deslocamento de <i>creep</i> - variante 1: apenas <i>creep</i>	46
Figura 29:	Ilustração de exemplo de vetores de deslocamento no final do deslocamento de <i>creep</i> - variante 2: <i>creep</i> e perda de sucção	46
Figura 30:	Desenvolvimento da tensão de <i>creep</i> no interior da barragem - variante 2: <i>creep</i> e perda de sucção	47
Figura 31:	Rompimento na barragem se desenvolvendo a partir de deslocamentos de <i>creep</i> - variante 2: <i>creep</i> e perda de sucção	48
Figura 32:	Padrão de deslocamento ilustrando a “superfície de deslizamento” calculada na análise de estabilidade da redução de resistência	50
Figura 33:	Determinação da resistência uniforme equivalente à análise de resistência variável não drenada	51
Figura 34:	Resultado da análise do equilíbrio-limite 2D – Seção transversal 1-1’, El. 942 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$	52
Figura 35:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2’, El. 942 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$	52

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

Figura 36:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 942 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$53
Figura 37:	Resultado da análise do equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$53
Figura 38:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$54
Figura 39:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$54
Figura 40:	Resultados da análise de estabilidade do equilíbrio-limite 2D (pico de resistências) - rompimentos da crista ao pé55
Figura 41:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 942 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$56
Figura 42:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 942 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$56
Figura 43:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 942 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$57
Figura 44:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$57
Figura 45:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$58
Figura 46:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$58
Figura 47:	Resultados da análise de estabilidade de equilíbrio-limite 2D (pico de resistências) - rompimentos da crista ao platô59
Figura 48:	Resultado da análise do equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 942 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$60
Figura 49:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 942 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$60
Figura 50:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 942 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$61
Figura 51:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 916,5 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$61
Figura 52:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 916,5 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$62

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

Figura 53:	Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 916,5 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$62
Figura 54:	Resultados da análise de estabilidade do equilíbrio-limite 2D (Pico de resistências) - Rompimentos do platô ao pé63
Figura 55:	Análise FLAC 2D – resultado de fator de segurança (seção transversal 1-1').....64
Figura 56:	Análise FLAC 2D – resultado de fator de segurança (seção transversal 3-3').....64
Figura 57:	Alteração da velocidade máxima durante o rompimento em função do tempo.....71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1:	Resumo do Fator de Segurança da Condição Anterior ao Rompimento com base em $S_u/\sigma'_v = 0,37$13
Tabela 2:	Ilustração do procedimento LAS23
Tabela 3:	Resumo do fator de segurança convencional da condição anterior ao rompimento65
Tabela 4:	Ilustração dos principais resultados da análise MPM mostrando a progressão do rompimento67

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1	Resultados de deformação FLAC 2D
Anexo 2	Resultados da estabilidade do equilíbrio 2D

1 INTRODUÇÃO

Este Apêndice apresenta as análises de estabilidade e deformação realizadas em conexão com o rompimento da Barragem I da Mina do Córrego do Feijão (“Barragem I”) da Vale S.A. (“Vale”), em Brumadinho, Brasil. As análises de estabilidade e deformação foram realizadas para a Barragem I a fim de avaliar a estabilidade e o estado de tensão da barragem ao longo de seu histórico de construção e os possíveis gatilhos que levaram ao seu rompimento. As análises foram concluídas em estágios e desenvolvidas em duas e três dimensões (2D e 3D). Este Apêndice descreve a abordagem e os resultados das análises. As análises 3D são apresentadas primeiro porque as principais constatações vieram delas. As análises de deformação 2D foram complementares e suas constatações apoiaram os resultados das análises 3D.

Os modelos de deformação foram concluídos com os softwares de diferenças finitas FLAC e FLAC3D, e as análises de equilíbrio-limite foram concluídas utilizando o Geostudio Slope/W.

2 ABORDAGEM GERAL E RESUMO DOS RESULTADOS

A abordagem envolveu três estágios, que serão brevemente descritos juntamente com as principais constatações nas subseções a seguir. Mais detalhes são apresentados mais adiante neste Apêndice.

2.1 Estágio 1 – Estabelecer As Condições Antes Do Rompimento

O Estágio 1 da análise envolveu uma simulação do histórico de construção da Barragem I. Nesta análise, a barragem foi construída sequencialmente em 15 estágios, representando os 10 alteamentos da construção da barragem (veja o Apêndice A). A geometria do modelo e as camadas dos rejeitos e bermas de contenção nestas análises foram extraídas do modelo de desenho computadorizado 3D (CAD) descrito no Apêndice F.

Durante este estágio da análise, assumiu-se que os rejeitos mobilizavam seus parâmetros de resistência drenados. Foram avaliadas várias revisões de modelos. A versão final do modelo incluiu o uso de um modelo constitutivo de *strain-weakening* (denominado “*strain softening*” no software FLAC), e a análise 3D incluiu a atribuição de distribuições estocásticas do parâmetro de estado para cada camada de rejeitos no modelo. Esses valores dos parâmetros de estado foram subsequentemente usados para atribuir os parâmetros de resistência e rigidez, bem como os parâmetros que definem a relação de resistência pós-pico. Esses parâmetros foram atribuídos com base nos resultados dos ensaios de laboratório e nos valores dos parâmetros de estado obtidos do ensaio de penetração de cone (CPTu) apresentados no Apêndice E.

A escolha de usar uma distribuição estocástica do parâmetro de estado foi feita por causa da grande variação de resistência e rigidez observada nos ensaios de laboratório para amostras testadas em diferentes parâmetros de estado iniciais (ψ), bem como a grande variação de parâmetro de estado calculada a partir dos dados CPTu. Isso refletiu a distribuição altamente heterogênea dos rejeitos na barragem. Foi considerado necessário capturar essa variabilidade tanto em cada alteamento individual quanto nas camadas de rejeitos finos e grossos. Isso foi alcançado usando uma rotina

de subdivisão de área local (LAS – *local area subdivision*) para atribuir uma variação espacial de ψ que também honrasse a distribuição estatística encontrada nos resultados do CPTu. Essa abordagem foi demonstrada anteriormente por Hicks e Onisiphorou (2005)¹ em sua avaliação do rompimento por liquefação da Nerlerk Berm, e é discutida mais adiante na Seção 3.1.5. O uso de uma distribuição estocástica de parâmetros significou que foi necessário executar múltiplas simulações para determinar uma faixa representativa de resultados. Nesta avaliação, foram concluídas 40 simulações, das quais quatro foram selecionadas como as mais representativas com base nos resultados do Estágio 2 da análise.

O principal resultado desse estágio da análise foi uma série de distribuições de tensão, representando as condições anteriores ao rompimento, que puderam ser usadas nas análises 3D para testar o potencial dos gatilhos identificados pelo Painel, como possíveis causadores do rompimento da barragem. Os resultados da análise 2D ficaram disponíveis antes dos resultados da análise 3D e foram utilizados para informar a seleção das condições iniciais de tensão em ensaios laboratoriais de resistência triaxiais anisotropicamente adensamentos.

2.2 Estágio 2 – Triagem inicial dos mecanismos de gatilho da liquefação

O Estágio 2 foi concluído apenas na análise 3D usando a relação de *strain-weakening* e a distribuição estocástica de ψ . Este estágio continuou a partir do Estágio 1 e envolveu a atribuição de parâmetros de resistência e rigidez não drenados ao modelo e, então, a realização de testes do efeito de vários mecanismos potenciais de gatilho. Consistente com as análises do Estágio 1, a rigidez não drenada, bem como as resistências de pico e residuais não drenadas e a tensão necessária para mobilizar uma redução de resistência pós-pico, foram atribuídas usando tendências observadas nos ensaios de laboratório e distribuições estocásticas de ψ

A premissa para o Estágio 2 da análise foi que a barragem estava marginalmente estável com as resistências não drenadas no modelo de *strain-weakening* imediatamente antes do rompimento. Portanto, antes de testar o efeito potencial dos gatilhos identificados, o primeiro passo no Estágio 2 foi testar cada uma das 40 simulações discutidas no Estágio 1 para determinar seu fator de segurança (FS) usando a relação *strain-weakening*. Esse estágio da avaliação envolveu completar uma análise de redução de resistência, análoga aos cálculos FS típicos de redução de resistência ao cisalhamento (SSR) que são comumente feitos em análises de deformação. Nos cálculos típicos do FS da SSR, a resistência de todas as unidades de solo é ajustada em incrementos uniformes para identificar as resistências nas quais a barragem no modelo não é mais estável; o FS é então calculado como sendo a razão entre as resistências aplicadas e as resistências no ponto de instabilidade do modelo. Nesse caso, apenas a resistência não drenada de pico dos rejeitos finos e grossos saturados foi variado, para refletir a incerteza nesse parâmetro devido a variações na distribuição dos rejeitos e sua cimentação por toda a barragem (veja o Apêndice E). Os parâmetros

¹ Hicks, M.A., & Onisiphorou, C. (2005). Stochastic evaluation of static liquefaction in a predominantly dilative sand fill. *Géotechnique*, 55, 123-133.

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

restantes, como a resistência não drenada residual (ou liquefeita) e a tensão necessária para mobilizar essa resistência liquefeita, não foram alterados em relação às tendências derivadas dos ensaios de laboratório descritos no Apêndice E. Os parâmetros para bermas e rejeitos não saturados não variaram. Verificou-se que, uma vez iniciado o processo de perda de resistência no modelo, a barragem se romperia rapidamente e a análise não pôde continuar.

A intenção desta análise de redução de resistência era determinar o FS contra o início da liquefação em cada simulação. Uma vez determinado esse FS, foi selecionado um subconjunto de quatro modelos que tinham um FS contra o início da liquefação próximo a 1, os quais foram usados para testar os mecanismos de gatilho identificados. Esses modelos foram considerados os “modelos representativos”. O FS contra o desencadeamento da liquefação nesses modelos representativos variou de 1,0 a 1,2. Onde o FS era maior que 1 nesses modelos representativos, as resistências foram reduzidas para trazer o FS para 1 antes de testar os mecanismos de gatilho.

Outro teste foi realizado nesses modelos representativos antes de avaliar os mecanismos de gatilho da liquefação. Este teste envolveu avaliar se a barragem nesta condição de FS = 1 poderia resistir a eventos anteriores que ocorreram na Barragem I e não causaram o rompimento da mesma. Um dos eventos usados neste teste foi a perfuração do furo de sondagem SM-09, que foi realizada em dezembro de 2018 e janeiro de 2019 no mesmo alteamento que o furo de sondagem que estava sendo perfurado no dia do rompimento (furo de sondagem SM-13). Outro evento foi a pressão exercida pela água na extremidade final do dreno horizontal profundo 15 (DHP-15) durante a instalação, a qual causou distúrbios no talude durante a perfuração, mas não causou o rompimento da barragem. O distúrbio causado pelo furo de sondagem SM-09 foi simulado assumindo uma condição extrema em que se supunha que ocorresse liquefação em torno da profundidade desse furo de sondagem. Essa condição envolveu a atribuição de uma razão de resistência pós-liquefação (S_{u-liq}/p') de 0,01 a todas as zonas do modelo abaixo do lençol freático, com um raio de 1 metro (m) em torno do furo de sondagem. O distúrbio do DHP-15 foi avaliado atribuindo pressões de 600 quilopascal (kPa) e 1000 kPa no final do furo de sondagem do DHP. Apesar desses modelos terem um FS marginal antes desses testes, a barragem não rompeu-se nos modelos representativos com esses eventos. Isso confirmou a adequação desses modelos representativos para testar outros mecanismos de gatilho.

Os seguintes mecanismos de gatilho de liquefação foram avaliados nesses modelos representativos:

- *Liquefação ao redor do furo de sondagem que estava sendo perfurado no dia do rompimento (SM-13).* Como simplificação, esse processo foi avaliado da mesma maneira descrita anteriormente para o SM-09, em que foi atribuído um S_{u-liq}/p' de 0,01 a todas as zonas do modelo num raio de 1 m ao redor do furo de sondagem. Verificou-se que essa condição não causou deformações significativas ou rompimento da barragem nos modelos representativos.

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

- *Liquefação em torno do DHP-15.* Apesar da observação de que o DHP-15 não causou rompimento da barragem durante a instalação em junho de 2018, foi considerado um cenário em que a liquefação teria ocorrido posteriormente ao redor deste furo de sondagem devido a distúrbios anteriores. Assim como na análise do furo de sondagem SM-13, isso foi avaliado atribuindo um valor de $S_{u.liq}/p'$ de 0,01 em um raio de 1 m ao redor do DHP. Isso foi reconhecido como sendo um cenário improvável porque o DHP-15 foi concluído aproximadamente sete meses antes do rompimento. No entanto, ele não levou ao rompimento da barragem nos modelos representativos.
- *Perda de sucção na zona não saturada.* Isso foi avaliado pela redução da resistência disponível no material acima do lençol freático em 5 kPa, 10 kPa e 15 kPa para limitar a estimativa de perda de resistência relacionada à sucção que poderia potencialmente ocorrer devido à infiltração de chuva, conforme determinado pela análise de percolação documentada no Apêndice G. Verificou-se que essa redução na resistência na zona não saturada não causaria rompimento da barragem, mas indicava deformação do talude da barragem.
- *Liquefação em torno do local das nascentes que se sabia existirem antes da construção da barragem.* Foi considerado um cenário em que um influxo de água de percolação entra na barragem no local de nascentes subterrâneas conhecidas e pré-existentes ao longo da borda norte do reservatório, que por sua vez causa uma zona de perda de resistência nessas regiões. Isso foi tratado como um evento localizado em torno da posição das nascentes, porque os piezômetros não detectaram uma mudança significativa na poro-pressão sob a barragem antes do rompimento. Isso foi simulado nos modelos representativos, atribuindo-se um valor de $S_{u.liq}/p'$ de 0,01 aos rejeitos grossos ou finos ou lamas em um raio de 50 m ao redor da região das nascentes. Esse cenário causou deslocamentos locais significativos ao redor das nascentes, mas não resultou em rompimento da barragem. O padrão de deslocamentos resultante dessa simulação não refletiu as observações dos deslocamentos de rompimento da análise de vídeo (veja o Apêndice D).

Esta etapa da análise foi baseada em uma hipótese simplificadora de que as resistências não drenadas foram mobilizadas por toda a barragem e que a barragem era marginalmente estável antes da ocorrência do mecanismo de gatilho. Essa simplificação foi considerada apropriada porque o objetivo desta análise era testar o efeito dos gatilhos na Barragem I, nessa condição fragilizada. Essa abordagem foi capaz de identificar que eventos localizados, tal como perfuração, não teriam um impacto significativo na estabilidade da barragem e reduziram o número de possíveis gatilhos a serem avaliados posteriormente. O Estágio 3 da avaliação envolveu mais estudos do gatilho mais influente do Estágio 2, que foi uma perda de resistência de 15 kPa na zona não saturada devido à perda de sucção por infiltração de chuva, combinando-o com uma condição de deformação interna contínua (*creep*) dentro da barragem.

2.3 Estágio 3 – Avaliação adicional dos mecanismos de gatilho da liquefação

O Estágio 3 continuou a partir do Estágio 2 e envolveu a avaliação de uma condição observada no ensaio triaxial de laboratório, no qual amostras fofas continuaram acumulando deformação sob uma tensão de desvio constante se o coeficiente de empuxo em repouso (K_0) for menor que 0,5 (ou seja, uma razão maior de tensão de cisalhamento). Nesse contexto, um K_0 de 1 representa carregamento isotrópico e uma redução nessa razão aumenta a tensão de cisalhamento. Foi desenvolvido um modelo dessa condição inicialmente pela calibração dos deslocamentos por uma análise de um único elemento contra os deslocamentos dependentes do tempo observados no ensaio triaxial TXDW03 em vários valores de K_0 , cujos resultados são apresentados no Apêndice E. Essa relação foi então aplicada aos modelos representativos 3D. A relação utilizada para essa avaliação foi uma versão modificada daquela desenvolvida por Wedage et al. (1998).²

Nos modelos 3D representativos, essa relação foi aplicada até o modelo da barragem se deslocar 1 centímetro (cm) horizontalmente em um ponto de monitoramento definido na face da barragem. O efeito desse *creep* foi então revisto após esse incremento de 1 cm, a partir da avaliação se a barragem permanecia estável ou se ocorria uma rápida perda de resistência e acúmulo de tensão. Se a barragem não rompesse após o primeiro incremento de 1 cm de *creep*, esse processo era repetido em incrementos de 1 cm até a barragem romper. Este método identificou a quantidade de *creep* necessário para iniciar o rompimento nos modelos 3D representativos inicialmente marginalmente estáveis.

O efeito combinado de uma perda de sucção na zona não saturada e um deslocamento contínuo de *creep* foi avaliado aplicando-se a perda de resistência devido à infiltração de chuva, discutida no Estágio 2, no final de cada incremento de deslocamento por *creep*. Quando comparados com os resultados anteriores do deslocamento por *creep*, esses resultados mostraram se a barragem romperia mais facilmente com uma combinação de perda de sucção aliada ao *creep* do que apenas com o *creep*.

Esses resultados mostram que, sem o considerar uma redução de resistência de 15 kPa na zona não saturada, entre 8 cm e 37 cm de deslocamento por *creep* registrado na face da barragem causaria o seu rompimento. Isso se reduz para 1 cm se a perda de resistência de 15 kPa na zona não saturada for incluída na análise.

O deslocamento total medido pelo InSAR no ano anterior ao rompimento foi de 3,5 cm, sugerindo que a barragem poderia ter acumulado *creep* em torno 10 a 15 cm ao longo do período de 2,5 anos depois que a disposição de rejeitos cessou (Apêndice D). No entanto, o deslocamento do InSAR foi predominantemente vertical, sugerindo que o total de deslocamentos horizontais na ordem de apenas 5 cm, seria uma estimativa máxima razoável para a quantidade de deslocamento por *creep*

² Wedage, A., Morgenstern, N., & Chan, D. (1998). Simulation of time-dependent movements in Syncrude tailings dyke foundation. *Canadian Geotechnical Journal*, 35, 284-298.

no período de 2.5 anos desde que as operações cessaram. Esses resultados mostram que um dos quatro modelos representativos romperia próximo a esse valor de deslocamento por *creep* sem a inclusão de uma perda de sucção na zona não saturada e que o acréscimo da perda de sucção causa o rompimento em todos os modelos nessa faixa de valores de deslocamento. O padrão de deslocamentos corresponde com os dados do InSAR mais estritamente quando o *creep* foi combinada com uma perda de sucção na zona não saturada.

Para concluir a análise, foi tomado um outro passo para revisar o potencial efeito do distúrbio causado pela perfuração do furo de sondagem que estava sendo feito no dia do rompimento (SM-13). Isso envolveu repetir as análises de *creep* sem perda de sucção na zona não saturada e testar o efeito da liquefação localizada associada ao SM-13 após cada incremento de *creep*. Nesta análise, a liquefação em torno do SM-13 foi simulada da mesma maneira descrita no Estágio 2. Essa análise mostrou que a inclusão de uma zona liquefeita ao redor do SM-13 não levou a uma diferença significativa na quantidade de *creep* necessário para causar a barragem a romper. Isso suporta a conclusão do Estágio 2 de que a perfuração do furo de sondagem SM-13 não teve impacto significativo na rompimento da barragem.

2.4 Análises suplementares

2.4.1 Fator de Segurança

Cálculos de FS do método de equilíbrio limite (LEM) foram executados nas três seções de análise descritas no Apêndice F.

À frente dessas análises, foram usados os modelos 3D com um FS de 1 contra o gatilho da liquefação (ver discussão na Seção 2.2) para calcular o FS convencional da Barragem I usando um modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com os picos de resistências não drenadas e sem perda de resistência pós-pico. Foi usada uma abordagem SSR padrão para esse cálculo usando a abordagem descrita por Dawson et al. (1999) e Griffiths e Lane (1999). Isso é análogo a um cálculo típico de FS, como os das análises LEM. Este cálculo envolveu três etapas:

- Etapa 1 - Atribuir os Picos de resistências como sendo S_u/p' a cada camada de rejeitos grossos e finos usando a distribuição estocástica de ψ . Calcular o FS convencional para essa condição usando o método SSR. Isso produziu um FS = 1,5 com base no pico de resistência.
- Etapa 2 - Atribuir uma única resistência não drenada como S_u/p' aos rejeitos grossos e finos. O objetivo desta etapa foi identificar um valor representativo de S_u/p' para os rejeitos. Calcular o FS convencional para esta condição. Isso foi repetido para diferentes valores de S_u/p' até que o FS fosse igual ao da Etapa 1. Verificou-se que um S_u/p' de 0,59, igual ao 33º percentil das resistências variáveis (ou seja, 33% teria valores menores), levou a um FS igual ao da distribuição estocástica de resistências.

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

- Etapa 3 - Repetir a Etapa 2, mas em vez de definir a resistência como S_u/p' , a resistência foi definida como S_u/σ'_v , porque esta é a maneira típica pela qual as relações de resistência são atribuídas nas análises do LEM. Isso também foi repetido até que o FS convencional dessa análise fosse igual ao da Etapa 1. Foi verificado que um S_u/σ'_v de 0,37 levaria a um FS equivalente ao do Estágio 1. Isso pode estar relacionado ao S_u/p' através da seguinte equação: $S_u/\sigma'_v = [(1 + 2K_0)/3] \times S_u/p'$. A diferença entre os resultados da Etapa 2 e Etapa 3 implica que havia um K_0 médio de 0,45 presente em todo o talude da barragem na região do rompimento.

Os cálculos de FS do LEM foram feitos usando um S_u/σ'_v de 0,37, derivado dos modelos 3D representativos. O objetivo dessas análises foi avaliar como a estabilidade da barragem variou ao longo da história da construção e nas várias seções transversais. Eles também pretendiam formar uma verificação de consistência entre o LEM e as abordagens finitas baseadas em diferenças. Para ajudar nessa comparação, análises convencionais de FS da SSR também foram executadas nos modelos FLAC 2D para duas das seções transversais.

Tabela 1: Resumo do Fator de Segurança da Condição Anterior ao Rompimento com base em $S_u/\sigma'_v = 0,37$

Seção Transversal	Equilíbrio-limite ¹	FLAC 2D	FLAC 3D
1-1	1,5, 1,4, 1,3	1,4	1,5
2-2	1,6, 1,6, 1,2	Não calculado	
3-3	1,5, 1,7, 1,2	1,2	

Nota: ¹Fatores de Segurança listados representam os seguintes cenários de superfície de ruptura: Da crista ao pé, da crista ao recuo e do recuo ao pé

Esses resultados destacam as limitações das abordagens convencionais do uso de FS para calcular a estabilidade do talude para solos de comportamento muito frágil. Neste caso, o FS calculado por métodos convencionais, em que o potencial para a perda de resistência não é incluído, era 1.5. Isso significa que as resistências de pico dos rejeitos eram, em média, 50% mais altas que as tensões cisalhantes atuando neles. Contudo, as resistências à liquefação dos rejeitos foram muito menores que as tensões cisalhantes atuando no talude da barragem. Isso significa que se as áreas do talude da barragem sob mais tensão comesçassem a perder resistência, elas causariam a desestabilização da barragem inteira devido a um mecanismo de rompimento progressivo. Este efeito foi destacado nas análises do Estágio 2, que mostraram que uma pequena redução da resistência ao cisalhamento seria suficiente para iniciar este mecanismo do rompimento progressivo e causar o rompimento da barragem; portanto, embora o FS usando resistências altas era 1.5, o FS era na realidade 1 devido ao comportamento muito frágil e resistências pós-liquefação baixas.

2.4.2 Método do ponto material

Uma etapa final nas análises de estabilidade e deformação envolvidas usando o Método do ponto material (MPM) para calcular como o rompimento da barragem se desenvolveria após o gatilho da liquefação. Isso foi executado porque as análises de deformação descritas anteriormente podem

capturar as tensões até e durante o início do rompimento, mas não puderam capturar completamente a propagação do rompimento.

Essa análise usou uma relação de *strain-weakening* similar à análise de deformação e mostrou que, uma vez iniciado o rompimento, ele se desenvolveria em uma série de planos de rupturas retrogressivas que ocorreriam a uma taxa que correspondesse às observadas. Essa análise forneceu um suporte ao uso da relação de *strain-weakening* em análises anteriores.

3 DETALHES DAS ANÁLISES

3.1 Desenvolvimento do Modelo

3.1.1 Geometria do Modelo

O modelo CAD 3D resumido no Apêndice F foi usado como base para o desenvolvimento dos modelos LEM 2D e modelos FLAC 2D e 3D. Os modelos foram gerados incorporando-se a geometria de berma de contenção, o delineamento de rejeitos e montagens de superfícies de praia desenvolvidas como parte do modelo CAD 3D. Esses modelos são ilustrados nas Figuras 1 a 3.

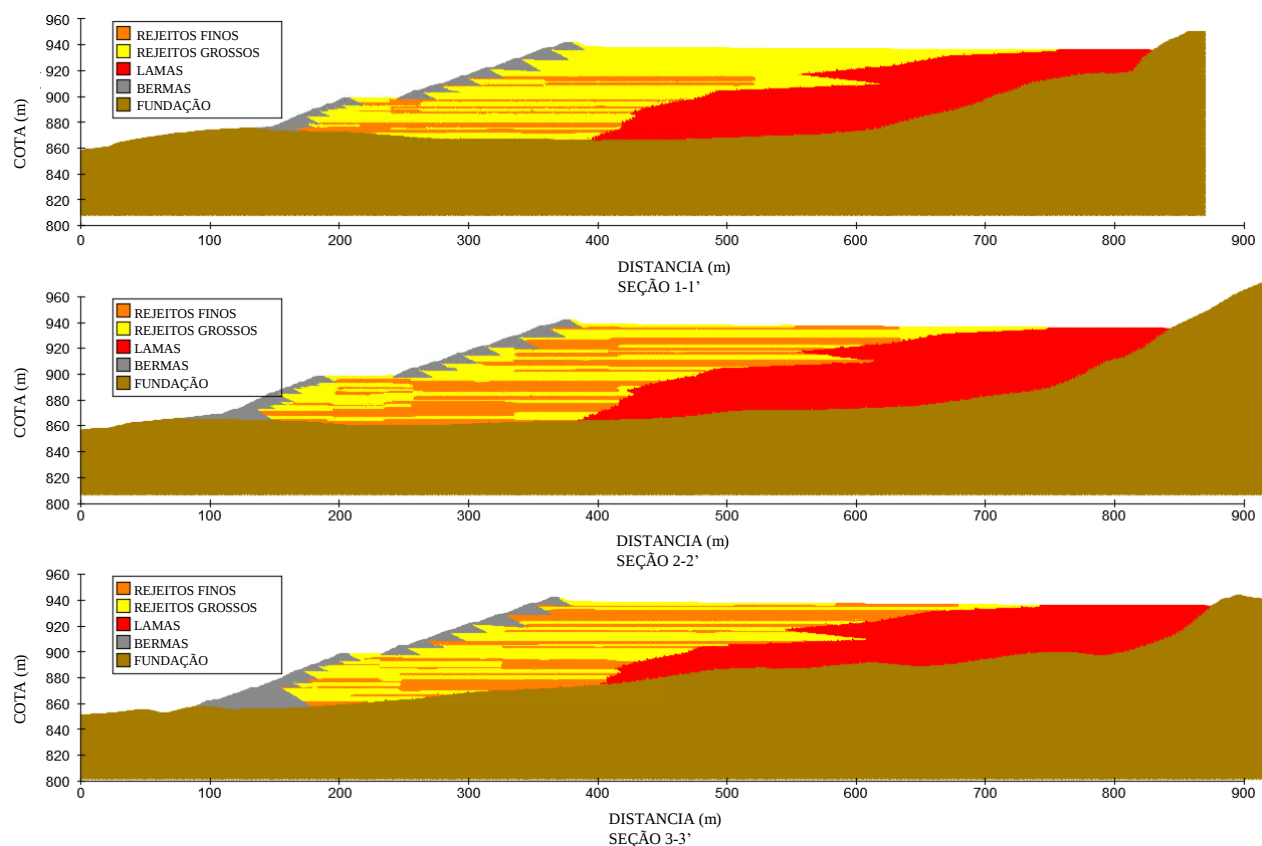


Figura 1: Modelos 2D FLAC - seções transversais 1-1', 2-2' e 3-3'

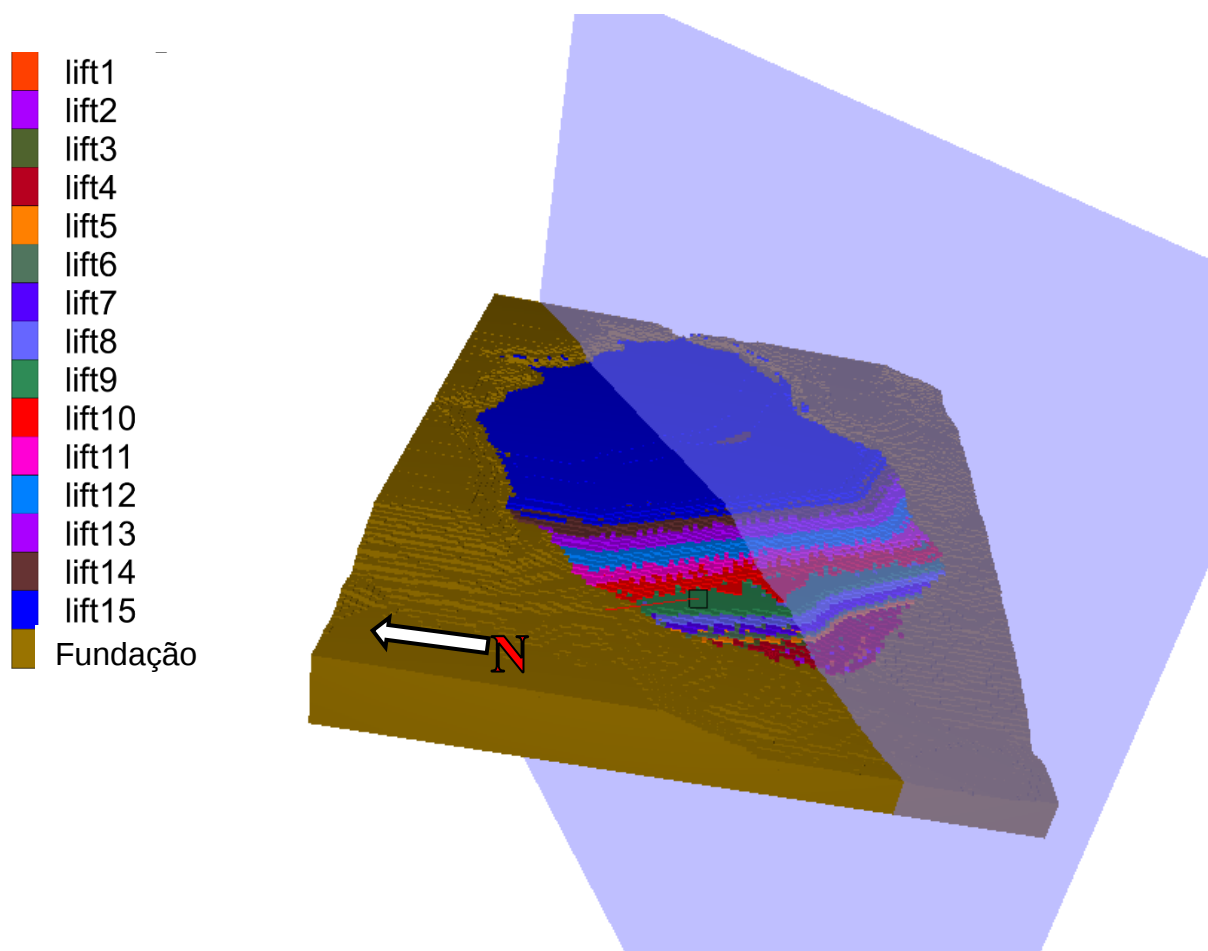


Figura 2: Vista oblíqua do modelo FLAC 3D mostrando as 15 camadas em que foi construído.
A localização da seção da figura 3 é mostrada pelo plano vertical

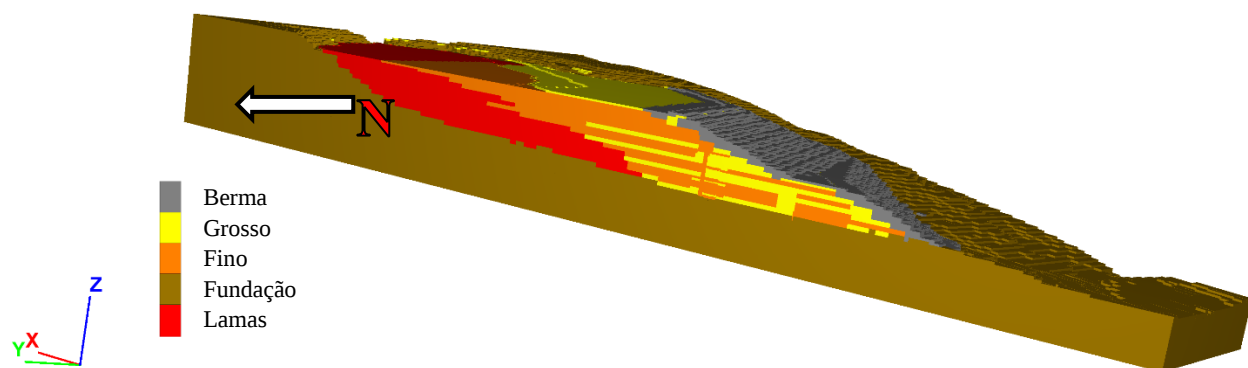


Figura 3: Vista oblíqua de seção do modelo FLAC 3D mostrando estratificação de rejeitos

3.1.2 Sequência de simulação de modelo

Os modelos foram inicialmente utilizados para simular a sequência de construção da Barragem I. Esse estágio inicial da análise, denominado Estágio 1, envolveu parâmetros de resistência e rigidez drenados e consistiu no acréscimo sequencial de elevações dos níveis de rejeitos no modelo de uma maneira que refletiu as etapas registradas no histórico da construção (veja o Apêndice A). Cada elevação foi inicialmente colocada usando parâmetros elásticos e, em seguida, as poro-pressões foram atualizadas para refletir o lago de decantação e o lençol freático daquela fase de construção. Então, o modelo constitutivo para essa camada foi trocado pelo modelo constitutivo destinado ao uso durante o restante da análise (por exemplo, *strain-weakening*; consulte a Seção 3.1.3). Esse processo foi repetido para cada um dos 15 Estágios da construção.

Os estágios subsequentes da análise foram descritos na Seção 2.3 e envolveram o teste de gatilhos da liquefação. Durante esses estágios da análise, as propriedades atribuídas aos rejeitos foram alteradas para as condições de resistências e rigidez não drenadas. Onde necessário, as resistências foram levemente reduzidas para levar o modelo ao ponto de rompimento incipiente e, em seguida, os gatilhos de liquefação foram testados no modelo nessa condição de estabilidade marginal.

Resumindo, os parâmetros de resistência e rigidez drenados foram usados no Estágio 1 e os parâmetros não drenados foram utilizados nos Estágios 2 e 3.

3.1.3 Seleção do modelo constitutivo

3.1.3.1 Rejeitos

Ao longo desta investigação, as análises foram executadas com vários modelos constitutivos para os rejeitos, incluindo:

- NorSand - usado apenas na modelagem inicial do Estágio 1 (parâmetros drenados);
- Mohr-Coulomb sem perda de resistência pós-pico - usado apenas na modelagem inicial do Estágio 1 (parâmetros drenados); e

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

- Mohr-Coulomb com perda de resistência pós-pico (denominada “*strain-weakening*” neste Apêndice e “redução da tensão” no software FLAC) - usado nos três Estágios da análise (parâmetros drenados e não drenados).

Os parâmetros para esses modelos foram apresentados no Apêndice E, juntamente com os resultados das análises em um elemento que mostram como esses modelos constitutivos representam as curvas tensão-deformação dos rejeitos. Em suma:

- O modelo Norsand usa uma gama de parâmetros para definir o formato completo da curva tensão-deformação, capturando a rigidez elástica, a resistência de pico e a perda de resistência pós-pico. Os parâmetros neste modelo ajustam automaticamente esse comportamento com base no parâmetro de estado (ψ) e a tensão efetiva média (p') do solo.
- O modelo Mohr-Coulomb representa o comportamento tensão-deformação pré-rompimento com uma relação linear definida por duas constantes elásticas. Nesse caso, foram utilizados o módulo de cisalhamento (G) e o módulo volumétrico (K). Essa relação elástica é usada até que a resistência seja atingida. A resistência foi definida usando um ângulo de atrito de pico e nenhuma coesão. Neste modelo, a resistência não reduz se a tensão continuar a se acumular além daquela associada à pico de resistência.
- A relação de *strain-weakening* é uma extensão do modelo de Mohr-Coulomb. Foram usadas as mesmas relações e resistências elásticas tal como definidas para as análises de Mohr-Coulomb; no entanto, foi definida uma resistência adicional denominada resistência “residual” para esse modelo constitutivo. Após a resistência de pico ser excedido, a resistência será reduzida para o valor residual a uma taxa prescrita ao se definir a tensão na qual a perda de resistência começa (ϵ_{p-SL}) e a tensão na qual a resistência residual é alcançada. (ϵ_{p-R}).

Conforme apresentado no Apêndice E, observou-se que os rejeitos nos ensaios de laboratório desenvolvem uma resistência superior à típica para os valores de ψ testados; no entanto, esse componente adicional de resistência foi observado como sendo variável. Esse comportamento foi atribuído aos efeitos da cimentação entre grãos no interior dos rejeitos, que foram observados nos dados de velocidade de onda de cisalhamento *in situ* e nas imagens de microscopia eletrônica de varredura. Essa resistência adicional fez com que o solo fosse mais rígido e mais forte do que o normal, mas também causou uma perda de resistência maior e mais rápida pós pico. Esse comportamento pode ser capturado no modelo NorSand usando um alto valor de dilatação (χ); no entanto, o comportamento resultante de tensão-deformação causou instabilidades numéricas nos modelos da barragem. Portanto, foi dada preferência ao modelo de *strain-weakening* na análise porque as variações na rigidez, na resistência de pico e no comportamento de tensão-deformação pós pico, poderiam ser modeladas de maneira mais numericamente estável do que com o modelo NorSand para esses rejeitos cimentados. A variação foi capturada normalizando a rigidez atribuída com base na tensão confinante e atribuindo a resistência e rigidez com base em ψ calculado a partir

dos dados do CPTu (veja o Apêndice E). O ψ foi variado ao longo dos rejeitos nas simulações finais em 3D.

Os parâmetros para todos esses modelos constitutivos são apresentados no Apêndice E.

3.1.3.2 Bermas de contenção

As bermas de contenção no talude a jusante da barragem foram modeladas usando um modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com um ângulo de atrito (ϕ') de 36° e coesão zero. Essas bermas foram modeladas com um módulo volumétrico e de cisalhamento de 28 megapascal (MPa) e 21 MPa, respectivamente.

3.1.3.3 Solo natural - Fundação

O solo natural no vale preexistente sob a barragem foi modelado usando um modelo constitutivo hiperbólico-elástico chamado de modelo CHSoil. Este modelo constitutivo representa o comportamento de tensão-deformação curvado do solo residual observado nos ensaios de cisalhamento direto simples (DSS) no laboratório, executados em amostras coletadas durante a investigação de 2019 (veja o Apêndice E). Não foi necessário considerar a perda de resistência pós-pico neste solo, porque os ensaios de laboratório não mostraram perda significativa de resistência pós-pico.

O solo natural nas ombreiras foi modelado como um material elástico com alto módulos volumétrico e de cisalhamento de 470 MPa e 220 MPa, respectivamente. Isso foi feito para criar um contraste de rigidez com os rejeitos e impedir que as ombreiras impactassem os resultados do modelo.

3.1.4 Parâmetros de entrada

Os parâmetros usados na análise foram calculados a partir de dados de campo e de laboratório, examinados no Apêndice E. Os parâmetros de Mohr-Coulomb e de *strain-weakening* estão resumidos abaixo.

3.1.4.1 Entradas de dados do modelo Mohr-Coulomb

Os módulos elásticos selecionados para o estágio drenado da análise de Mohr-Coulomb foram calculados como módulos secantes a partir de dados dos ensaios de compressão triaxial drenados. Foram desenvolvidas relações de módulos de cisalhamento e volumétrico e ângulo de atrito de pico versus parâmetro de estado que foram desenvolvidos para uso nessas análises (veja o Apêndice E para essas relações).

3.1.4.2 Parâmetros drenados de strain-weakening

Os parâmetros de *strain-weakening* para o estágio drenado da análise foram desenvolvidos a partir de ensaios triaxiais e verificados com simulações de elementos teste. Para modelar a resposta de *strain-weakening*, a quantidade de deformação plástica (ou seja, deformação após a resistência de pico ter sido atingido) até que ocorra perda de resistência (ϵ_{p-SL}) foi calculada juntamente com a

quantidade de deformação até ser atingida a resistência residual (ε_{P-R}). Para entrada na análise de deformação, foram desenvolvidas as relações de ε_{P-SL} e ε_{P-R} versus o parâmetro de estado (veja o Apêndice E para esses relacionamentos). A Figura 4 ilustra as relações tensão-deformação que resultam dessas tendências para vários valores de ψ para um elemento do solo em $p' = 200$ kPa.

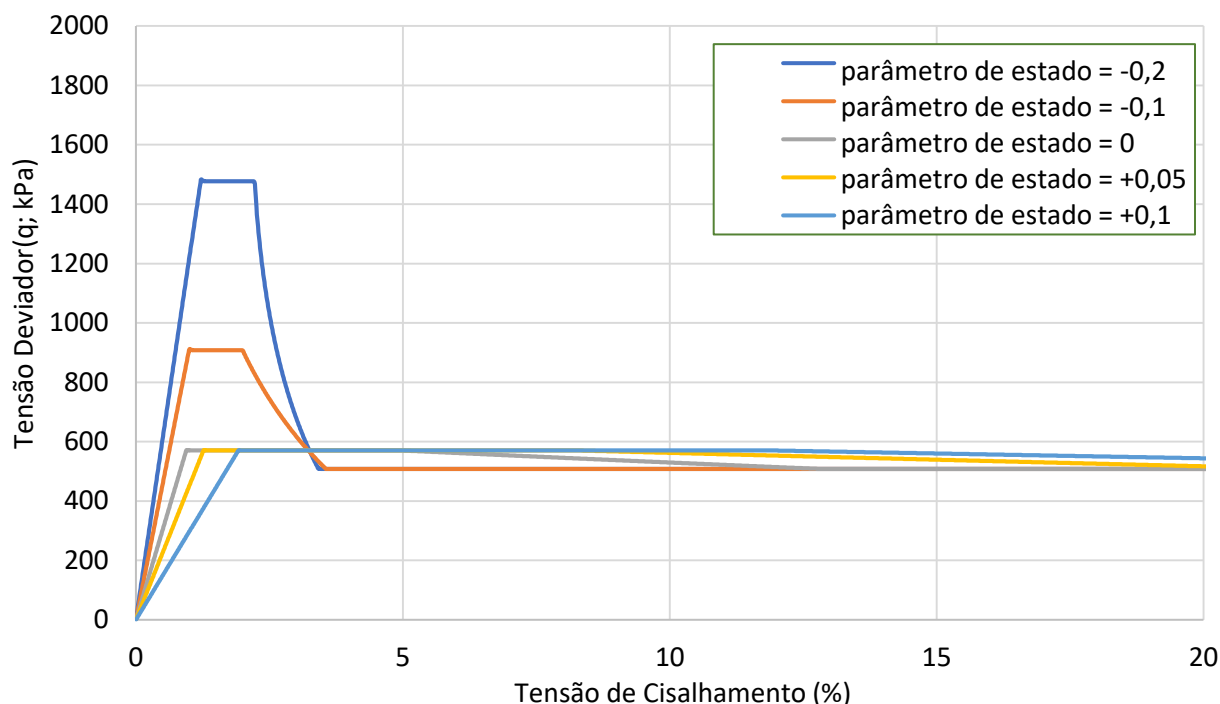


Figura 4: Exemplo de relações de *strain-weakening* em $p' = 200$ kPa – Parâmetros drenados

3.1.4.3 Parâmetros Não Drenados de Strain-Weakening

Os parâmetros de rigidez não drenados para todos os rejeitos foram calculados em 50% da tensão de desvio de pico e usando um ν de 0,49.

Tendências relacionando G e as razões de resistência de cisalhamento residuais não drenadas e ψ foram desenvolvidas para entrada nas análises. A relação G foi normalizada dividindo-se pela tensão efetiva média. Essas relações são mostradas no Apêndice E.

K foi calculado a partir de G e ν usando:

$$K = \frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - (2\nu))}$$

Os parâmetros desenvolvidos para modelar a resposta de *strain-weakening* para cisalhamento não drenado foram baseados em ensaios de compressão triaxial não drenados. As relações de ε_{P-SL} e ε_{P-R} versus ψ para cisalhamento não drenado são mostradas no Apêndice E. Exemplos de curvas

tensão-deformação resultantes desses parâmetros para vários valores de ψ em $p' = 200$ kPa são mostrados na Figura 5.

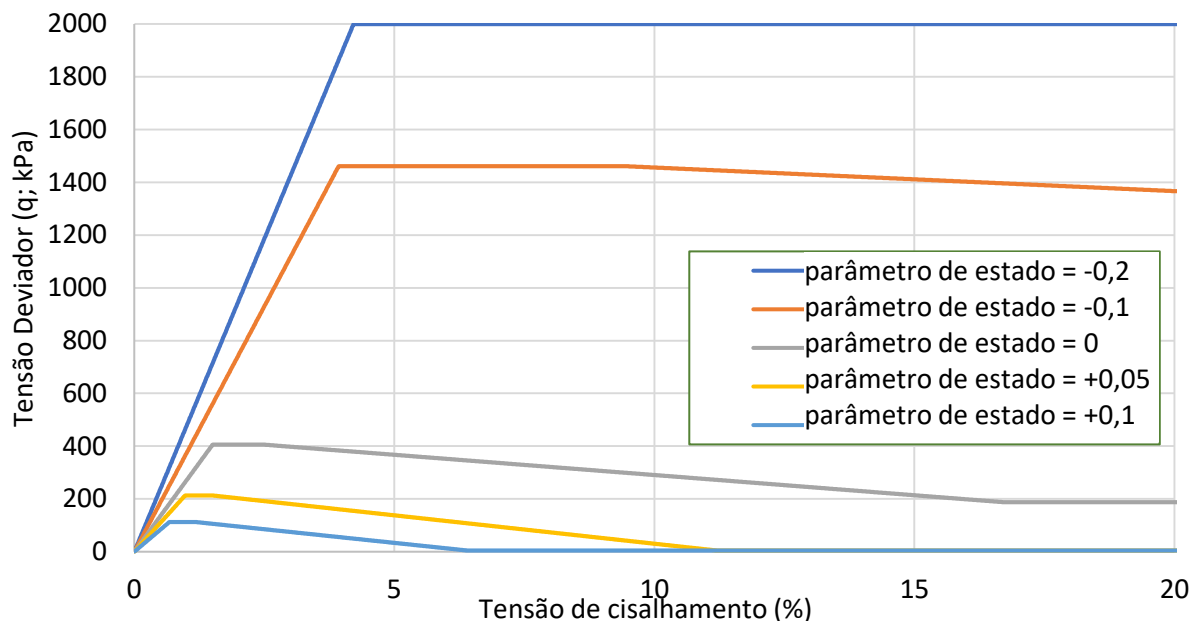


Figura 5: Exemplo de relações de *strain-weakening* em $p' = 200$ kPa – Parâmetros não drenados

3.1.5 Variação Estocástica do Parâmetro de Estado

Conforme mencionado na Seção 3.1.4, os parâmetros atribuídos aos modelos constitutivos foram baseados no ψ atribuído aos rejeitos finos e grossos. Nos primeiros ensaios com modelos e nas análises 2D, foram atribuídos valores únicos de ψ e foram executadas análises de sensibilidade. Nas análises 3D finais, foi atribuída uma distribuição estocástica de ψ para abordar a variabilidade observada nos dados CPTu e o impacto que isso tem sobre a resistência e a rigidez.

O método de atribuição da distribuição estocástica de ψ ao modelo foi baseado na abordagem de distância de autocorrelação e subdivisão de área local (LAS). Essa abordagem também foi usada na análise do rompimento por liquefação da Nerlerk Berm por Hicks e Onisiphorou (2005). Veja a descrição nas seções a seguir.

3.1.5.1 Distância de Autocorrelação

A distância de autocorrelação, δ_u , foi desenvolvida por Vanmarcke (1977)³ para caracterizar a variabilidade e incerteza espacial local dos parâmetros dentro de uma dada camada do solo. A

³ Vanmarcke, E.H. (1977). Probabilistic modeling of soil profiles. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT11), 1227-1246.

distância de autocorrelação é definida como a distância absoluta dentro da qual se espera que os pontos de dados sejam correlacionados.

Depois que a distância de autocorrelação, δ_u , for determinada (ou estimada), o fator de redução de variância, $\Gamma(D_x)$, pode ser calculado para uma região de largura, D_x , usando a seguinte equação (segundo Vanmarcke 1977).

$$\Gamma(D_x) = \sqrt{\left(\frac{0.5 \cdot \delta_u}{D_x}\right)^2 \left[2 \left(\frac{D_x}{0.5 \cdot \delta_u} - 1 + e^{-\frac{D_x}{0.5 \cdot \delta_u}}\right)\right]}$$

Onde,

D_x = Largura da Região (m)

δ_u = Distância de Autocorrelação (m)

$\Gamma(D_x)$ = Fator De Redução De Variância

3.1.5.2 Subdivisão de área local

LAS é um método de modelagem estocástica desenvolvido por Fenton e Vanmarcke (1990)⁴ para simular a variação de um dado parâmetro de material com base em sua média, desvio padrão e distância de autocorrelação em uma ou mais dimensões. Esse processo é concluído em estágios, em que o Estágio 0 se refere à região de interesse original ou à região do solo e, em cada estágio subsequente, todas as sub-regiões anteriores são divididas em duas metades iguais. Por exemplo, o Estágio 1 terá duas sub-regiões e o Estágio 2 terá quatro sub-regiões.

Depois que a média, o desvio padrão e a distância de autocorrelação foram calculados a partir do conjunto de dados original, conforme discutido acima, o procedimento LAS pode ser usado para atribuir valores aleatórios a elementos discretos dentro de uma região de interesse de um modelo, preservando-se a média original, o desvio padrão e a distribuição espacial relativa do conjunto original de dados do campo.

Nesse método, a média original para o conjunto de dados foi preservada através do processo de “média ascendente” - para cada divisão da sub-região, a média atribuída a uma metade foi gerada aleatoriamente, e a média atribuída à segunda metade foi calculada de tal forma que a média das duas metades produziu a média original para toda a região. O desvio padrão para cada estágio foi fatorado por um fator de redução de variância que foi calculado com base na razão entre a largura

⁴ Fenton, G.A., and Vanmarcke, E. 1990. Simulation of random fields via local average subdivision. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(8), 1733–1749

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

da sub-região e a distância de autocorrelação. Esse desvio padrão fatorado representa a magnitude esperada de correlação entre os pontos de dados dentro da sub-região, dada a sua proximidade.

Os valores aleatórios são atribuídos subdividindo progressivamente uma região em metades em cada estágio, conforme o procedimento a seguir:

Passo 1. Atribuir a média original, Z_1^0 , e um desvio padrão, $\sigma' \cdot \Gamma(D_x)$, para a região de interesse no modelo, onde σ' é o desvio padrão para todo o conjunto de dados e $\Gamma(D_x)$ é o fator de redução de variância para uma região de largura D_x . Esta etapa inicial é chamada de Estágio 0.

Passo 2. No estágio seguinte, dividir cada região, j , do estágio ou “matriz” anterior, i , em duas metades iguais (para o Estágio 1, o estágio matriz é o Estágio 0, onde $i = 0$ e $j = 1$). Para a primeira sub-região, aleatoriamente gera-se um novo valor médio, Z_{2j-1}^{i+1} , no Estágio $i+1$ para a região $2j-1$, com base na média original ou “matriz” e desvio padrão do estágio anterior, usando a seguinte equação:

$$Z_{2j-1}^{i+1} = X \cdot \sigma^i + Z_j^i$$

Onde,

i = número de estágio da matriz

j = número da região da matriz

Z_j^i = média do Estágio i , Região j

σ^i = desvio padrão para o Estágio i

X = número gerado aleatoriamente a partir de uma distribuição de probabilidade que corresponde ao conjunto de dados original

Então, para a segunda sub-região, Região $2j$, calcular o valor médio, Z_{2j}^{i+1} , usando a seguinte equação:

$$Z_{2j}^{i+1} = 2 \cdot Z_j^i - Z_{2j-1}^{i+1}$$

O desvio padrão, σ^{i+1} , para todas as sub-regiões no Estágio $i+1$ é calculado usando a seguinte equação:

$$\sigma^{i+1} = \sigma^i \cdot \Gamma(D_x^{i+1})$$

Onde,

σ^i = desvio padrão para Estágio i

$\Gamma(D_x^i)$ = fator de redução de variância para uma região de largura D_x^i no Estágio i

Este processo é mostrado na Tabela 2 para três sub-regiões adjacentes.

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

Tabela 2: Ilustração do procedimento LAS

Estágio	Média da sub-região					
i	Z_{j-1}^i		Z_j^i		Z_{j+1}^i	
i+1	$Z_{2(j-1)-1}^{i+1}$	$Z_{2(j-1)}^{i+1}$	Z_{2j-1}^{i+1}	Z_{2j}^{i+1}	$Z_{2(j+1)-1}^{i+1}$	$Z_{2(j+1)}^{i+1}$

Passo 3. Repita a Etapa 2, até que a largura da sub-região, D_x , seja menor do que a distância de autocorrelação. Em seguida, aleatoriamente atribua valores a cada elemento do modelo com base no desvio médio e de padrão da menor sub-região LAS em que está contida, usando as equações acima.

Essa abordagem foi implementada na análise FLAC3D, subdividindo inicialmente o represamento em regiões de 90 m de largura, localizadas entre o pé a jusante da Barragem I e a borda a montante do represamento e, em seguida, subdividindo essas regiões. Uma distância de autocorrelação de 30 m foi assumida para esta análise baseada em valores típicos de solos naturais, como os resumidos por El-Ramly et al. (2003),⁵ e a experiência do Painel com valores para rejeitos descarregados hidraulicamente em outras minas.

3.1.5.3 Estatística De Parâmetros De Estado

Histogramas e as funções de distribuição cumulativa de ψ para rejeitos finos e grossos estão plotados no Apêndice E. Os desvios médios e padrão dessas funções foram utilizados para atribuir valores de parâmetros de estado aos modelos. Foram atribuídos aos rejeitos finos um desvio médio e padrão de +0,16 e 0,15, respectivamente. Aos rejeitos grossos foram atribuídos um desvio médio e padrão de -0,02 e 0,09, respectivamente. Ambas as distribuições foram tratadas como distribuições normais. Essas distribuições são ilustradas nas Figuras 6 e 7 contra as distribuições dos vários métodos de cálculo de ψ discutidos no Apêndice E.

Como discutido no Apêndice E, foram usados três métodos para calcular ψ : Plewes (1992)⁶; Robertson (2009)⁷; e uma abordagem de inversão de CPT de acordo com Jefferies e Been (2016)⁸. Os resultados dos três métodos são mostrados para os rejeitos grossos na Figura 6. Dados de Robertson (2009) são omitidos dos dados para os rejeitos finos mostrados na Figura 7 porque a

⁵ El-Ramly, H., Morgenstern, N.R., & Cruden, D.M. (2003). Probabilistic stability analysis of a tailings dyke on presheared clay-shale. *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 192-208.

⁶ Plewes, H.D., Davies, M.P., & Jefferies, M.G. (1992). CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility. Proceedings from *The 45th Canadian Geotechnical Conference*, 41-49. Richmond, BC: BiTech Publishers Ltd.

⁷ Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337-1355.

⁸ Jefferies, M., & Been, K. (2016). Soil liquefaction: A critical state approach (2nd ed.). London: Taylor & Francis.

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão
Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade**

inclinação da linha de estado crítico para os rejeitos finos é a mesma que a dos rejeitos grossos, o que sugere que a correção do conteúdo de finos no método Robertson (2009) pode não ser apropriado para essas camadas. A distribuição do parâmetro de estado usado nas análises teve como objetivo capturar a gama de variação entre os métodos de cálculo ψ .

Um exemplo da distribuição do parâmetro de estado em um dos modelos 3D é mostrado na Figura 8.

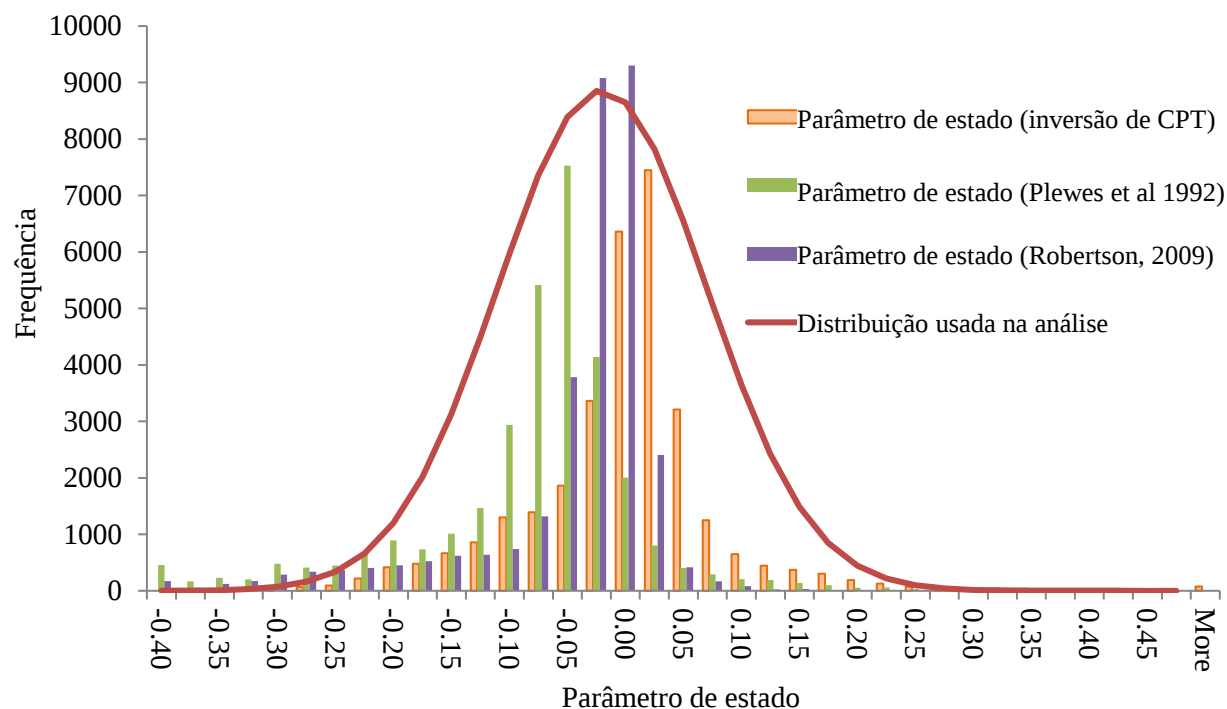


Figura 6: Distribuição de parâmetro de estado (ψ) para rejeitos grossos

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**
Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

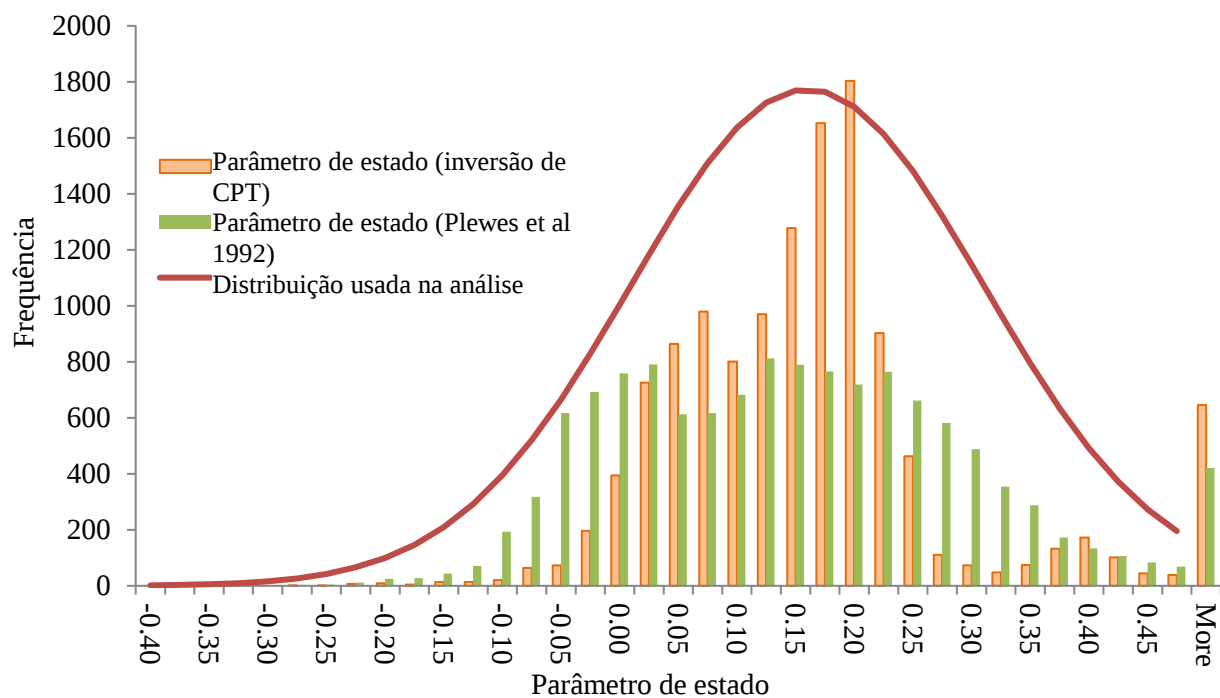


Figura 7: Distribuição de parâmetro de estado (ψ) para rejeitos finos

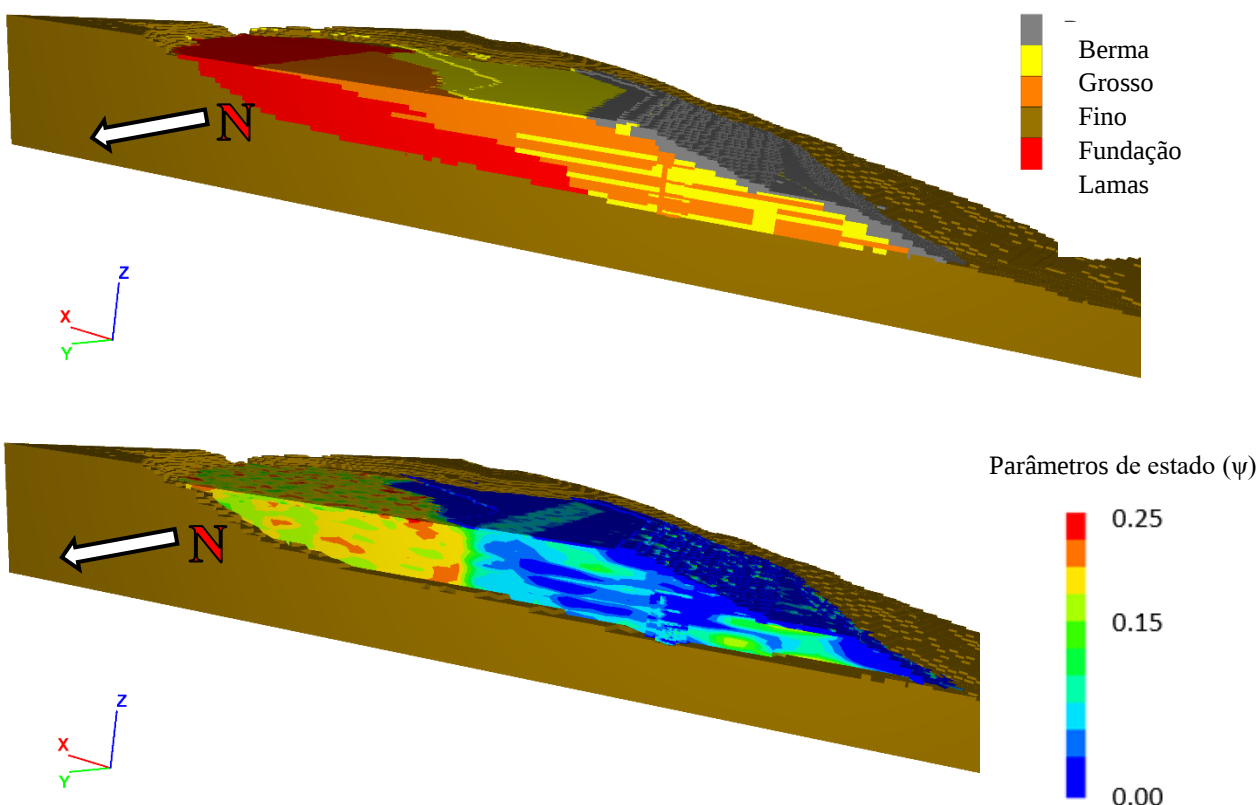


Figura 8: Exemplo de distribuição de parâmetros de estado através do modelo 3D

3.1.6 Poro-pressões

As poro-pressões das superfícies desenvolvidas como parte do modelo CAD 3D, discutidas no Apêndice F, foram usadas nessas análises em combinação com um gradiente hidráulico de aproximadamente 50% da linha hidrostática (com base nos dados do ensaio de dissipação de poro-pressão do CPTu). Essas poro-pressões foram verificadas e atualizadas usando os resultados da análise de percolação resumida no Apêndice G.

3.2 Estágio 1

O principal objetivo do Estágio 1 foi avaliar a distribuição de tensões nos rejeitos durante toda a construção e antes do rompimento. Exemplos da distribuição de tensão calculada nas análises 2D Mohr-Coulomb e nas análises de *strain-weakening* são mostradas nas Figuras 9 e 10, respectivamente. As distribuições de tensão mostradas nestas figuras são apresentadas como η/M_{tc} , um parâmetro denominado taxa de instabilidade mobilizada neste relatório. η é a razão da tensão desvio (q) e a tensão efetiva média (p') e M_{tc} representa essa razão no estado crítico; portanto, um valor mais alto de η/M_{tc} indica que as tensões são mais altas em relação ao estado crítico e o solo fofo é potencialmente mais vulnerável para gerar uma resposta frágil e não drenada, se perturbado.

**Relatório do Painei de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

Essas análises 2D foram executadas com um único valor de ψ de +0,06 para os rejeitos finos e -0,02 para os rejeitos grossos, com parâmetros atribuídos a partir desses valores usando as relações mostradas no Apêndice E. Esses resultados mostram um η/M_{ic} mais alto abaixo do recuo na Seção 3 em comparação com as outras seções e outras regiões do talude da barragem na Seção 3. Essa é também a área em que as primeiras indicações do rompimento da barragem foram observadas no vídeo (veja o Apêndice D). Também foi observado que essa concentração de tensão foi maior na análise de *strain-weakening* do que na análise de Mohr-Coulomb, indicando que o escoamento ao longo da história da construção da barragem teria concentrado tensões nessa região.

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

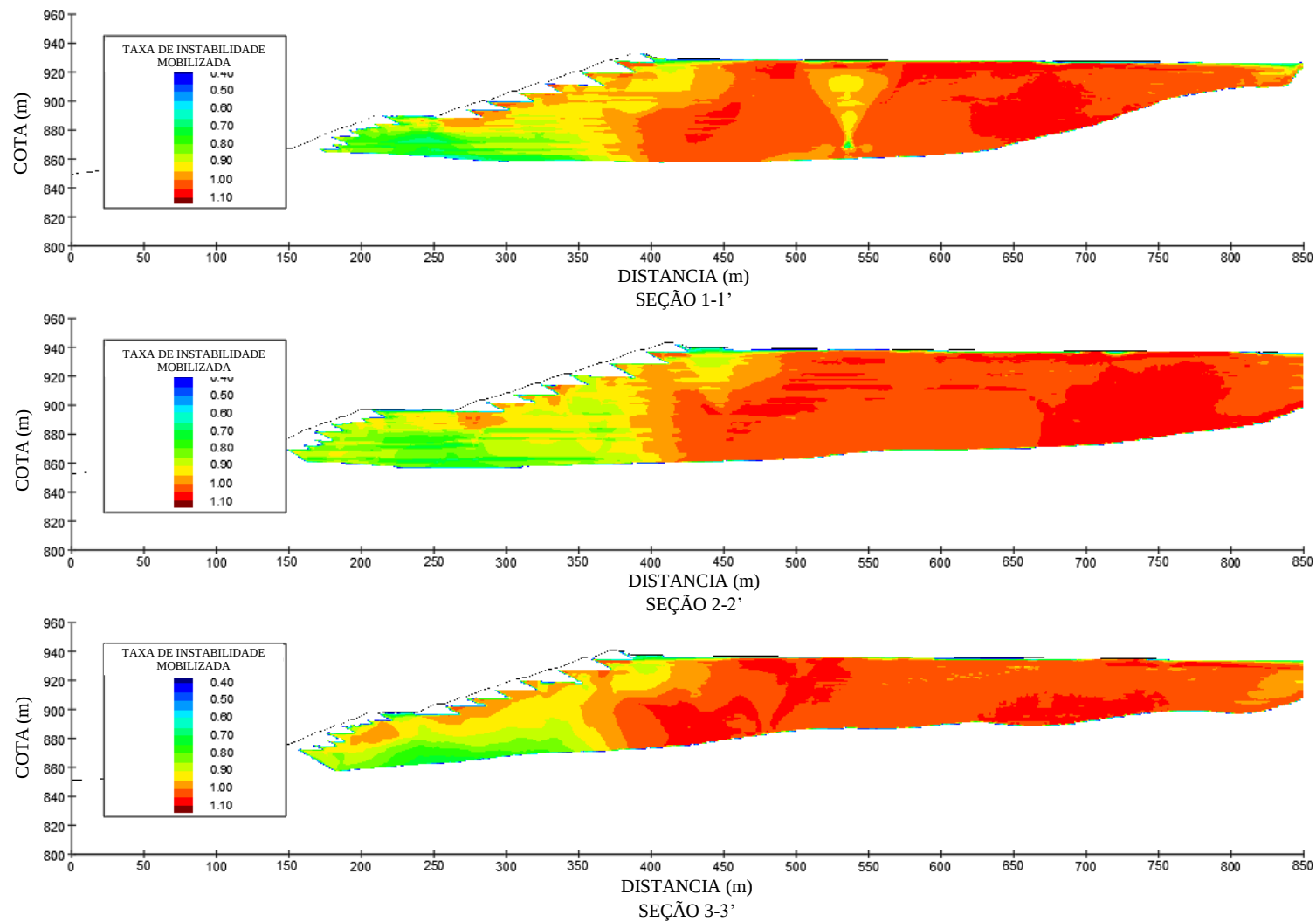


Figura 9: η/M_{tc} na crista el. 942 m msl (altura máxima) – Análise Mohr-Coulomb

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

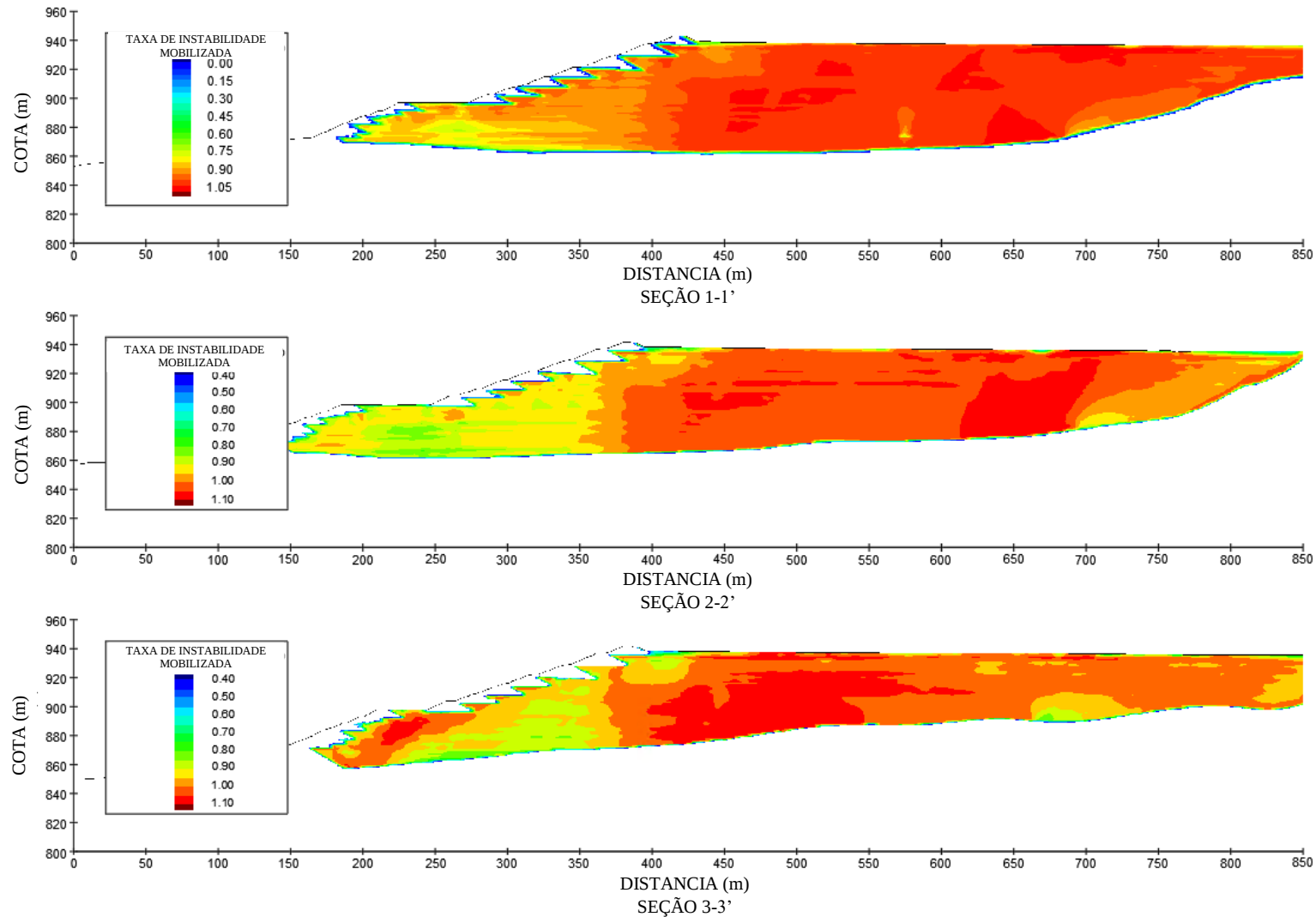


Figura 10: η/M_{tc} na elevação da crista 942 m (altura máxima) - Análises de *Strain-Weakening*

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

Os deslocamentos horizontais dos modelos *strain-weakening*, são comparados na Figura 11. Eles mostram que magnitudes de deslocamentos semelhantes foram calculadas para as três seções transversais; no entanto, os deslocamentos na Seção 3 estavam concentrados mais perto da face da barragem do que as outras seções. São esses deslocamentos resultantes do talude mais íngreme que criaram as taxas mais elevadas de tensão nessa região.

Os deslocamentos simulados na Figura 11 representam os deslocamentos no final da construção. Não há registros de deslocamento na maior parte do histórico da construção, com os quais se pudesse compará-los; no entanto, sabe-se que nenhuma instabilidade localizada ou generalizada foi registrada durante o período de construção da barragem, o que sugere que quaisquer deslocamentos ocorridos teriam sido modestos. Esses resultados mostram um deslocamento horizontal máximo da ordem de aproximadamente 0,5 m em direção ao pé da barragem e muito pouco no talude superior, o que é consistente com a observação inferida de que os deslocamentos eram geralmente de menor intensidade. As análises do InSAR (Apêndice D) indicaram deslocamentos horizontais na região do pé de cerca de 10 mm / ano, com algumas áreas apresentando valores mais altos durante o período de 1 ano antes do rompimento.

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão
Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

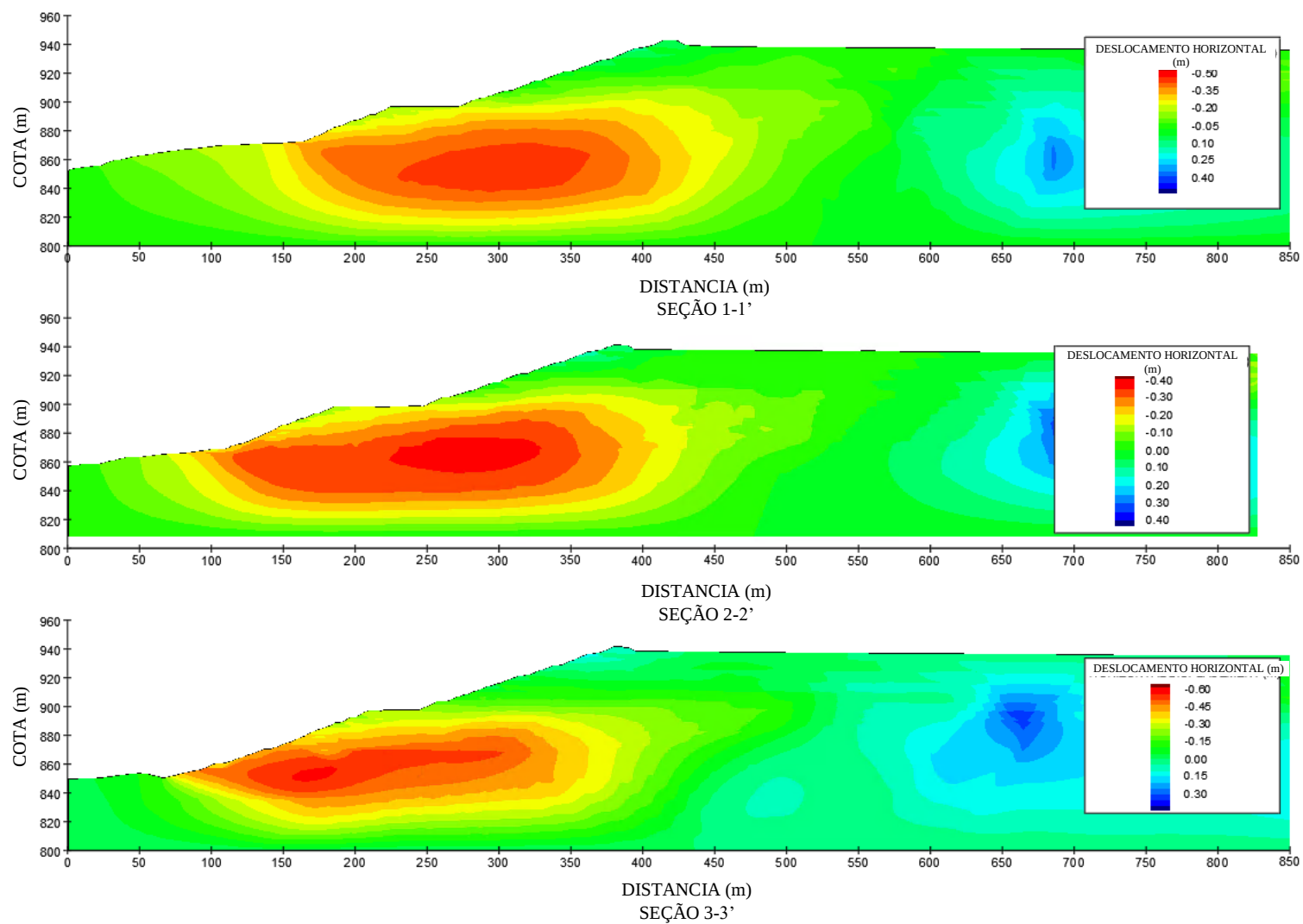


Figura 11: Deslocamentos horizontais (nas seções transversais 1-1, 2-2 e 3-3) no final da construção - modelos 2D de *strain-weakening*

Os resultados da análise 3D foram consistentes com esses resultados 2D e mostraram um acúmulo de tensão e deslocamento de cisalhamento na região da Seção 3 (veja a Figura 12).

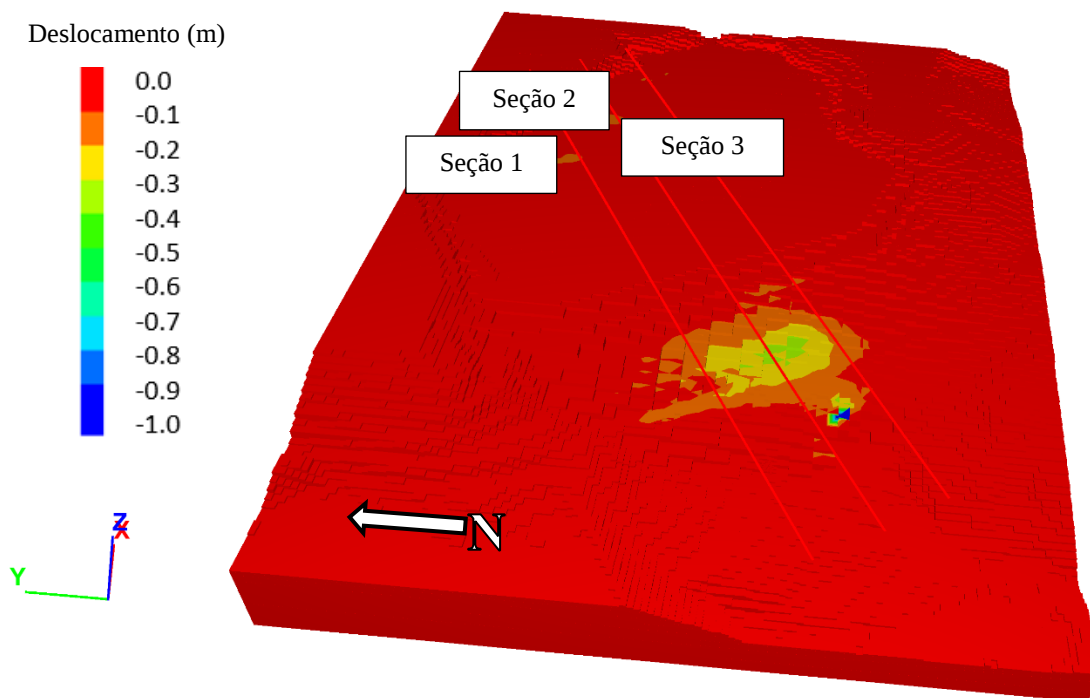


Figura 12: Vista oblíqua do modelo 3D no final da construção, mostrando deslocamentos horizontais concentrados na região da Seção 3

3.3 Estágio 2

3.3.1 Abordagem usada para testar gatilhos da liquefação

Conforme discutido na Seção 2.2, o objetivo dessas análises do Estágio 2 era testar o efeito de vários gatilhos da liquefação nos modelos que tinham um fator marginal de segurança contra os gatilhos da liquefação. Os gatilhos avaliados foram:

- Liquefação na região ao redor do furo de sondagem que estava sendo perfurado no dia do rompimento (SM-13);
- Liquefação na região em torno de um DHP que foi perfurado em 2018 (DHP-15). Isso foi considerado um gatilho improvável porque o DHP-15 foi concluído aproximadamente sete meses antes do rompimento, mas foi incluído para capturar os possíveis efeitos de qualquer mecanismo potencial de enfraquecimento que possa ter se desenvolvido durante ou após a instalação;

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

- Liquefação nas regiões circundantes das nascentes que existiam na ombreira direita antes da construção da barragem, potencialmente resultante de um influxo de água do terreno circundante. Isso foi tratado como um evento localizado na análise porque os piezômetros na barragem não identificaram uma tendência de aumento da poro-pressão antes do rompimento; e
- Perda de resistência associada a uma perda de sucção na zona não saturada (rejeitos e bermas de contenção acima do lençol freático) da barragem resultante da infiltração das chuvas.

A metodologia para este estágio foi descrita na Seção 2.2 e envolveu inicialmente o estabelecimento do FS contra o gatilho da liquefação, executando-se cálculos de SSR nos quais a pico de resistência dos rejeitos grossos e finos saturados foi progressivamente reduzido até uma perda generalizada de resistência e deslocamentos no modelo ocorrerem. A razão da resistência atribuída aos rejeitos versus a resistência na qual ocorreu a instabilidade é o FS.

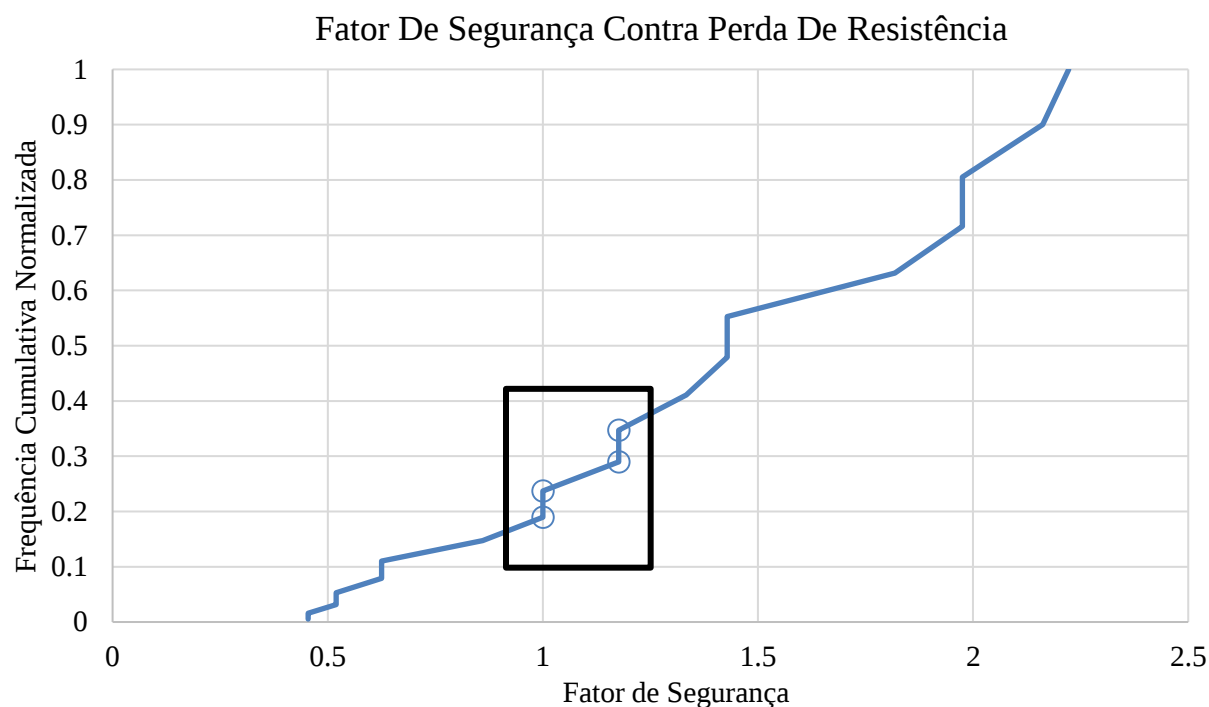


Figura 13: FS contra gatilhos da liquefação (ou seja, perda de resistência frágil) e seleção de modelos representativos

Este estágio da análise mostrou que o FS contra o gatilho da liquefação pode variar entre 0,5 e 2,2, dependendo da distribuição espacial de ψ . Como o objetivo dessa análise era avaliar o efeito dos gatilhos da liquefação nos modelos da barragem com uma estabilidade marginal, foi selecionado um subconjunto de quatro desses modelos para avaliação posterior. Esses modelos foram referidos como modelos representativos e são identificados com um contorno preto na Figura 13. Os

modelos representativos tinham valores de FS entre 1 e 1,16. O pico de resistência não drenada nos modelos com $FS > 1$ foi reduzido para atingir um FS de 1 antes de testar os gatilhos da liquefação.

O padrão de deslocamentos em caso de rompimento nessas análises foi consistente com as observações do rompimento no vídeo (veja o Apêndice D) e com os subsequentes cálculos convencionais de FS (veja a Seção 3.5.2). Um exemplo dos deslocamentos durante o rompimento de uma das análises é mostrado na Figura 14.

Esses deslocamentos foram utilizados para confirmar que o rompimento resultante ocorreria no local correto e para identificar um local de monitoramento adequado para avaliar os deslocamentos resultantes das análises de gatilhos da liquefação. Após revisar esse padrão de deslocamentos, foi escolhido um ponto no talude da barragem para ser monitorado durante as análises de gatilhos. Era importante monitorar os deslocamentos nessa região especificamente porque o objetivo dessa análise não era apenas determinar se os gatilhos causariam o rompimento da barragem, mas que causariam o rompimento na localização na qual o rompimento foi observado.

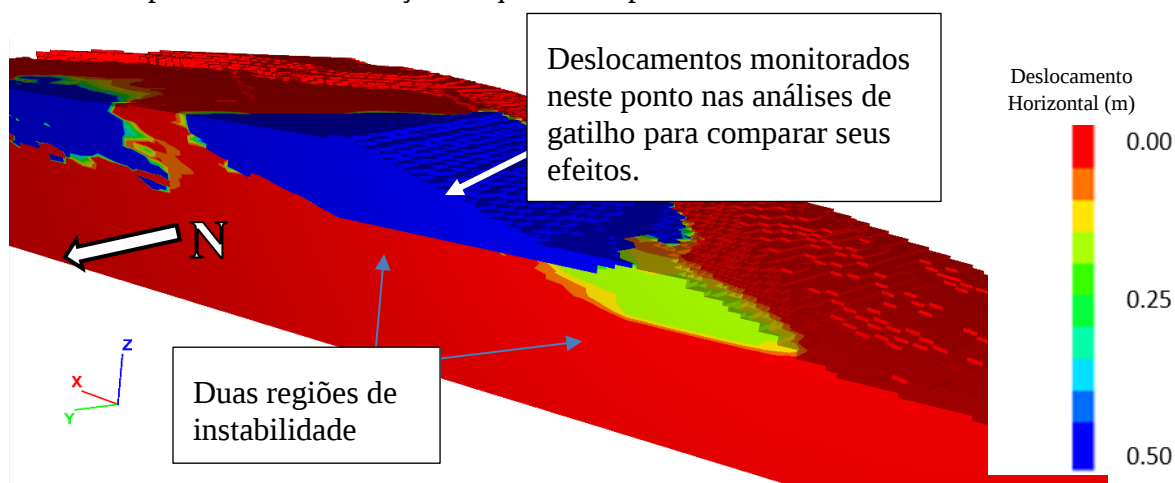


Figura 14: Padrões de deslocamento desenvolvidos conforme ocorreu a instabilidade nas análises de redução de resistência em pico de resistência de rejeitos saturados

Conforme descrito na Seção 2.2, foi realizado um teste adicional nesses modelos representativos antes de testar os mecanismos de gatilho da liquefação. Este teste envolveu avaliar se a barragem nesta condição de $FS = 1$ poderia resistir a eventos que tinham ocorrido anteriormente na Barragem I e não causaram rompimento da barragem. Um dos eventos usados neste teste foi a perfuração do furo de sondagem SM-09, que foi perfurado de dezembro de 2018 a janeiro de 2019 no mesmo alteamento que o furo de sondagem SM-13. Outro evento foi a pressão de água no final do DHP-15 durante a instalação, o que causou distúrbios no talude durante a perfuração, mas não causou a rompimento da barragem. A perturbação do furo de sondagem SM-09 foi simulada assumindo-se

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

uma condição extrema em que se supunha que ocorresse liquefação em torno da profundidade desse furo de sondagem. Essa condição envolveu a atribuição de uma razão de resistência pós-liquefação (S_{u-liq}/p') de 0,01 a todas as zonas do modelo abaixo do lençol freático com um raio de 1 m ao redor do furo de sondagem. O distúrbio do DHP-15 foi avaliado atribuindo-se pressões de 600 kPa e 1000 kPa no final do local do DHP. Apesar desses modelos terem um FS marginal antes desses testes, a barragem não rompeu nos modelos representativos desses eventos. Isso confirmou sua adequação para uso no teste de outros mecanismos de gatilho. Os resultados da análise do SM-09 foram semelhantes aos da avaliação posterior do SM-13 (ver Figura 19).

Tendo identificado os modelos a serem usados no teste do efeito de possíveis gatilhos de liquefação e o ponto no talude da barragem para monitorar seus efeitos, os gatilhos discutidos acima foram avaliados da seguinte forma:

- Ambos o furo de sondagem (SM-13) e o dreno horizontal profundo (DHP-15) foram avaliados ao definir todas as zonas com um raio de 1 m ao redor do furo de sondagem ou DHP para uma resistência liquefeita. Foi utilizada nesta análise uma relação de resistência (S_{u-liq}/p') de 0,01.
 - A localização do SM-13 é mostrada na Figura 15. Foi necessário refinar a malha de análise em torno deste local e aumentá-la gradualmente para longe do furo de sondagem para capturar esse evento localizado. Essa malha refinada é mostrada na Figura 16.
 - A localização do DHP-15 é mostrada na Figura 17. A malha também foi refinada em torno deste local.
- A avaliação da liquefação associada a um influxo de água das nascentes foi modelada da mesma maneira que o efeito do furo de sondagem e do DHP, mas neste caso, foi assumido que a zona de liquefação se estendia aos rejeitos grossos e finos em um raio de 50 m dos locais das nascentes. Essas regiões em um raio de 50 m, são mostradas na Figura 18.
- A avaliação de uma perda de sucção na zona não saturada foi simulada calculando-se a resistência mobilizada das zonas acima do lençol freático a partir do ângulo de atrito e da tensão efetiva confinante, reduzindo-a em uma quantidade igual à perda de sucção e, em seguida, atribuindo essa resistência reduzida às zonas. Três revisões do modelo foram feitas com perdas de resistência de 5 kPa, 10 kPa e 15 kPa para limitar a faixa identificada nas análises de percolação (veja o Apêndice G).

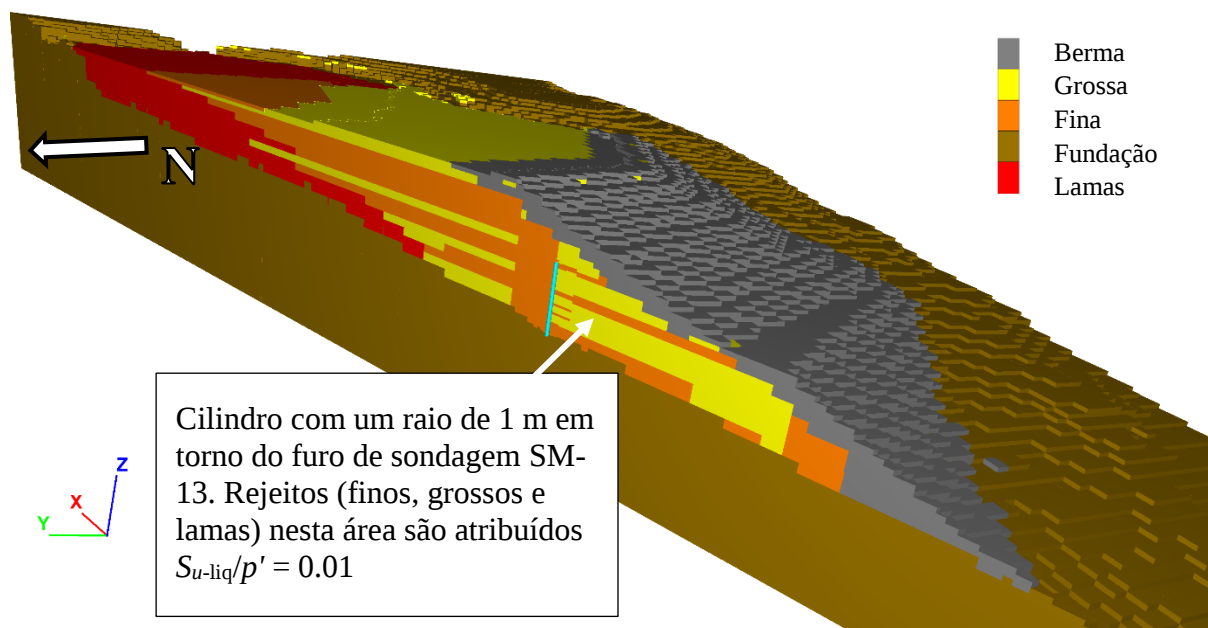


Figura 15: Mecanismo de gatilho de liquefação – furo de sondagem SM-13

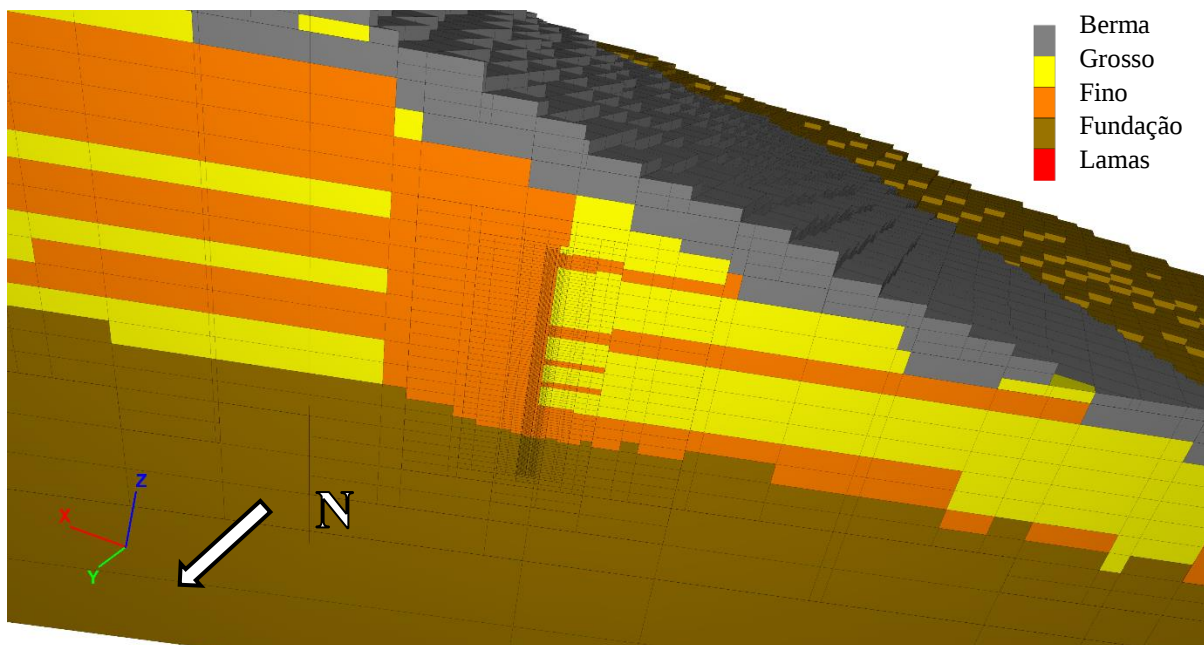


Figura 16: Refinamento da malha em torno do furo de sondagem SM-13

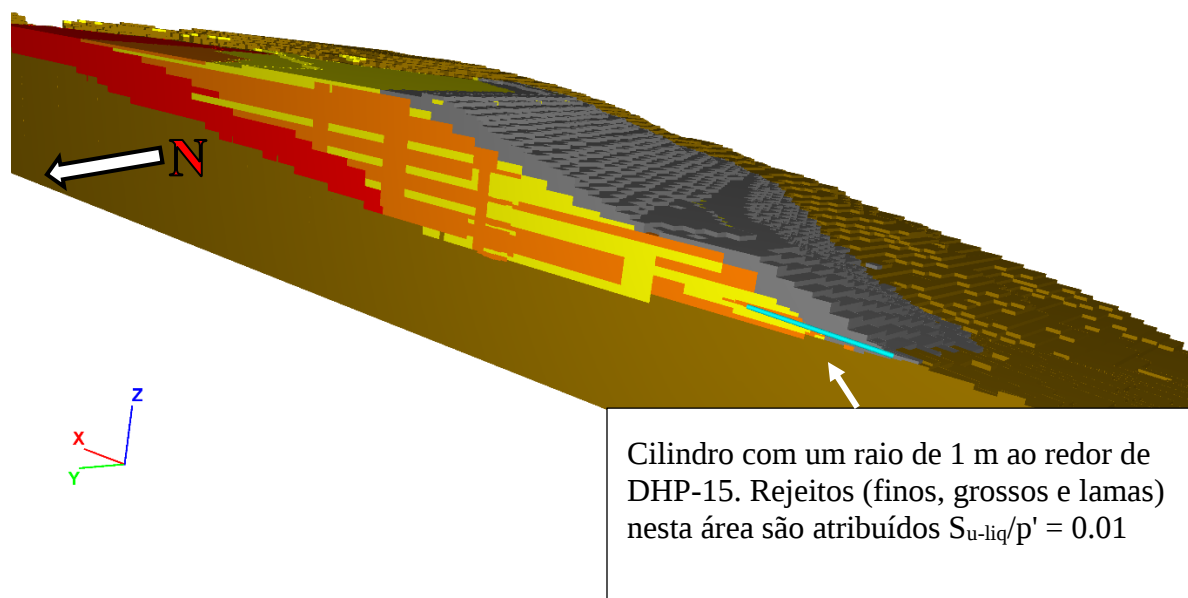


Figura 17: Mecanismo de Gatilho de Liquefação - Dreno horizontal Profundo (I)

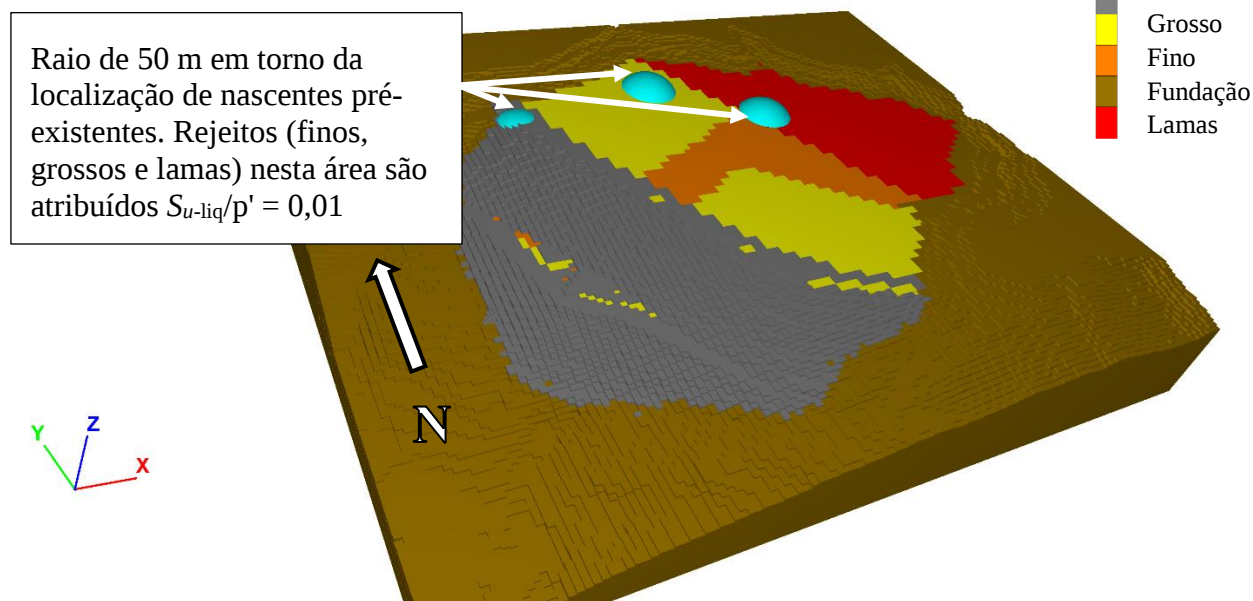


Figura 18: Mecanismo de gatilho de liquefação - Nascentes

3.3.2 Resultados

Os resultados das análises do Estágio 2 são:

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

- A liquefação ao redor do furo de sondagem SM-13 teve muito pouco efeito na barragem. Os deslocamentos no talude da barragem foram tipicamente < 1 cm. Um exemplo dos padrões de deslocamento resultantes desse gatilho é mostrado na Figura 19.
- A liquefação em torno do DHP-15 teve um efeito mais significativo do que o furo de sondagem SM-13 e causou deslocamentos de até cerca de 1 cm no pé da barragem; no entanto, os deslocamentos associados à liquefação em torno do DHP-15 foram localizados na região da barragem próxima ao DHP e tiveram muito pouco efeito na barragem na região onde o rompimento ocorreu de fato. Um exemplo dos padrões de deslocamento resultantes desse gatilho é mostrado na Figura 20. Os deslocamentos calculados são muito semelhantes aos detectados pelo radar terrestre no momento da perfuração do DHP 15.
- A liquefação em torno das nascentes preexistentes causou deslocamentos extensos perto dos locais das nascentes, mas não teve um efeito significativo na região onde o rompimento da barragem ocorreu. Um exemplo dos padrões de deslocamento resultantes desse gatilho é mostrado na Figura 21.
- Verificou-se que uma redução de resistência devido a uma perda de sucção na zona não saturada causaria deslocamentos na região onde o rompimento da barragem ocorreu. Esses deslocamentos aumentaram proporcionalmente ao aumento das reduções de resistência. Os valores de deslocamento variaram de um mínimo de 4 cm a um máximo de 22 cm, quando foram aplicados de 5 kPa a 15 kPa de redução de resistência. Exemplos de padrões de deslocamento resultantes desse gatilho estão demonstrados nas Figuras 22 a 24.

Os resultados de todos os modelos representativos estão resumidos na Figura 25.

Embora nenhum dos gatilhos avaliados nessas análises do Estágio 2 tenham sido constatados como causadores de rompimento da barragem, uma redução de resistência de 15 kPa devido à perda de sucção na zona não saturada resultante da infiltração da chuva teve o maior impacto na região onde o rompimento ocorreu. Como resultado, essa perda de sucção foi considerada como tendo potencialmente contribuído para o rompimento. Isso levou a que esse mecanismo fosse escolhido para avaliação adicional nas análises do Estágio 3.

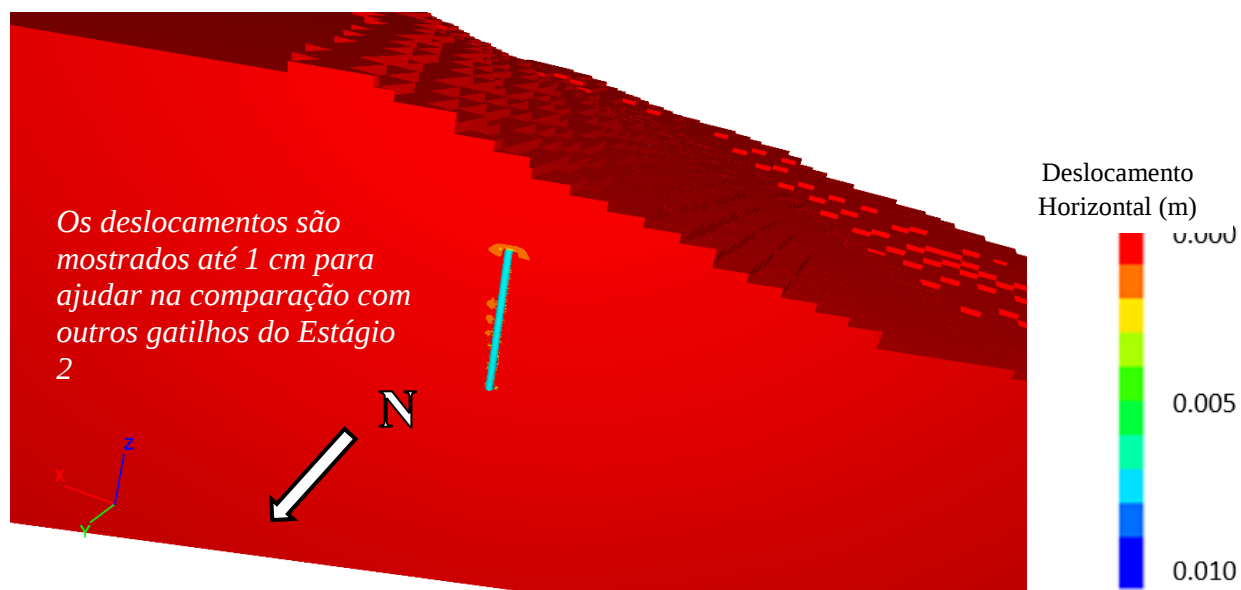


Figura 19: Deslocamentos horizontais associados à liquefação em um raio de 1 m em torno do furo de sondagem SM-13

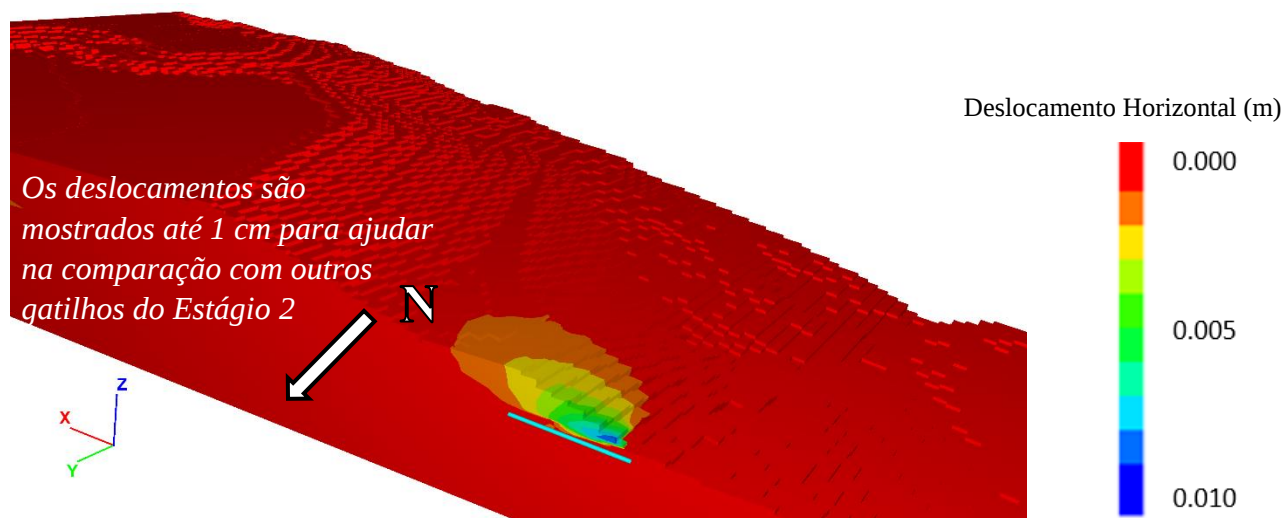


Figura 20: Deslocamentos horizontais associados à liquefação em um raio de 1 m ao redor do DHP-15

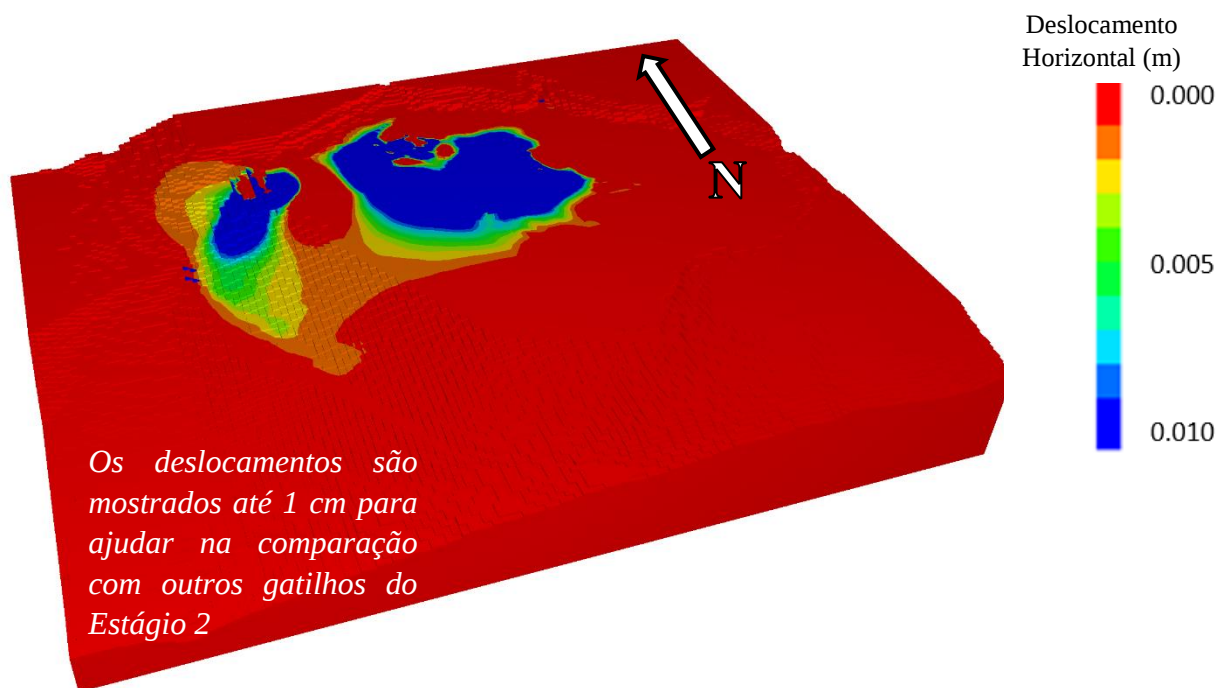


Figura 21: Vista oblíqua de deslocamentos horizontais associados à liquefação em um raio de 50 m ao redor dos locais de nascentes pré-existentes

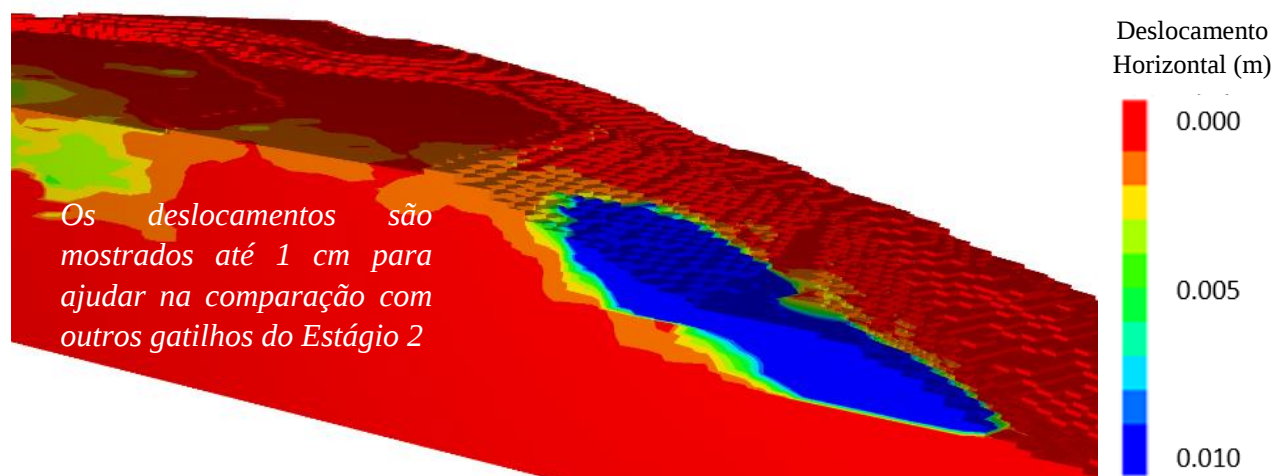


Figura 22: Vista em corte de deslocamentos horizontais associados à uma redução de resistência de 5 kPa na zona não saturada

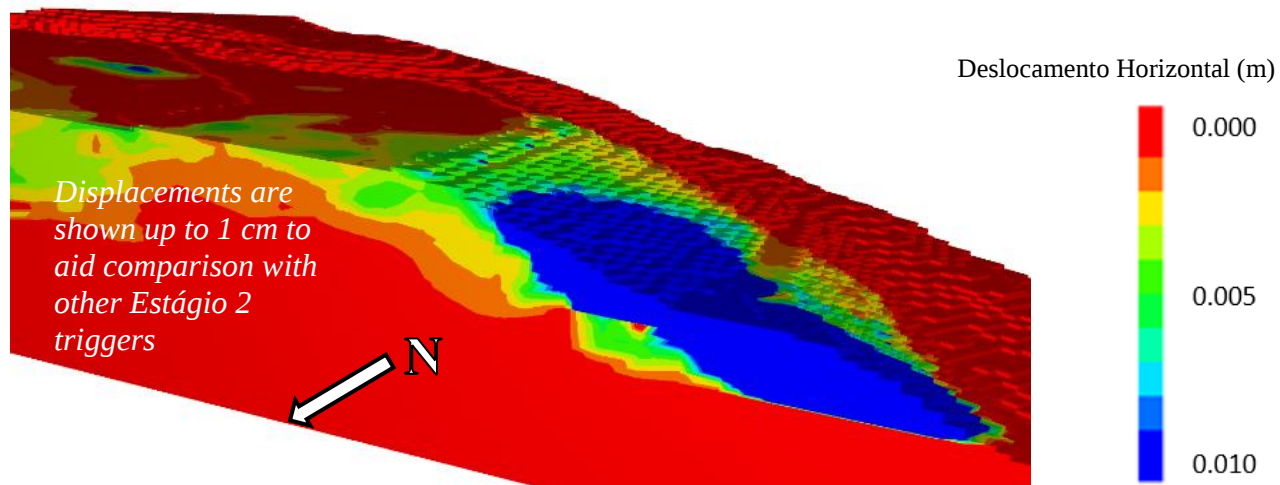


Figura 23: Vista em corte de deslocamentos horizontais associados à uma redução de resistência de 10 kPa na zona não saturada

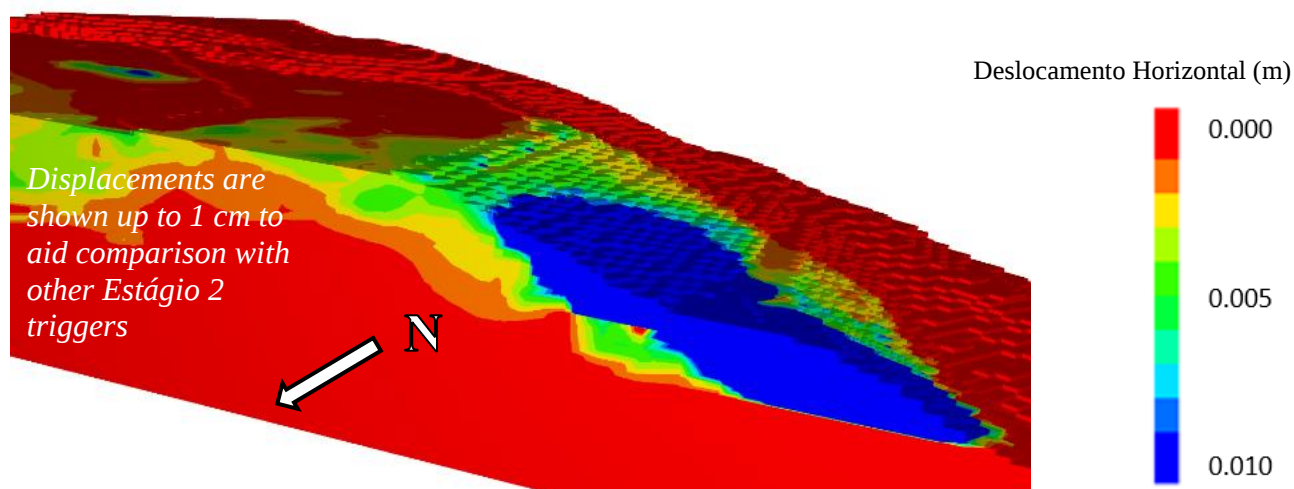


Figura 24: Vista em corte de deslocamentos horizontais associados à uma redução de resistência de 15 kPa na zona não saturada

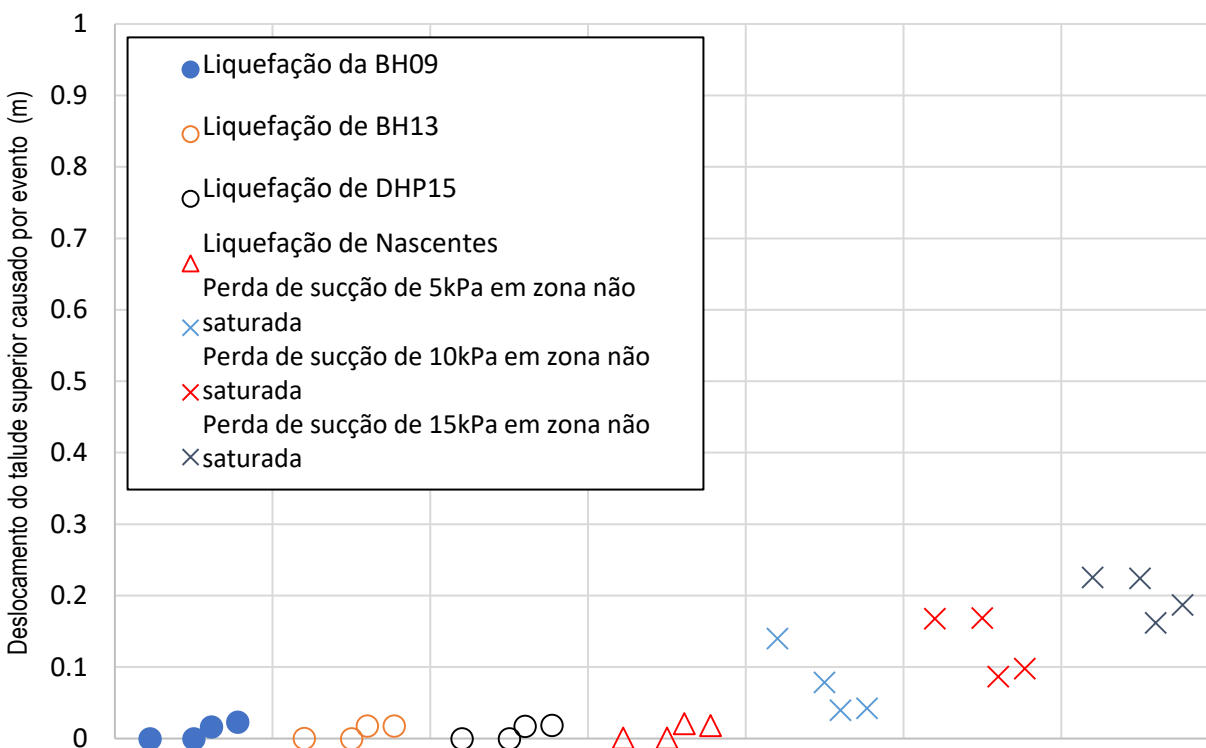


Figura 25: Deslocamentos causados pelos gatilhos do estágio 2 em modelos representativos

3.4 Estágio 3

3.4.1 Metodologia – Wedage et al. (1998)

Conforme descrito na Seção 2.3, a etapa final desta avaliação envolveu a avaliação do impacto potencial de deformações contínuas dentro da barragem. As razões para considerar esse mecanismo foram:

- Pequenos deslocamentos (até 35 mm) foram identificados nos dados do InSAR referentes ao ano anterior ao rompimento;
- Os ensaios de laboratório haviam mostrado que a cimentação nos rejeitos levou a uma resistência maior do que a típica mas também fez com que as amostras perdessem resistência em deformações baixas; e
- Ensaios de laboratório mostraram que as tensões nas amostras de rejeitos fofos continuaram sob se acumular a uma tensão de desvio constante dentro da faixa de razões de tensão identificadas na modelagem do Estágio 1.

Um método para simular deslocamentos dependentes do tempo foi desenvolvido por Wedage et. al. (1998). Esse método envolve o ajuste da resistência ao cisalhamento de um material com base

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

na taxa de deformações cisalhante e foi aplicado anteriormente a deslocamentos contínuos no solo da fundação, sob barragens de rejeitos. Os parâmetros para esse método foram modificados para aplicação nos rejeitos da Barragem I e foram implementados usando uma sub-rotina no FLAC3D. Os parâmetros para este método foram determinados por calibração com a deformações acumuladas sob tensão de cisalhamento constante no ensaio triaxial TXDW03 e os resultados dessa calibração são mostrados na Figura 26. Essa calibração se concentrou nos resultados em $K_0 = 0,4$ porque as análises de deformação, incluindo os cálculos posteriores de estabilidade do talude (consulte a Seção 3.5.2), sugeriam que as tensões no talude da barragem estavam tipicamente nesta faixa. Os resultados corresponderam bem aos deslocamentos observados em $K_0 = 0,4$ e coincidiram com a observação de que a amostra rompeu entre $K_0 = 0,4$ e $K_0 = 0,3$. Os resultados superestimaram levemente os deslocamentos em $K_0 = 0,5$, mas correspondiam à tendência geral de reduzir o acúmulo de tensão com o aumento de K_0 .

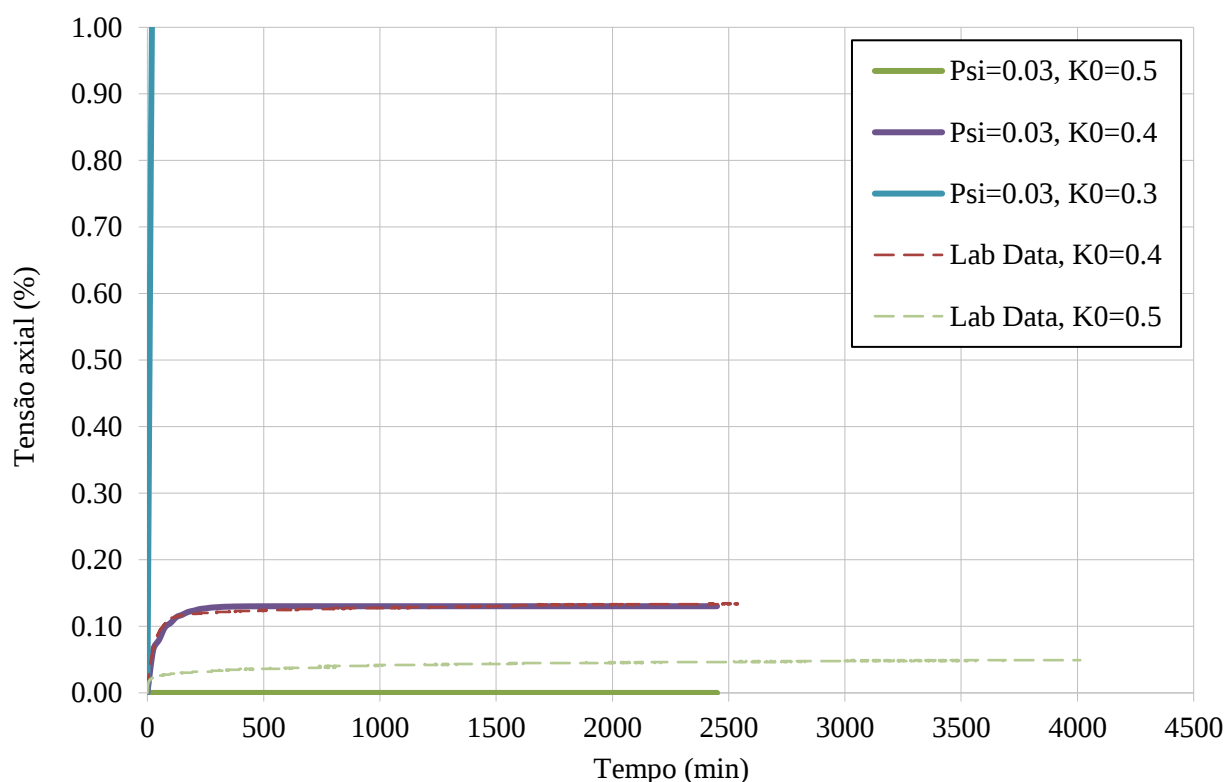


Figura 26: Calibração dos parâmetros do Modelo Wedage (1998) para o ensaio de *creep* TXDW03. ψ deste ensaio foi +0,03

Após a calibração, esse mecanismo de *creep* foi aplicado nos modelos 3D representativos a todos os rejeitos grossos e finos com $\psi > 0$. Esse mecanismo de *creep* foi aplicado sequencialmente e a estabilidade da barragem foi testada após cada incremento de *creep*. O método usado para isso envolveu a habilitação do mecanismo de *creep* até que ocorresse 1 cm de deslocamento no local de monitoramento usado nas análises do Estágio 2 (veja a Figura 14); o mecanismo de *creep* foi então desativado e a análise do modelo foi realizada para verificar se a barragem estava estável; se

a barragem ainda estivesse estável, a análise seria repetida com 2 cm de *creep*. Esse processo continuou até que a extensão de *creep* necessário para causar instabilidade na barragem fosse determinada. Deve ser destacado que os incrementos de 1 cm de *creep* foram monitorados em uma localização específica na face da barragem; portanto, enquanto 1 cm de *creep* foi medido neste local, ocorreram maiores deslocamentos em outras áreas da barragem. Isso é ilustrado posteriormente.

Três variantes deste processo foram concluídas:

- Variante 1: Somente *creep*. Este é o processo descrito acima.
- Variante 2: *Creep* combinado com perda de sucção na zona não saturada. Nesse caso, foi aplicada uma perda de resistência de 15 kPa à zona não saturada no final do incremento do *creep*
- Variante 3: *Creep* combinado com liquefação do furo de sondagem SM-13. Nesse caso, foi aplicada a liquefação em torno de SM-13 da maneira descrita na Seção 3.3.1 no final do incremento de *creep*.

3.4.2 Resultados

Os resultados estão resumidos na Figura 27. Esses resultados mostram que, sem o acréscimo de uma redução de resistência de 15 kPa na zona não saturada, um deslocamento de *creep* entre 8 cm e 37 cm registrado na face da barragem causaria rompimento da barragem. Isso se reduz para 1 cm se a perda de resistência de 15 kPa na zona não saturada for incluída na análise. Quando o efeito do furo de sondagem SM-13 é incluído na análise, os deslocamentos de *creep* necessários para causar rompimento da barragem permanecem inalterados daqueles sem o furo de sondagem, o que reforça ainda mais a observação, feita no Estágio 2, de que liquefação localizada ao redor do furo de sondagem não teria um impacto significativo na estabilidade da barragem.

Conforme discutido na Seção 2.3, o deslocamento total medido pelo InSAR no ano anterior ao rompimento foi de 3,5 cm, sugerindo que a barragem poderia ter acumulado *creep* da ordem de 10 a 15 cm durante o período de 2,5 anos transcorrido desde que o depósito de rejeitos cessou; no entanto, o deslocamento do InSAR era predominantemente vertical, sugerindo que os deslocamentos horizontais da ordem de 5 cm seriam uma estimativa máxima razoável para a quantidade de deslocamento de *creep* nesse período de 2,5 anos desde que as operações terminaram. Esses resultados mostram que um dos quatro modelos representativos romperia próximo a esse valor de deslocamento por *creep* sem a inclusão de uma perda de sucção na zona não saturada e que o acréscimo da perda de sucção causa a ocorrência de rompimento em todos os modelos nessa faixa de deslocamentos.

Os padrões dos deslocamentos que se desenvolveram a partir do mecanismo de *creep* estão demonstrados nas Figuras 28 a 31. Isso mostra que o mecanismo de *creep* desencadeou deslocamentos que eram predominantemente verticais / aproximadamente paralelos à face da

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

barragem ao longo da maior parte do talude, e se deslocando para mais horizontais em direção à base. Isso reflete o padrão sugerido pelos dados do InSAR; no entanto, as magnitudes de deslocamento quando o *creep* é combinado com a perda de sucção (Figura 29) se alinham mais de perto com as dos dados do InSAR. No geral, se constatou que seriam necessários deslocamentos significativamente maiores do que aqueles dos dados do InSAR para que *creep* causasse por si só o rompimento da barragem; mas que isso reduziria a deslocamentos menores, com um padrão consistente com os dados do InSAR, quando o *creep* foi combinado com a perda de resistência na zona não saturada. Os modelos com *creep* combinado com perda de sucção de 15 kPa na zona não saturada foram, portanto, considerados os mais representativos do rompimento. “Rompimento” nos modelos foi definido como grandes deslocamentos (> 1 m) na região onde o rompimento realmente ocorreu e a incapacidade do modelo de atingir um estado de equilíbrio.

A deformação específica anterior ao início do rompimento no modelo de *creep* com uma redução de resistência de 15 kPa na zona não saturada devido à sucção foi de cerca de 0,5%. Isso é consistente com os resultados dos ensaios de laboratório (veja Apêndice E), que mostraram que o rompimento poderia se iniciar em tensões de cisalhamento de $< 1\%$ e as observações de campo nas quais deslocamentos significativos não foram observados antes do rompimento.

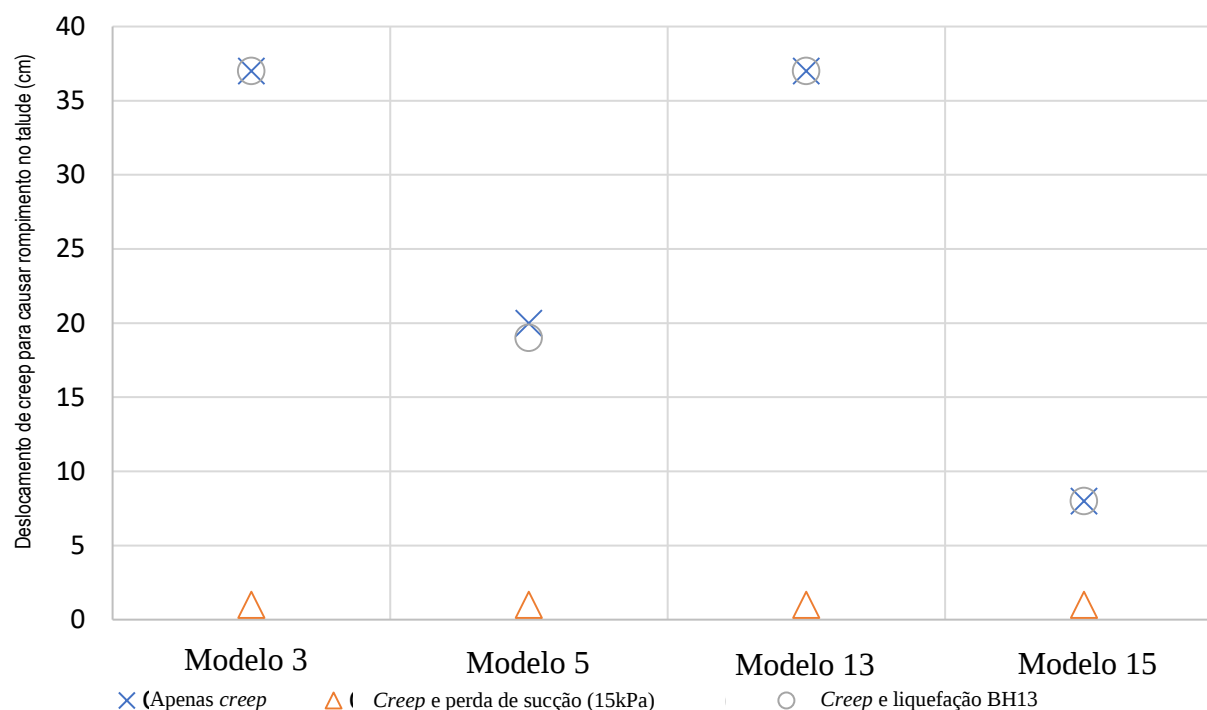


Figura 27: Deslocamento de *Creep* Necessário Para Causar Rompimento na Barragem Nos Modelos Representativos 3D

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão
Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

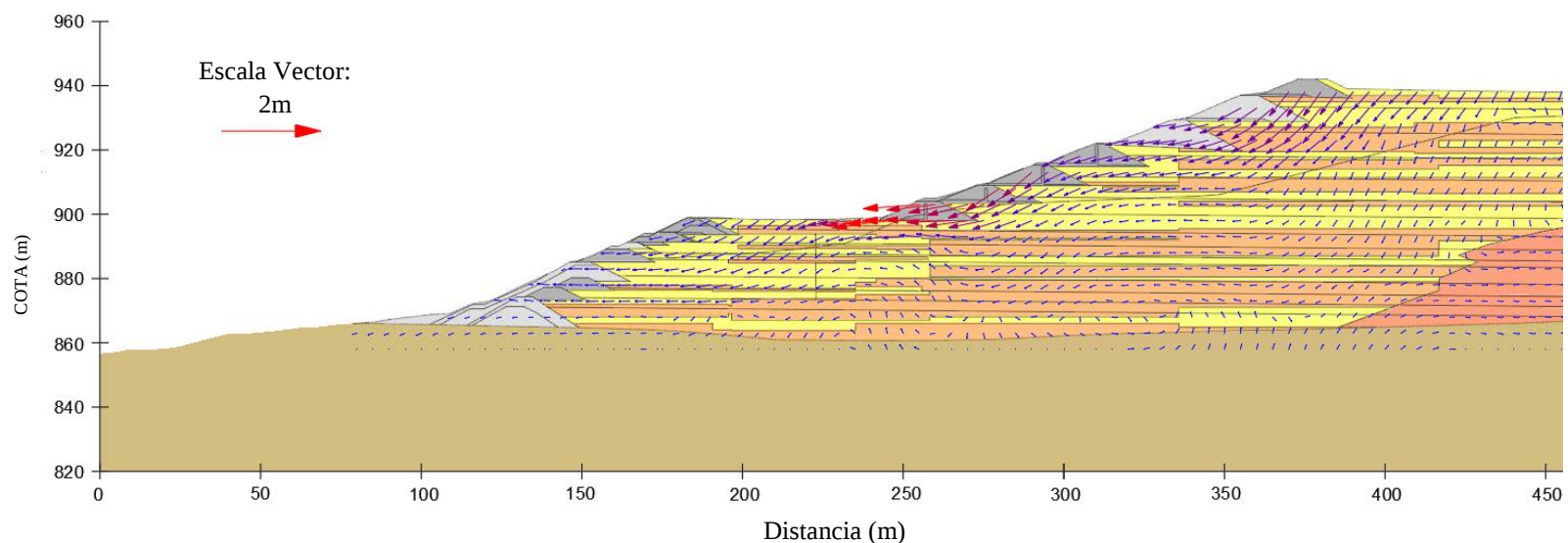


Figura 28: Ilustração de exemplo de vetores de deslocamento no final do deslocamento de *creep* - variante 1: apenas *creep*

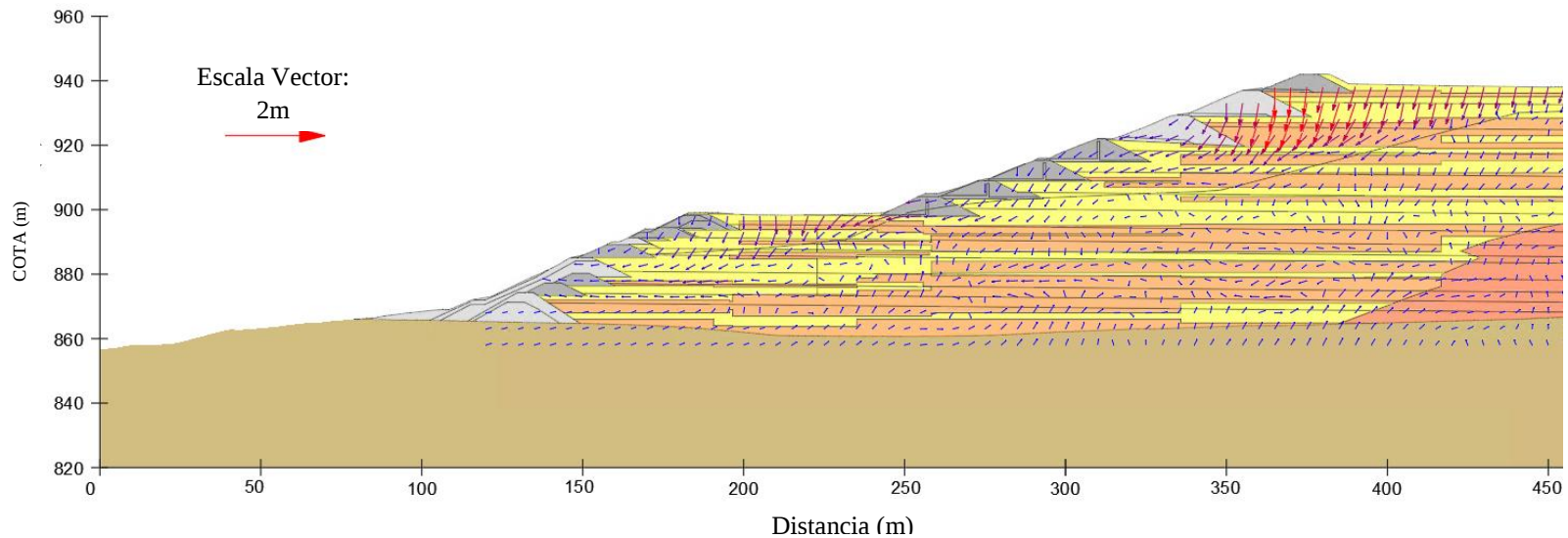


Figura 29: Ilustração de exemplo de vetores de deslocamento no final do deslocamento de *creep* - variante 2: *creep* e perda de sucção

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**
Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

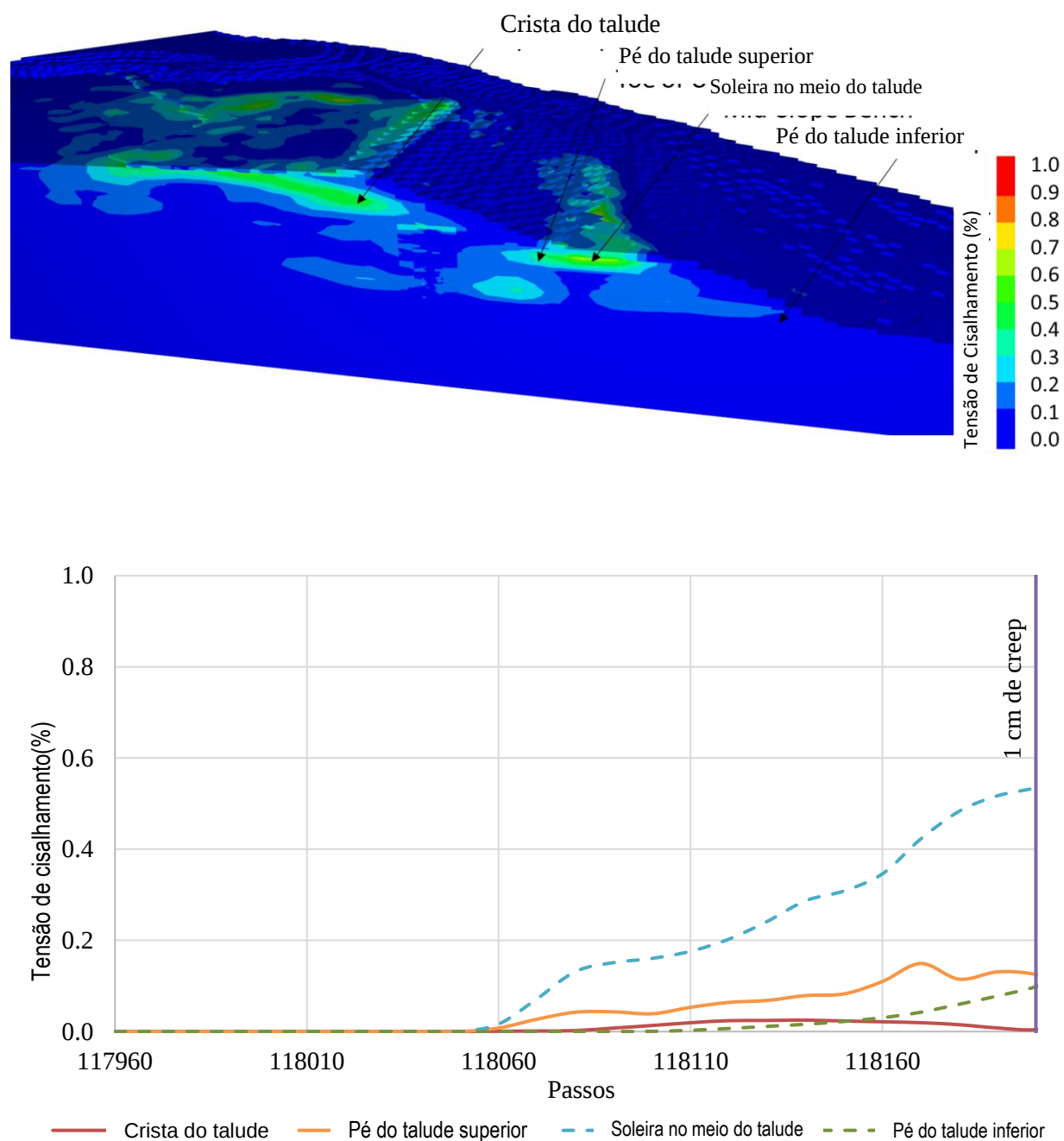


Figura 30: Desenvolvimento da tensão de *creep* no interior da barragem - variante 2: *creep* e perda de sucção

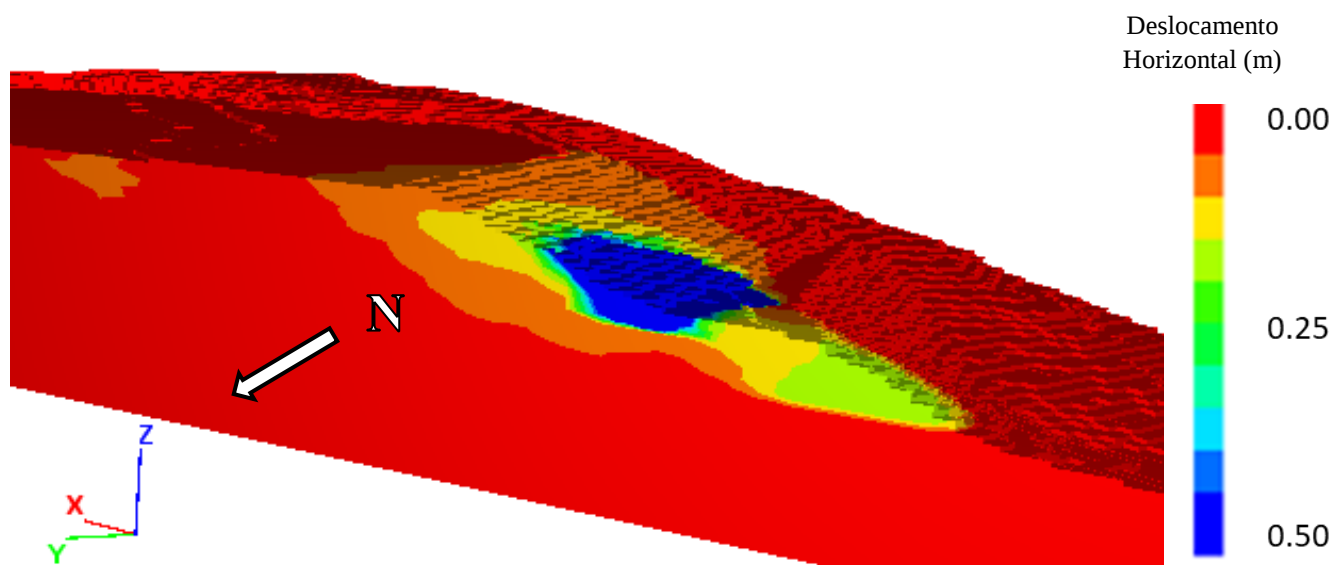


Figura 31: Rompimento na barragem se desenvolvendo a partir de deslocamentos de *creep* - variante 2: *creep* e perda de sucção

3.5 Análises Suplementares

3.5.1 Fator de segurança - FLAC3D – Pico de resistência

Os cálculos de FS convencionais foram concluídos no modelo 3D usando uma análise SSR padrão. O objetivo disso foi calcular o FS convencional da barragem usando a resistência de cisalhamento pico não drenada e métodos padrão de análise para comparação com o FS baixo contra a liquefação calculada anteriormente (veja a Seção 3.3). Esta análise foi concluída nos modelos representativos que apresentavam um FS de 1 contra o gatilho de liquefação.

Essa análise envolveu a mudança do modelo constitutivo dos rejeitos de *strain-weakening* para o modelo Mohr-Coulomb e, em seguida, a atribuição das resistências de cisalhamento de pico não drenadas com base no ψ , como descrito anteriormente. O FS convencional desta análise foi de 1,5. Os padrões de deslocamento associados a este FS são mostrados na Figura 32, que ilustra o desenvolvimento de duas “superfícies de deslizamento”: uma através do talude superior e outra através do talude abaixo do recuo. Isso reflete as observações da análise de vídeo que mostraram rompimentos ocorrendo em ambas as regiões.

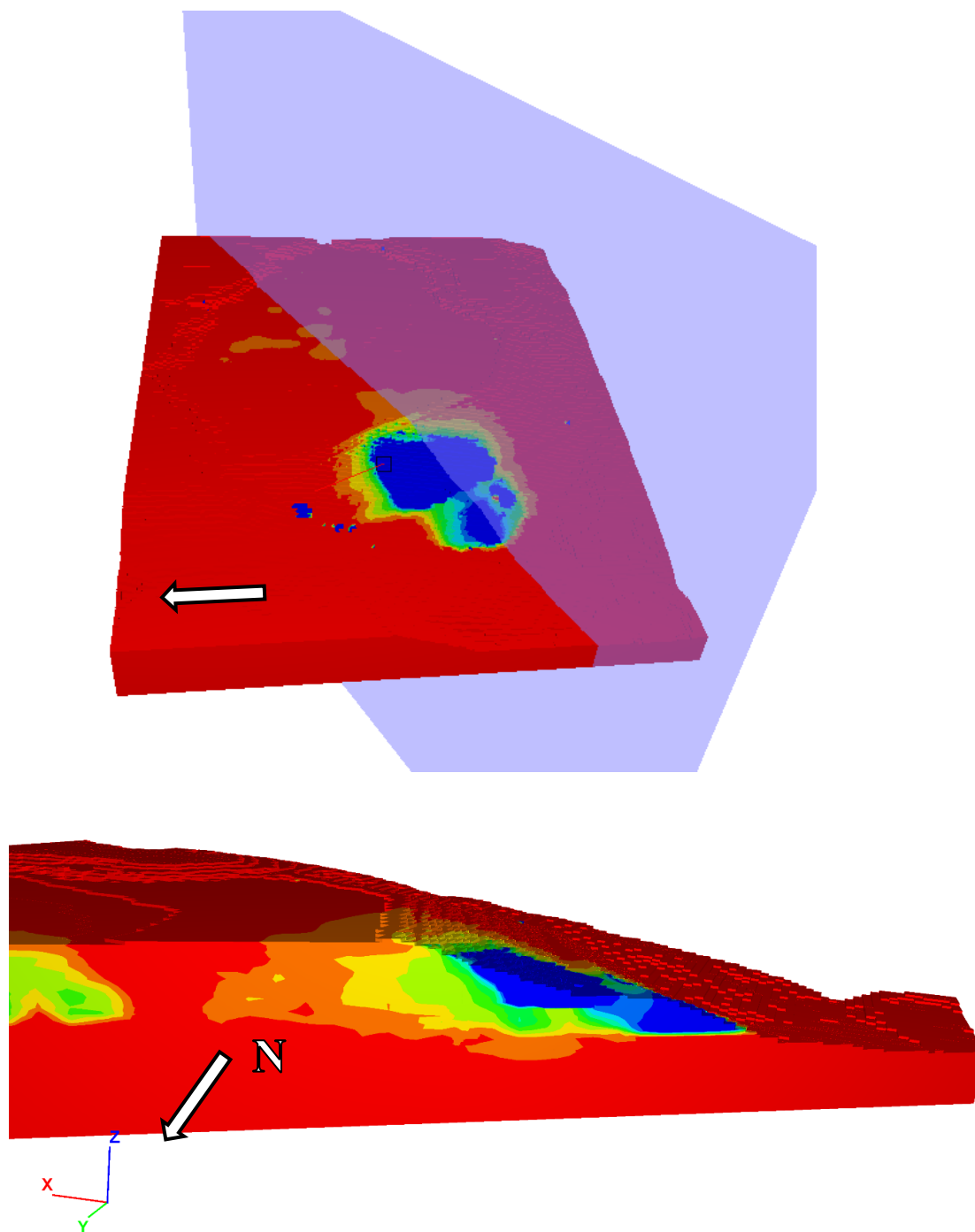
Depois de concluir esse cálculo de FS usando a distribuição estocástica da resistência não drenada, foi realizada uma segunda série de análises, na qual uma única razão de resistência não drenada (S_u/p') foi atribuída aos rejeitos tanto grossos como finos. O objetivo desse passo foi identificar um valor representativo de S_u/p' para os rejeitos. Isso foi repetido para diferentes valores S_u/p' até que foi determinado o FS do Passo 1. Foi constatado, por meio disso, que um S_u/p' de 0,59, igual

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

ao 33º percentil das resistências variáveis levou a um FS igual ao da distribuição estocástica de resistências. Esses resultados são mostrados na Figura 33.

Tendo identificado a razão de resistência equivalente em termos de S_u/p' , a análise foi repetida usando uma razão de resistência definida por S_u/σ'_v . O objetivo disso era determinar uma resistência representativa que pudesse ser usada nos cálculos de LEM, e as resistências nessas análises são comumente definidas usando S_u/σ'_v . Verificou-se que um S_u/σ'_v de 0,37 levaria a um FS equivalente ao da resistência não drenada variável (ver Figura 33). Isso pode ser relacionado ao S_u/p' através da seguinte equação: $S_u/\sigma'_v = [(1+2K_0)/3] \times S_u/p'$. A diferença entre os cálculos S_u/p' e S_u/σ'_v sugere um valor médio de K_0 de 0,45 estava presente ao longo do talude da barragem na região do rompimento.



Fator de segurança = 1,5 – Pico de resistências não drenadas, parâmetro de estado variável

Figura 32: Padrão de deslocamento ilustrando a “superfície de deslizamento” calculada na análise de estabilidade da redução de resistência

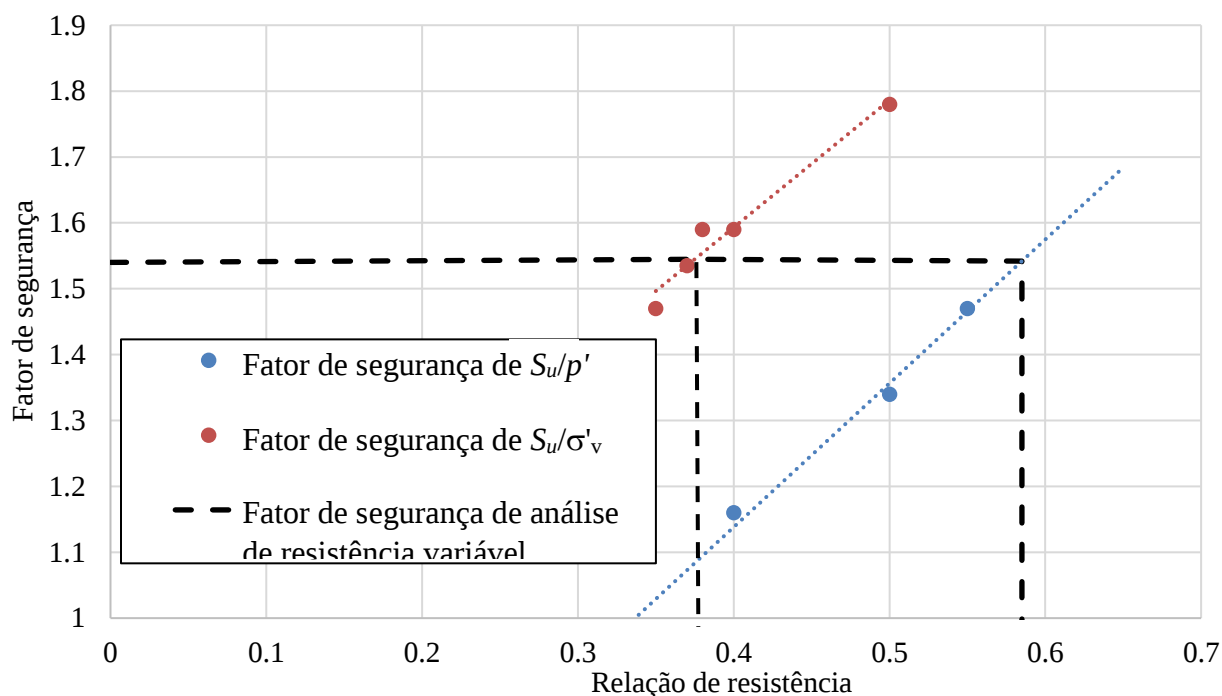


Figura 33: Determinação da resistência uniforme equivalente à análise de resistência variável não drenada

3.5.2 Fator de segurança – Equilíbrio-limite – Pico de resistência não drenada

A razão de resistência não drenada de $S_u/\sigma'_v = 0,37$ foi usada nas análises LEM 2D para calcular: (i) como o LEM FS teria variado ao longo da história da Barragem I; (ii) como isso variou entre as seções de análise; e (iii) como variava em diferentes locais em cada seção transversal. Foram feitos cálculos para cada estágio de construção nas Seções 1, 2 e 3. O LEM FS foi calculado para uma superfície de deslizamento que vai: (i) da crista da barragem ao pé da barragem; (ii) da crista ao recuo; e (iii) do recuo ao pé da barragem.

As Figuras 34 a 36 mostram os resultados da crista da barragem até o pé da barragem na altura total da barragem. Esses resultados mostraram que o LEM FS para essa superfície de deslizamento variou entre 1,5 e 1,6 nas condições anteriores ao rompimento. Os resultados para um estágio intermediário de construção da barragem, quando a cota da crista da Barragem I foi de 916,5 m msl, são mostrados nas Figuras 37 a Figura 39. A tendência do LEM FS para essa superfície de deslizamento *versus* a cota da crista da barragem é mostrada na Figura 40, que mostra um valor semelhante ao longo da história da construção, uma vez que a cota da crista da barragem foi acima de 905 m. Isso corresponde à elevação quando a crista foi elevada acima do recuo.

As figuras que mostram todos os resultados do LEM FS encontram-se no Anexo 2.

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão **Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade**

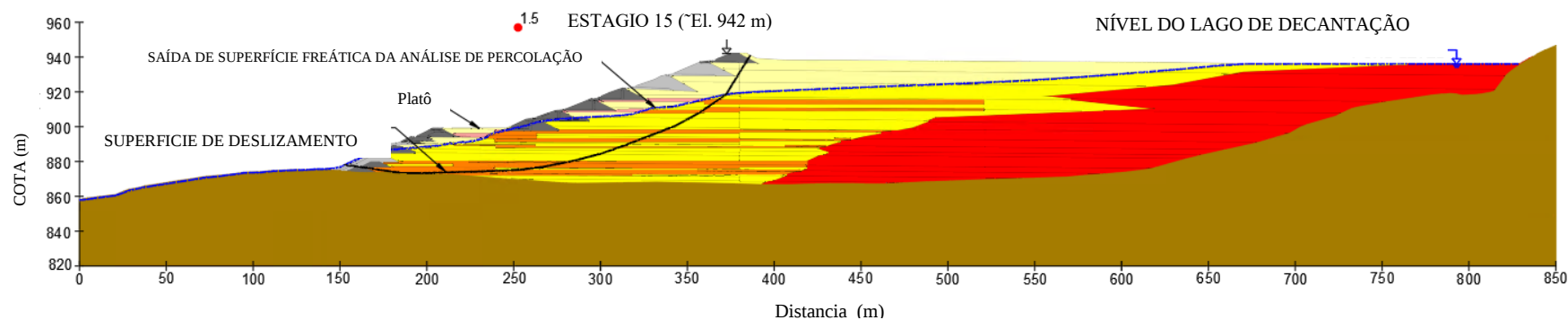


Figura 34: Resultado da análise do equilíbrio-limite 2D – Seção transversal 1-1', El. 942 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

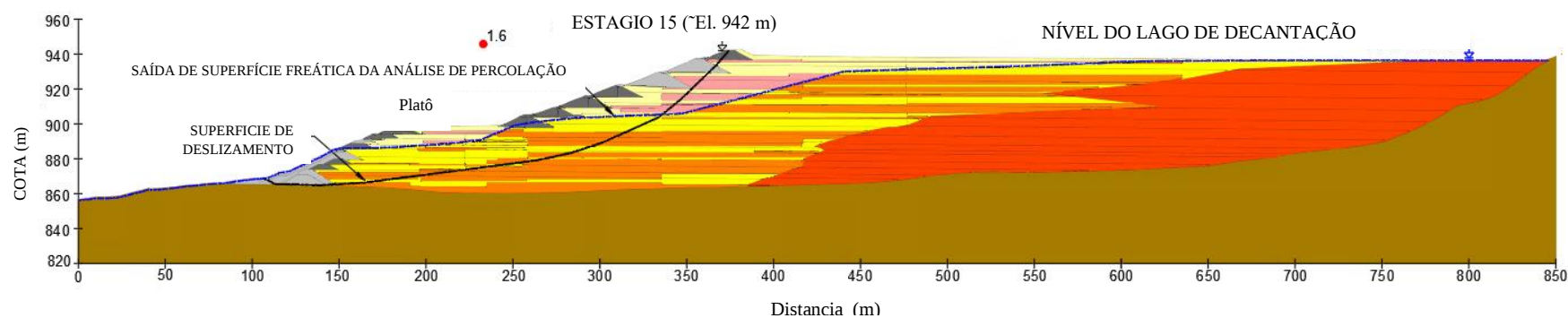


Figura 35: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 942 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

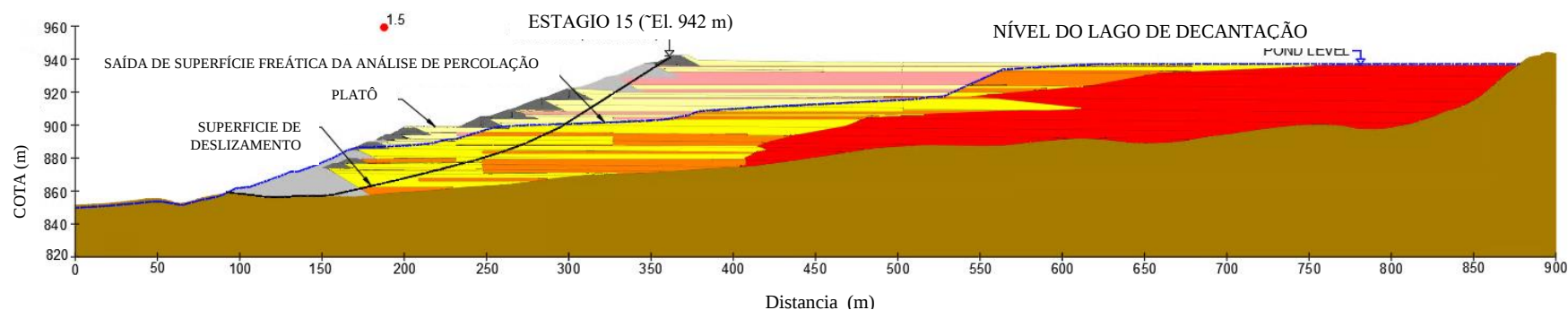


Figura 36: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 942 m msl (rompimento da crista ao pé)
 $S_u/\sigma'_v = 0,37$

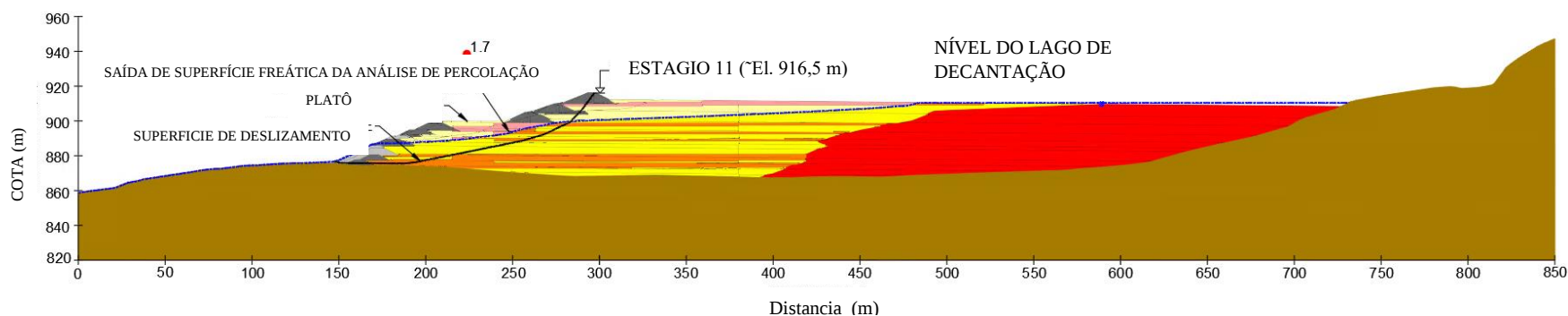


Figura 37: Resultado da análise do equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao pé)
 $S_u/\sigma'_v = 0.37$

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão **Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade**

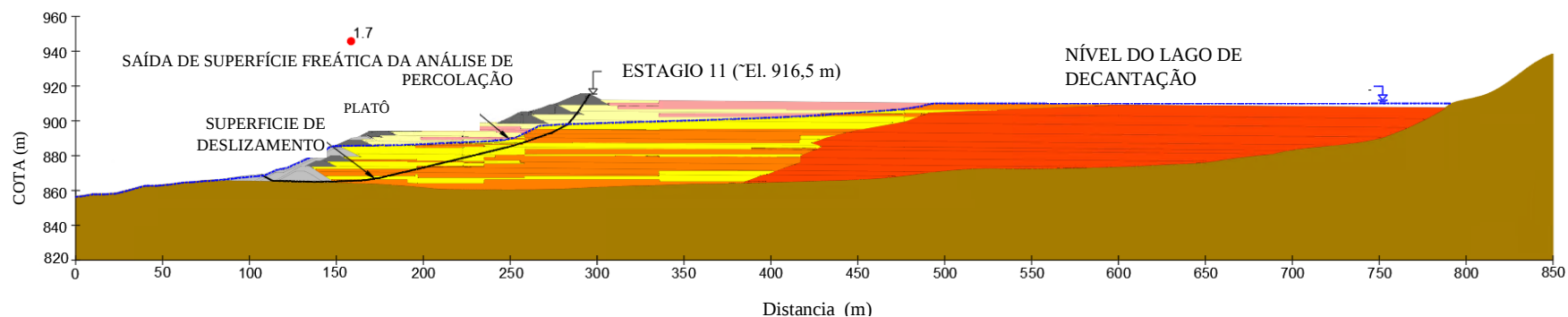


Figura 38: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0.37$

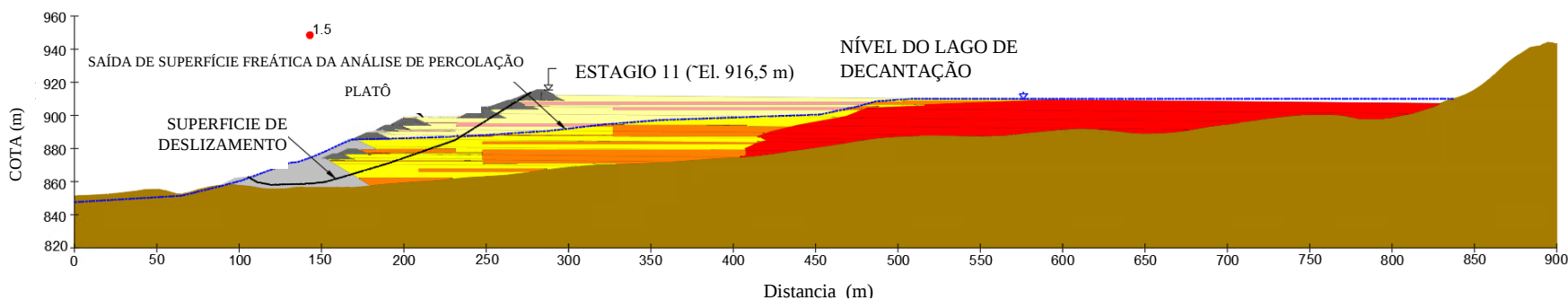


Figura 39: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0.37$

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão
Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

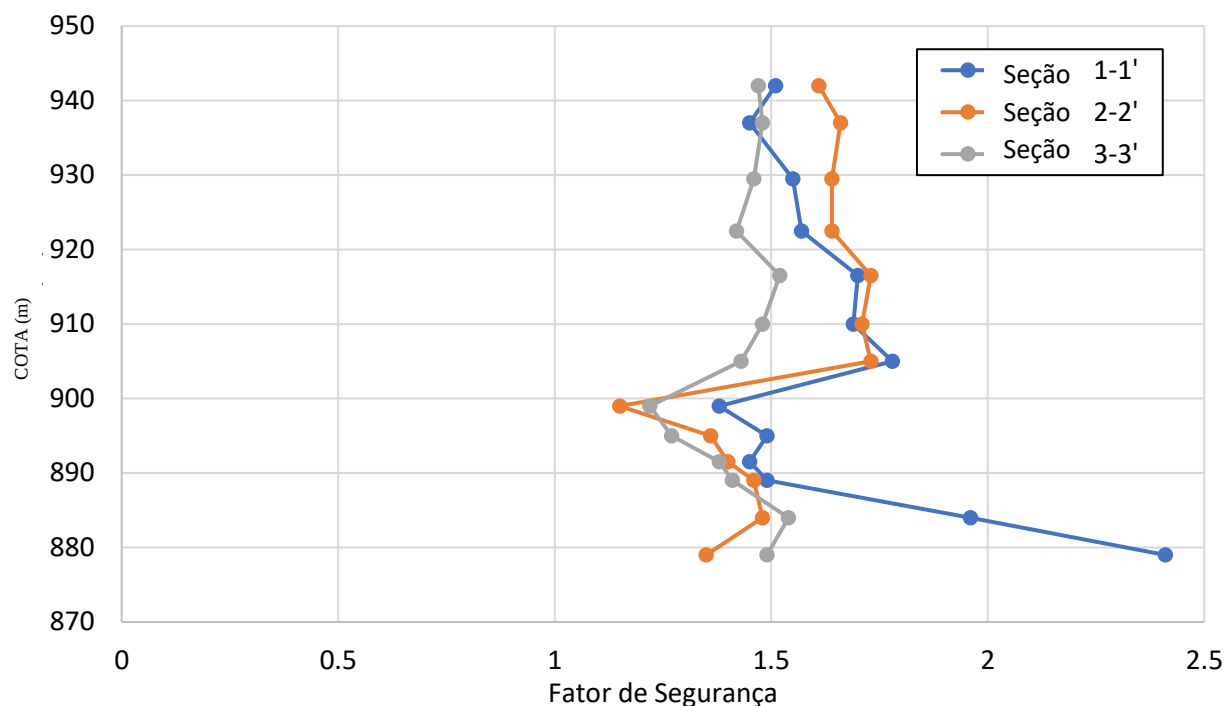


Figura 40: Resultados da análise de estabilidade do equilíbrio-limite 2D (pico de resistências) - rompimentos da crista ao pé

Os resultados para uma superfície de deslizamento da crista da barragem ao patamar são mostrados nas Figuras 41 a 43. Esses resultados mostraram que o FS LEM para essa superfície de deslizamento variou entre 1,4 e 1,7 para as condições anteriores ao rompimento. As Figuras 44 a Figura 46 mostram os resultados para um estágio intermediário de construção da barragem, quando a cota da crista da Barragem I foi de 916,5 m / msl. A tendência do FS LEM para essa superfície de deslizamento versus a cota da crista da barragem é mostrada na Figura 47, que aponta uma tendência de redução com a cota da crista da barragem até a cota da crista de 916,5 m msl, após o que permaneceu consistentemente nos valores mencionados acima.

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

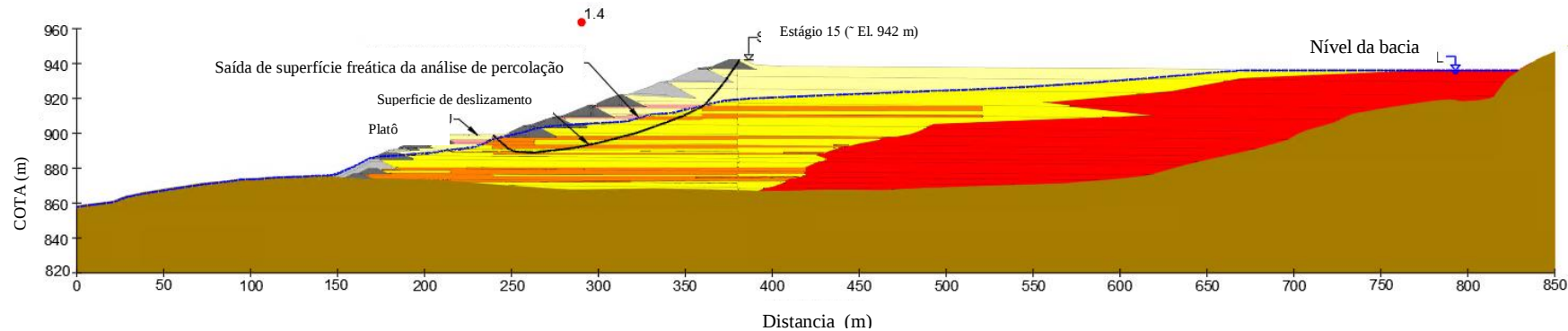


Figura 41: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 942 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

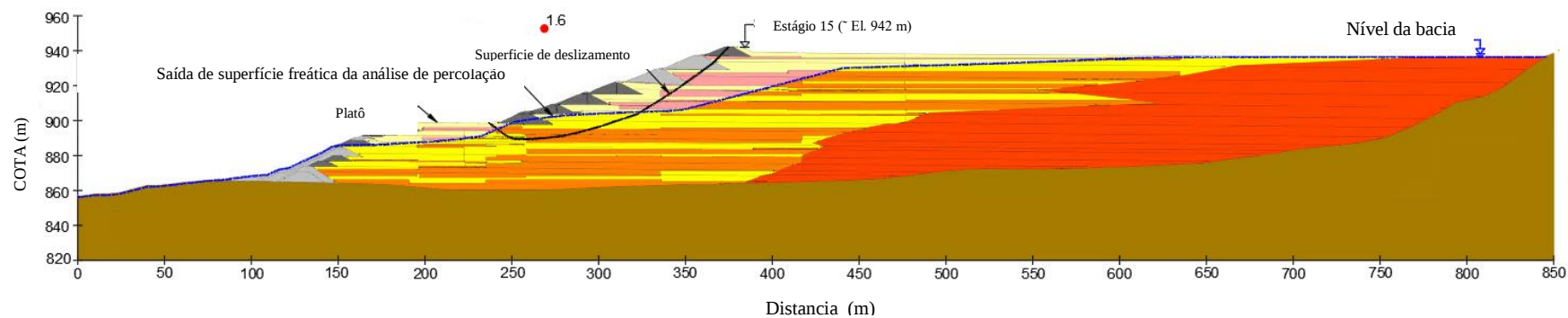


Figura 42: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 942 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão **Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade**

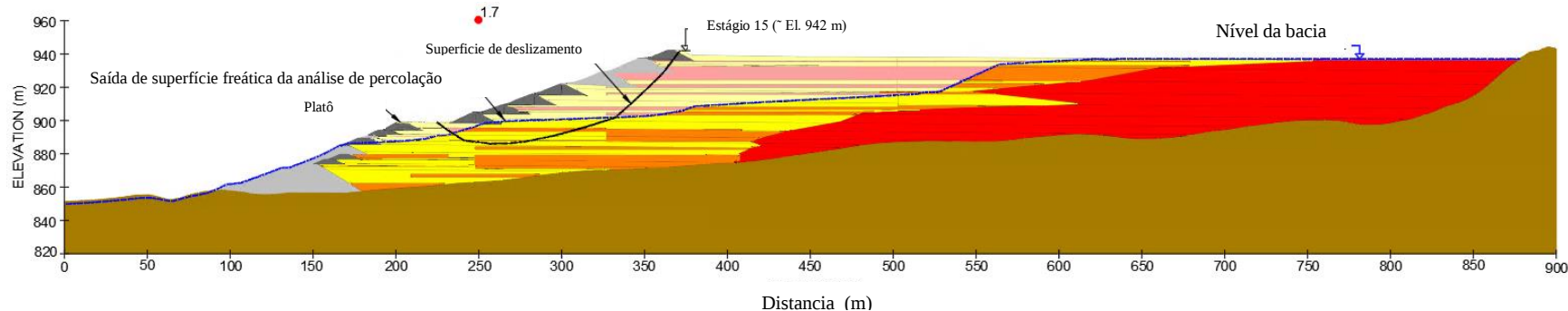


Figura 43: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 942 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

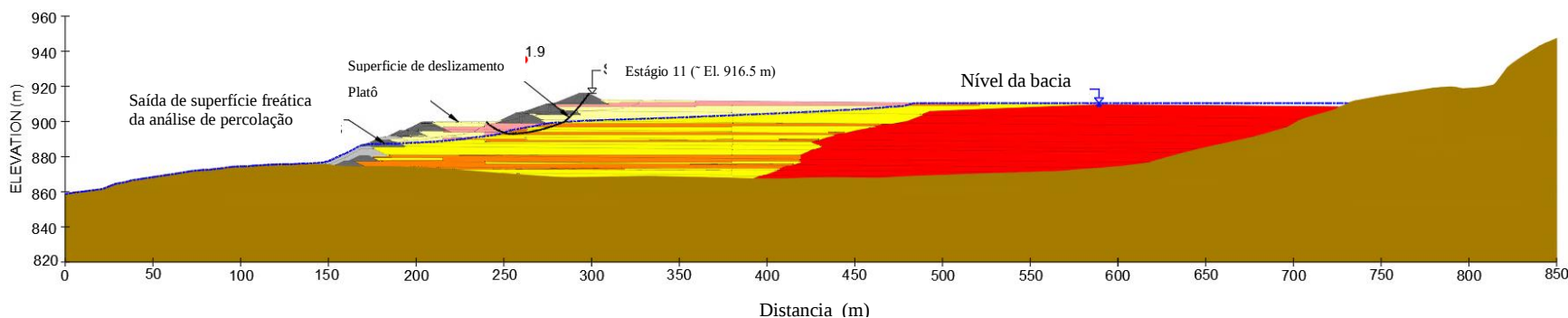


Figura 44: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao platô) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão **Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade**

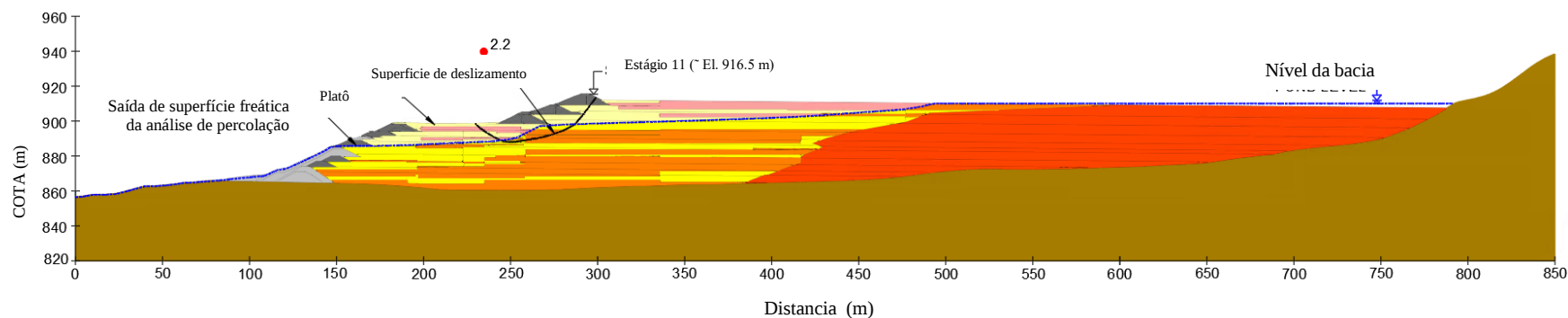


Figura 45: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao platô)
 $S_u/\sigma'_v = 0,37$

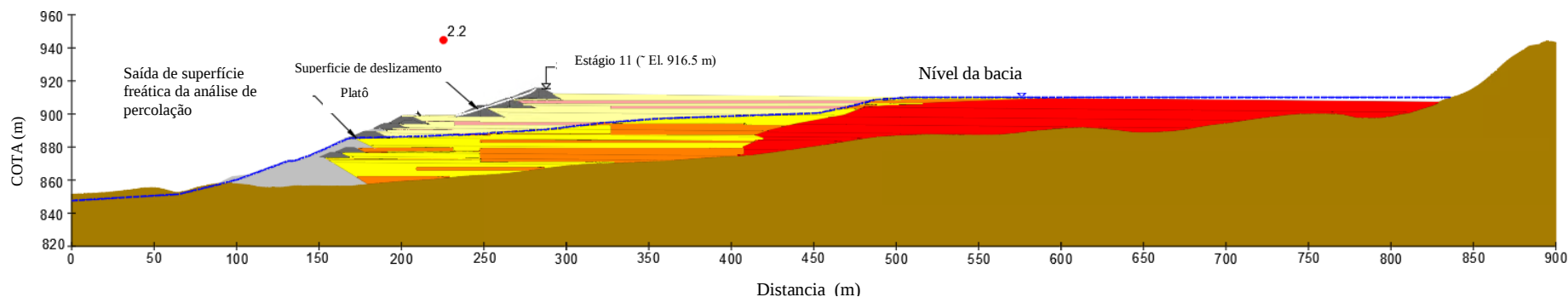


Figura 46: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 916,5 m msl (rompimento da crista ao platô)
 $S_u/\sigma'_v = 0,37$

**Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento
da Barragem I do Feijão**

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

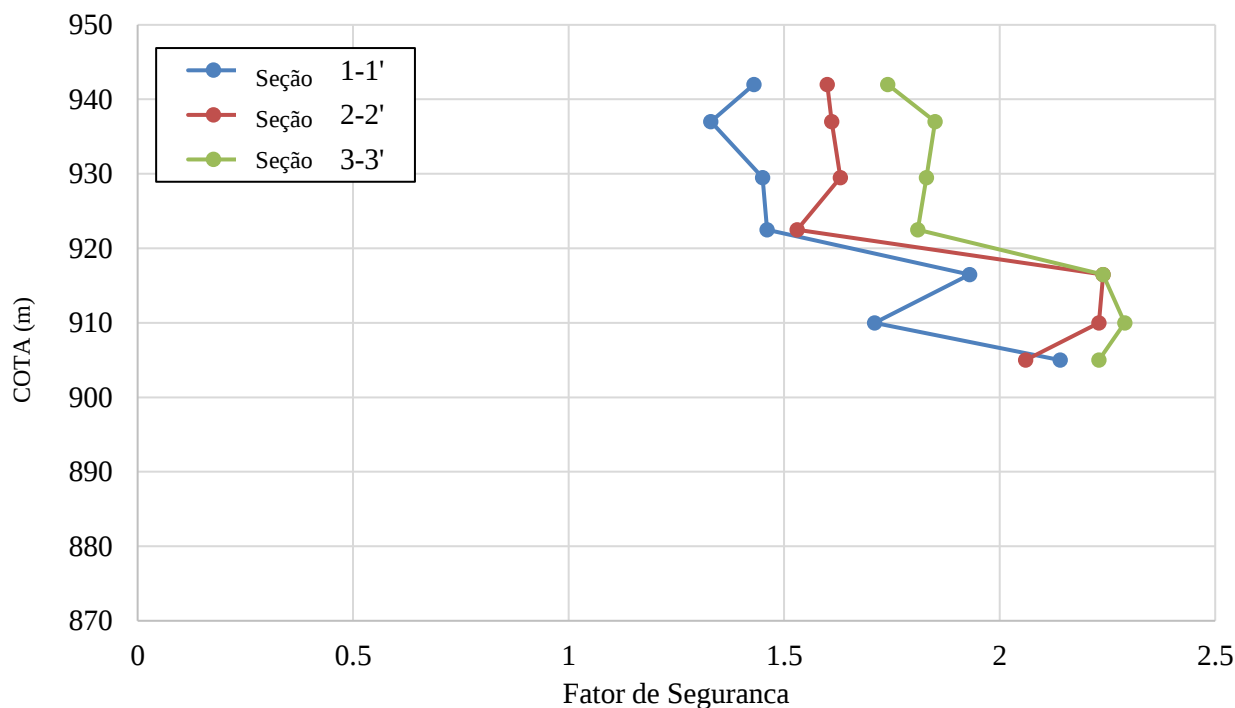


Figura 47: Resultados da análise de estabilidade de equilíbrio-limite 2D (pico de resistências) - rompimentos da crista ao platô

Os resultados para uma superfície de deslizamento do patamar ao pé são exibidos nas Figuras 48 a 50. Esses resultados mostraram que o FS LEM para essa superfície de deslizamento variou entre 1,2 e 1,3 para as condições anteriores ao rompimento. Os resultados para um estágio intermediário de construção da barragem, quando a cota da crista da Barragem I foi de 916,5 m msl, são mostrados nas Figuras 51 a Figura 53. A tendência do FS LEM para essa superfície de deslizamento *versus* a cota da crista da barragem é mostrada na Figura 54, que permaneceu relativamente inalterada ao longo da construção.

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

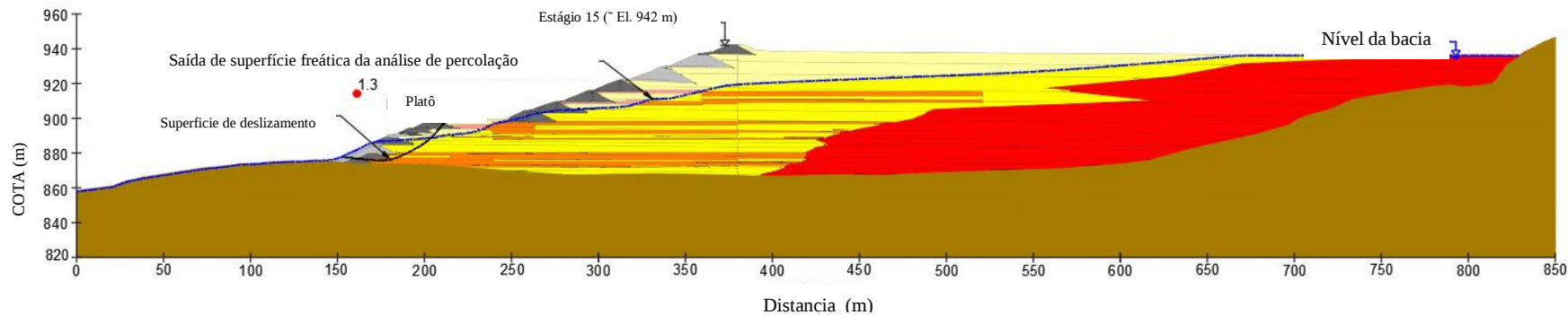


Figura 48: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 942 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

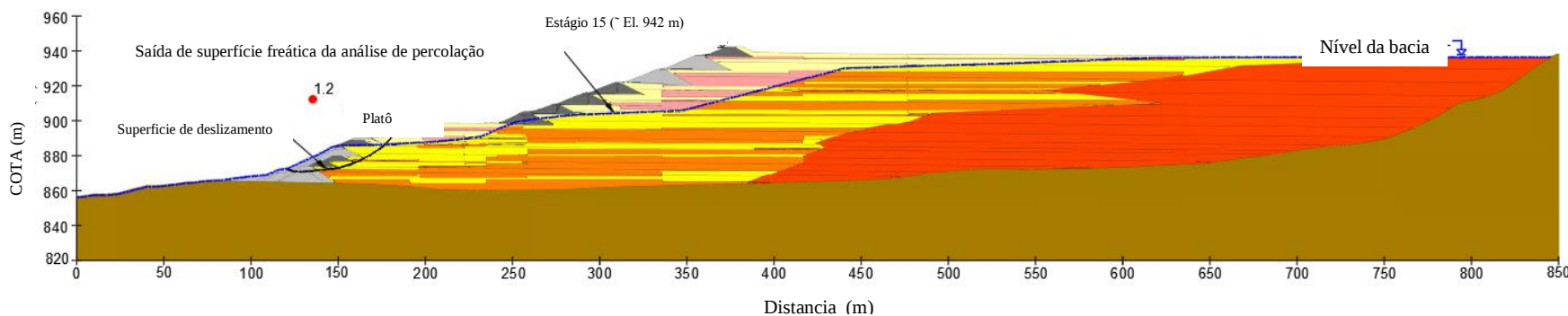


Figura 49: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 942 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

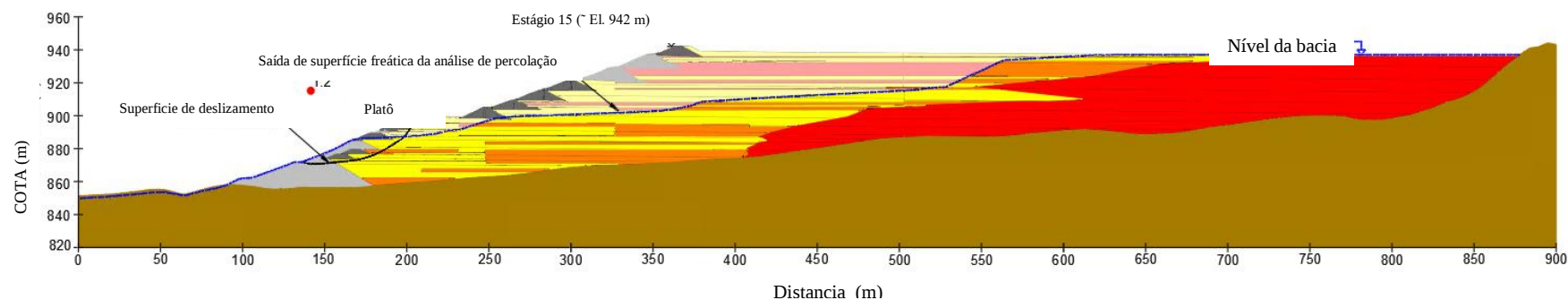


Figura 50: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 942 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

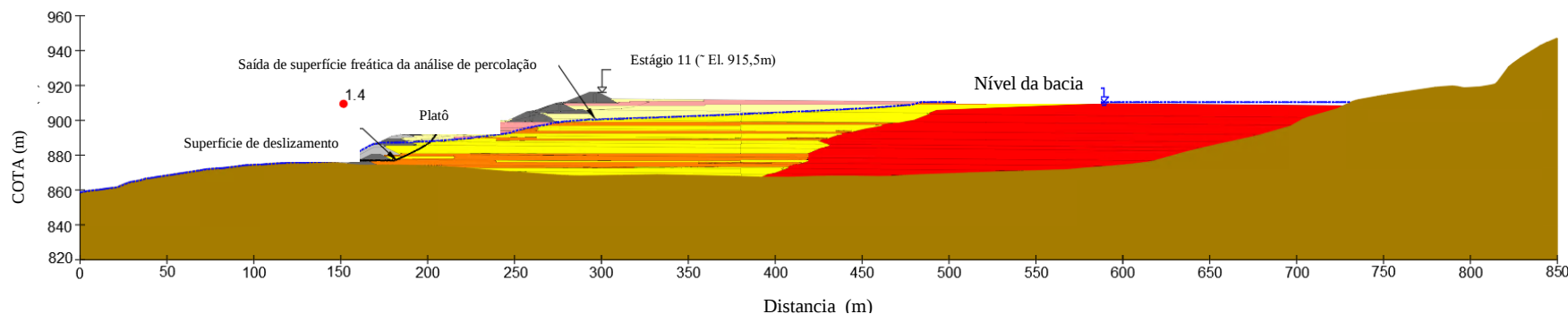


Figura 51: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 1-1', El. 916,5 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão **Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade**

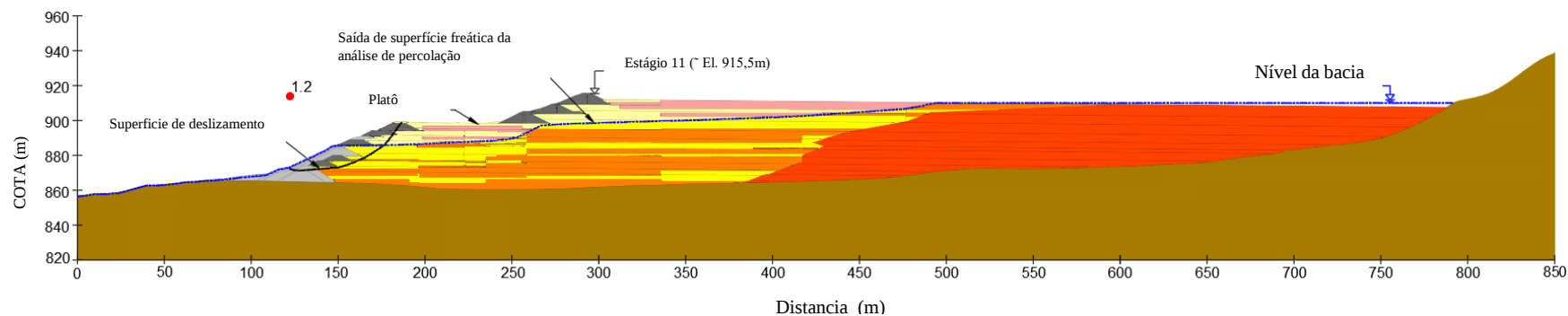


Figura 52: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 2-2', El. 916,5 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

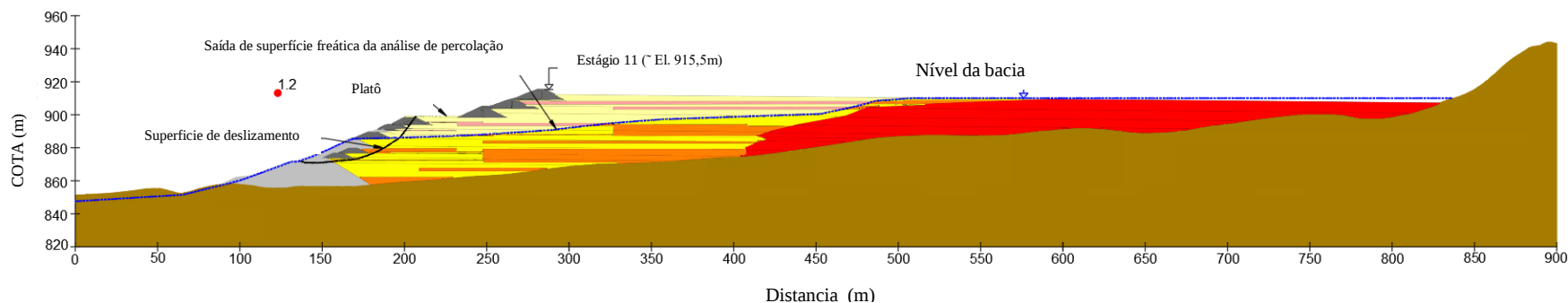


Figura 53: Resultado da análise de equilíbrio-limite 2D - Seção transversal 3-3', El. 916,5 m msl (rompimento do platô ao pé) $S_u/\sigma'_v = 0,37$

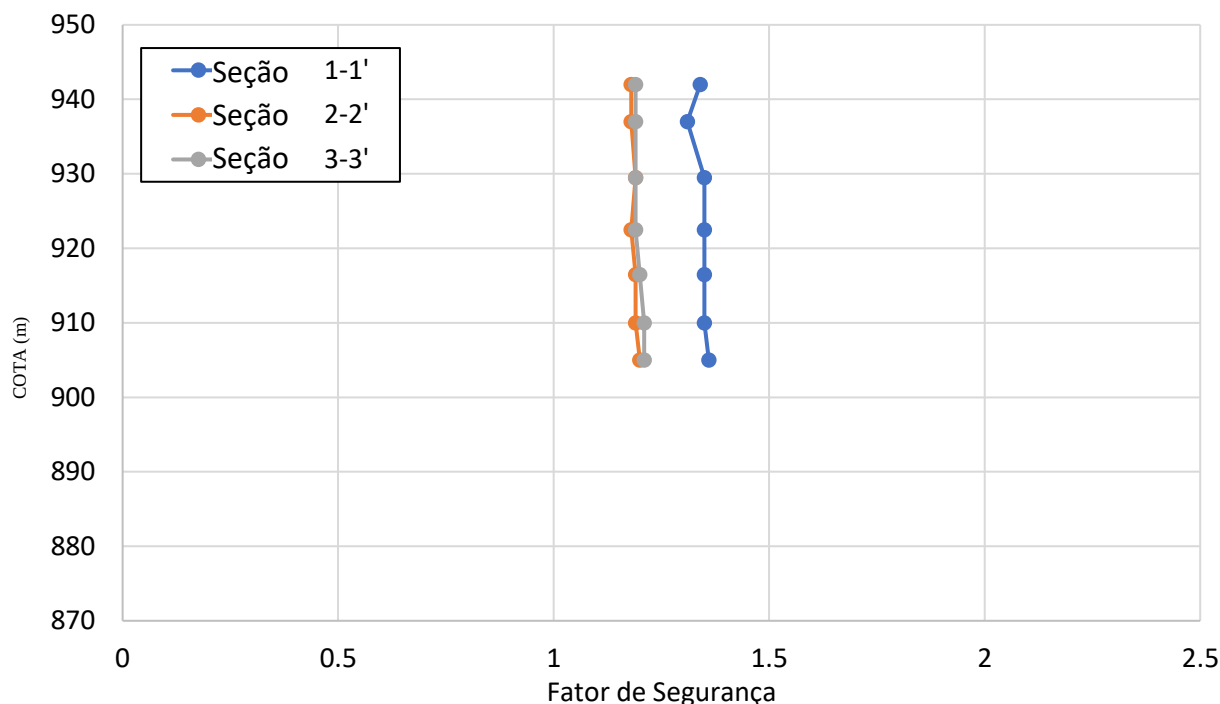


Figura 54: Resultados da análise de estabilidade do equilíbrio-limite 2D (Pico de resistências) - Rompimentos do platô ao pé

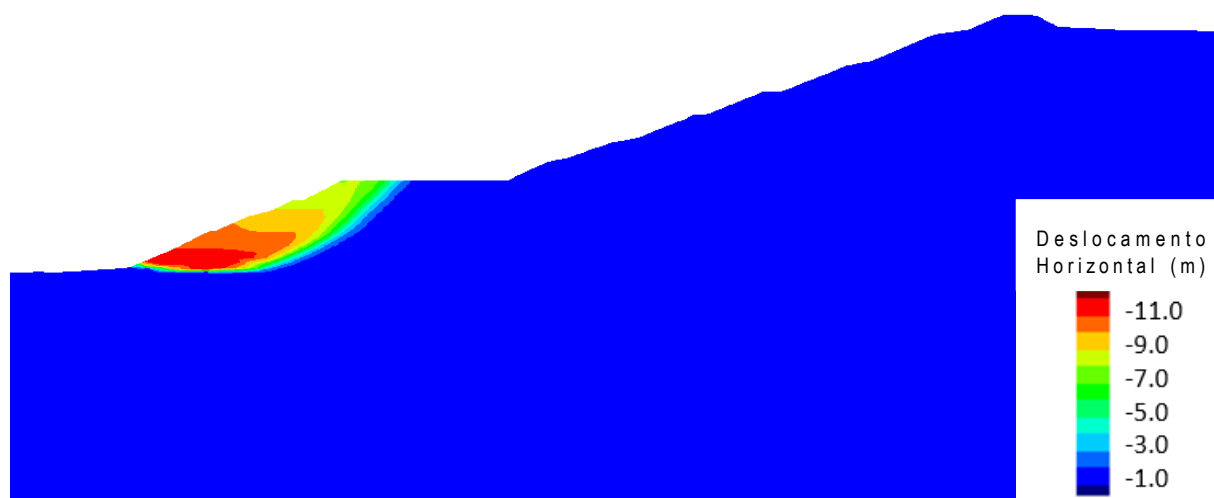
3.5.3 Fator de segurança – FLAC2D – Pico de resistências

Os cálculos convencionais de FS da SSR foram concluídos para as condições anteriores ao rompimento no FLAC2D para comparação com os resultados do LEM como uma verificação da equivalência entre esses métodos e para ajudar na comparação dos resultados convencionais do FS FLAC3D e dos resultados FS do LEM. Esta análise foi executada nas Seções 1 e 3 para agrupar os resultados do LEM.

Os resultados da Seção 1 são mostrados na Figura 55. O FS convencional nesta análise foi de 1,4, em comparação com 1,3 da análise LEM.

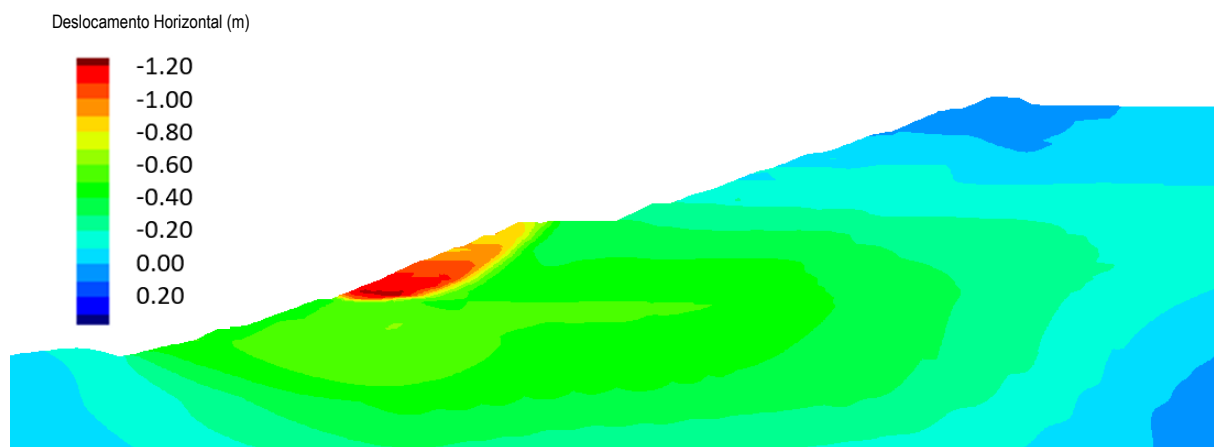
Os resultados da Seção 3 são mostrados na Figura 56. O FS convencional nesta análise foi de 1,2, em comparação com 1,2 da análise LEM.

No geral, esses resultados mostraram consistência entre os métodos de cálculo convencionais FS da SSR e FS do LEM, com ambos os métodos identificando o FS mais baixo do recuo ao pé da barragem e gerando valores similares de FS.



Fator de segurança = 1,4 – Pico de resistências não drenadas, S_u/σ'_v de 0.37

Figura 55: Análise FLAC 2D – resultado de fator de segurança (seção transversal 1-1')



Fator de segurança = 1,2 – Pico de resistências não drenadas, S_u/σ'_v de 0.37

Figura 56: Análise FLAC 2D – resultado de fator de segurança (seção transversal 3-3')

3.5.4 Fator de segurança - LEM – Resistências liquefeitas

Os valores de FS também foi calculado nas análises LEM para cada Seção usando uma razão de resistência ao cisalhamento pós-liquefação de $S_{u-liq}/\sigma'_v = 0,01$. Este método resultou em valores de FS variando entre 0,1 e 0,3 entre as várias seções e superfícies de deslizamento discutidas na Seção 3.5.2. Esta resistência é um limite inferior dos ensaios de laboratório, reconhecendo a pequena resistência ao cisalhamento claramente observada no vídeo.

3.5.5 Fator de segurança - Resumo

Os valores de FS convencionais calculados para os vários métodos estão resumidos na Tabela 3.

Tabela 3: Resumo do fator de segurança convencional da condição anterior ao rompimento

Seção transversal	Equilíbrio-limite ¹	FLAC 2D SSR Convencional	FLAC 3D SSR Convencional
1-1	1,5, 1,4, 1,3	1,4	1,5
2-2	1,6, 1,6, 1,2	Não calculado	
3-3	1,5, 1,7, 1,2	1,2	

Nota: ¹Fatores de segurança listados representam os seguintes cenários de superfície de deslizamento: Crista ao pé, crista ao platô e platô ao pé

Esta análise mostrou que o FS convencional usando resistências de pico antes do rompimento foi de 1,5. Foram calculados valores mais baixos, na faixa de 1,2, para o pé da barragem usando análises 2D; no entanto, a curvatura dessa área levou a um aumento do FS de 1,5 nas análises 3D. Estes resultados de FS convencionais foram baseados numa relação tensão-deformação elástica-perfeitamente plástica e foram calculados usando a abordagem típica de redução de resistência descrita por Dawson et al. (1999) e Griffiths e Lane (1999). Este método foi implementado usando-se dentro do software FLAC. Este método é diferente do FS contra o gatilho da liquefação examinado na Seção 3.3.1 porque não captura o efeito de rompimento progressivo na qual pode se desenvolver uma sequência de instabilidade como resultado de excesso de tensão em uma área qualquerdo talude da barragem. Portanto, embora o FS global convencional seja relativamente alto, as áreas locais exibiam tensão próximas ao rompimento e causariam o rompimento da barragem uma vez que fosse desencadeada a perda de resistência nessas áreas.

Esse efeito é destacado pelas análises de FS convencionais com resistências pós-liquefação, que mostraram valores de FS significativamente < 1.

3.5.6 Método do ponto material

A análise final nesta avaliação envolveu o uso do MPM para calcular como ocorreria o rompimento da barragem após o gatilho da liquefação. Isso foi executado porque as análises de deformação descritas anteriormente puderam capturar as tensões e deslocamentos até e durante o início do rompimento, mas não puderam capturar completamente a propagação do rompimento. A metodologia para desenvolver o modelo MPM seguiu a abordagem desenvolvida por Llano-Serna et al. (2016).⁹

A análise foi concluída em 2D na Seção 2 e utilizou uma versão simplificada do delineamento de rejeitos usado para as análises FLAC. A análise envolveu a atribuição de uma distribuição de

⁹ Llano-Serna, M.A., Farias, M.M., & Pedroso, D.M. (2015). An assessment of the material point method for modelling large scale run-out processes in landslides. *Landslides*, 5(13), 1057-1066.

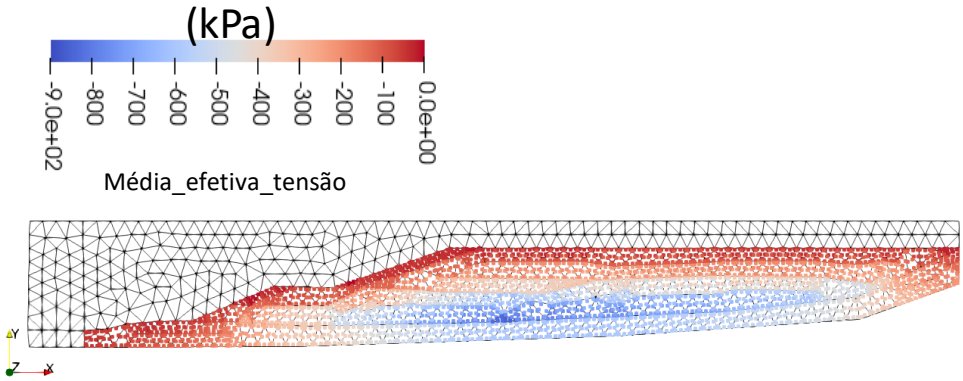
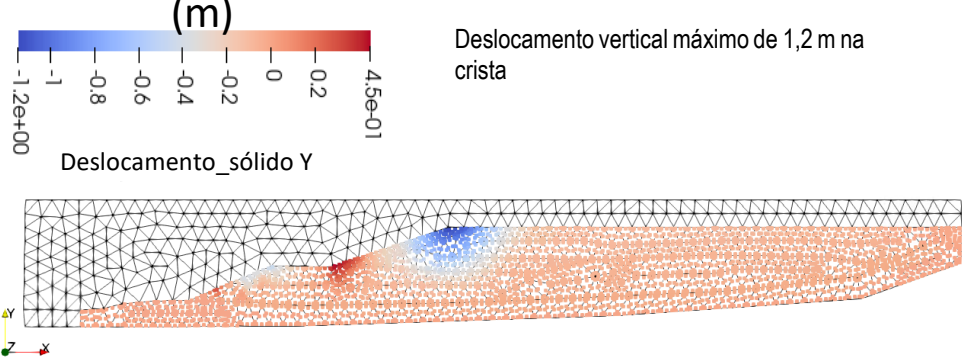
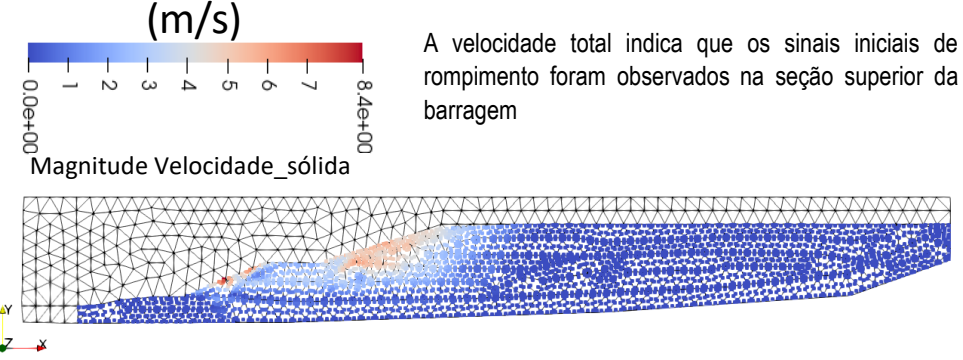
tensão usando uma abordagem gradual de mudança na gravidade. Foi utilizado um modelo constitutivo de *strain-weakening*, semelhante ao modelo constitutivo utilizado nas análises FLAC.

A razão de resistência inicial nessa análise foi $S_{u-liq}/\sigma'_v = 0,24$, que foi suficientemente baixa para iniciar o mecanismo de rompimento no modelo e observar a progressão do rompimento.

A Tabela 4 resume os resultados do modelo MPM. Os resultados do modelo MPM foram comparados com imagens de vídeo disponíveis para avaliar a evolução do rompimento de barragem. Em $t = 2$ segundos (s), foi estimada uma velocidade de cerca de 5 metros por segundo (m / s) dentro do corpo dos rejeitos atrás da face. Em $t = 5$ s, foram observadas rachaduras transversais nas imagens de vídeo. O modelo numérico mostra uma concentração de tensão desviativa se unindo no pé da barragem que se propaga para cima atrás das bermas nesta fase. Em $t = 7$ s, o abaulamento da face é evidente tanto na gravação de vídeo quanto no modelo. O recalque contínuo da crista e o retrocesso de múltiplas superfícies de deslizamento ocorreram no modelo de uma forma representativa das imagens de vídeo. O gráfico cinemático da Figura 61 mostra uma aceleração total aproximada de 3 m/s^2 de $t = 0$ s a $t = 10$ s quando a massa rompida atinge uma velocidade máxima de cerca de 30 m/s (isto é, 100 km/h). Em $t = 15$ s, a rompimento está bem desenvolvido em toda a altura da barragem; a velocidade de esgotamento mostrada na Figura 61 indica valores que variam entre 25 m/s e 30 m/s.

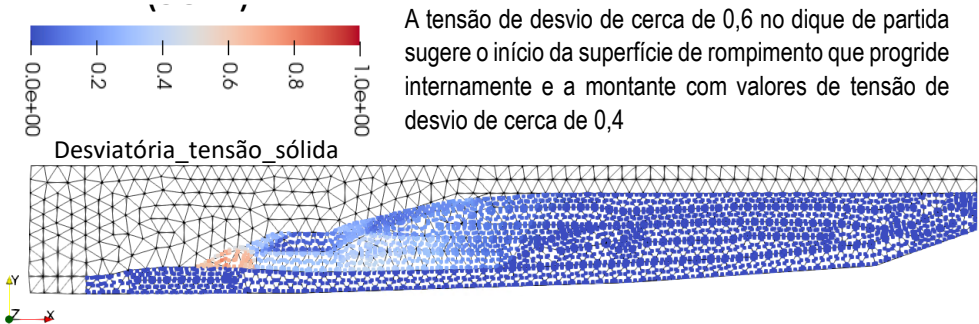
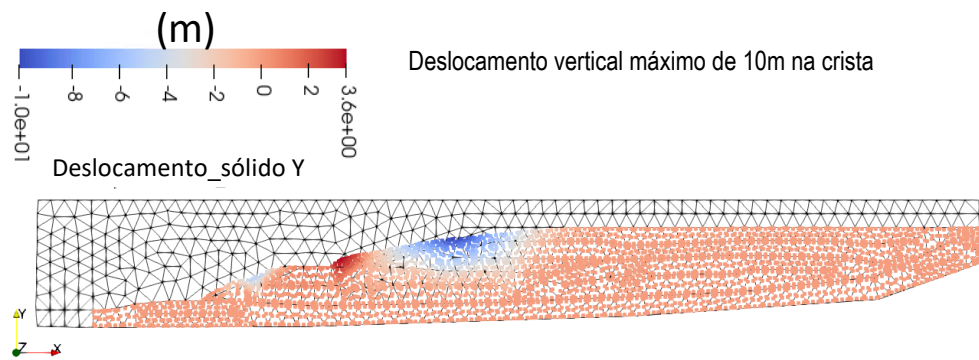
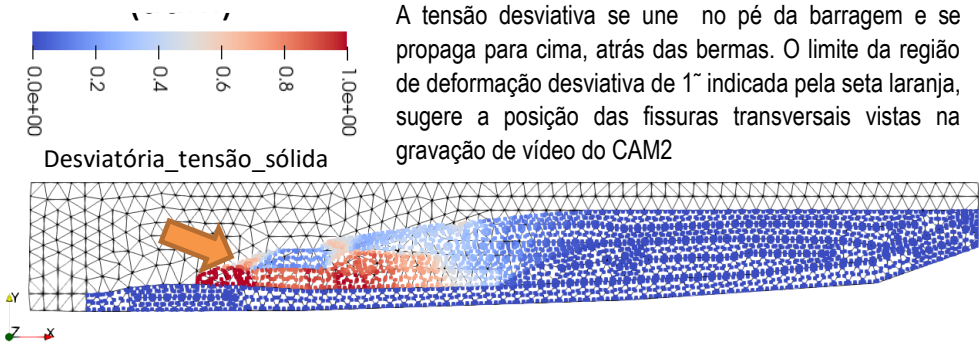
Em resumo, essa análise mostrou que, uma vez iniciado a rompimento, ele se desenvolveria em uma série de planos de rompimento regressivos, os quais ocorreriam de acordo com um ritmo que correspondeu às observações. Essa análise forneceu um suporte adicional para a relação de *strain-weakening* utilizada em análises anteriores.

Tabela 4: Ilustração dos principais resultados da análise MPM mostrando a progressão do rompimento

0 (Tensão inicial)	 (kPa) Média_efetiva_tensão
1 segundo	 (m) Deslocamento_sólido Y Deslocamento vertical máximo de 1,2 m na crista
2 segundos	 (m/s) Magnitude Velocidade_sólida A velocidade total indica que os sinais iniciais de rompimento foram observados na seção superior da barragem

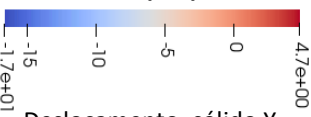
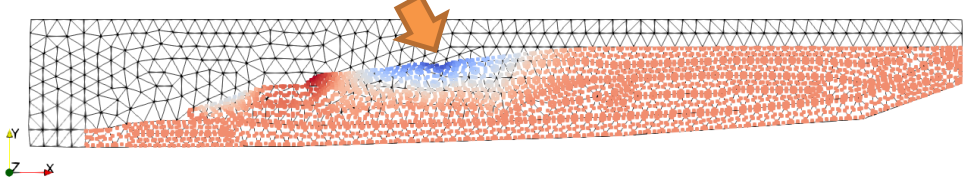
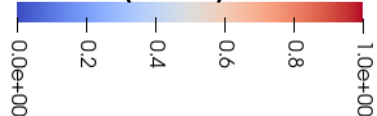
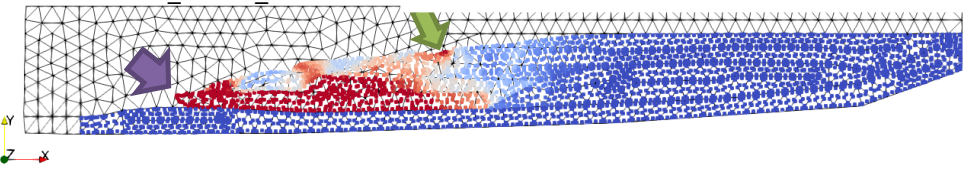
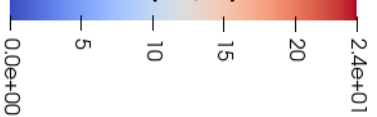
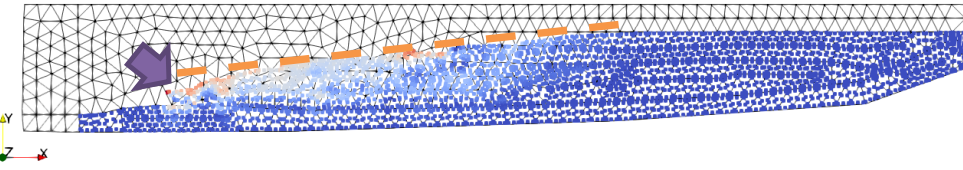
Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

3 segundos	 A tensão de desvio de cerca de 0,6 no dique de partida sugere o início da superfície de rompimento que progride internamente e a montante com valores de tensão de desvio de cerca de 0,4 Desviatória_tensão_sólida
4 segundos	 (m) Deslocamento_sólido Y Deslocamento vertical máximo de 10m na crista
5 segundos	 A tensão desviativa se une no pé da barragem e se propaga para cima, atrás das bermas. O limite da região de deformação desviativa de 1" indicada pela seta laranja, sugere a posição das fissuras transversais vistas na gravação de vídeo do CAM2 Desviatória_tensão_sólida

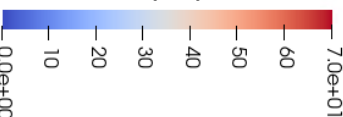
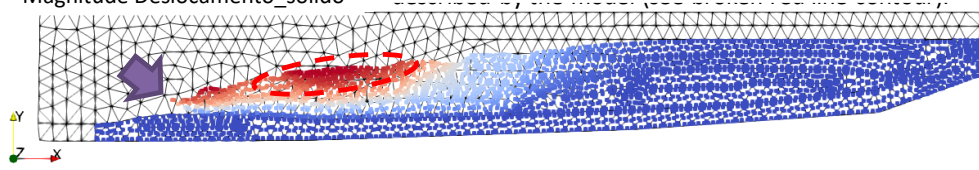
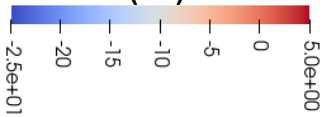
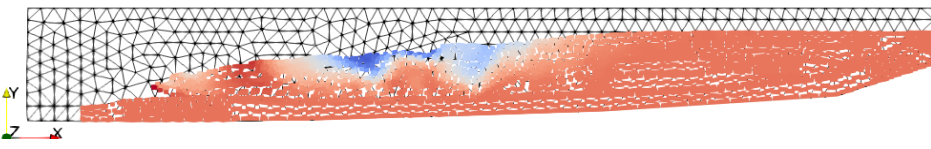
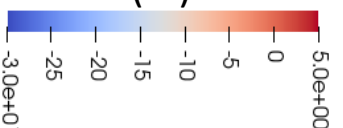
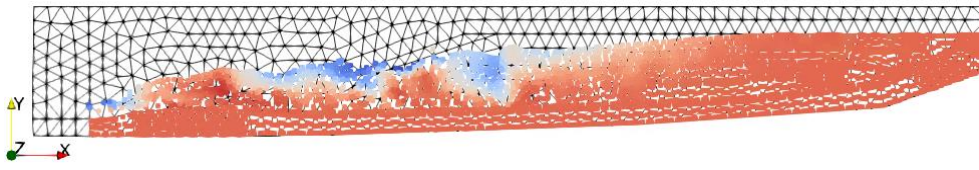
Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

6 segundos	(m)  Deslocamento_sólido Y O deslocamento vertical máximo de 17 m na crista e na forma deformada (ver seta laranja) mostra o desenvolvimento da escarpa principal 
7 segundos	(adm)  Desviatória_tensão_sólida Concentração de tensão desviativa igual à junção no pé. Seta roxa mostra abaulamento. A seta verde mostra a concentração de deformação desviativa igual a uma na localização do dorso posterior na análise do vídeo 
8 segundos	(m/s)  Magnitude Velocidade_sólida O avanço do pé progride a uma velocidade entre 20,0 e 24,0 m / s. O cone de depleção (linha laranja quebrada) se estende para a parte traseira da instalação 

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

9 segundos	(m)  Magnitude Deslocamento_sólido O deslocamento máximo da massa de rompimento chega a 70,0 m. O modelo é capaz de reproduzir o volume visto na gravação de vídeo do CAM1 (veja a seta roxa). As fissuras sub-transversais vistas na gravação do vídeo estão localizadas na região de deslocamento máximo descrita pelo modelo (veja o contorno da linha vermelha pontilhada) 
10 segundos	(m)  Deslocamento_sólido Y A gravação de vídeo do CAM1 mostra uma escarpa bem desenvolvida que progride em direção à parte traseira da instalação. O modelo numérico mostra a regressão escassear progressivamente. A altura da escarpa calculada varia entre 15,0 m a 25,0 m. O CAM1 mostra jatos de água vindos do pé. 
15 segundos	(m)  Deslocamento_sólido Y A gravação de vídeo da CAM1 mostra uma escarpa bem desenvolvida que progride em direção à parte traseira da instalação. O modelo numérico mostra a regressão escassear progressivamente. A altura da escarpa calculada varia entre 25,0m e 30,0m 

Relatório do Painel de Especialistas sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Feijão

Apêndice H - Análise de Deformação e Estabilidade

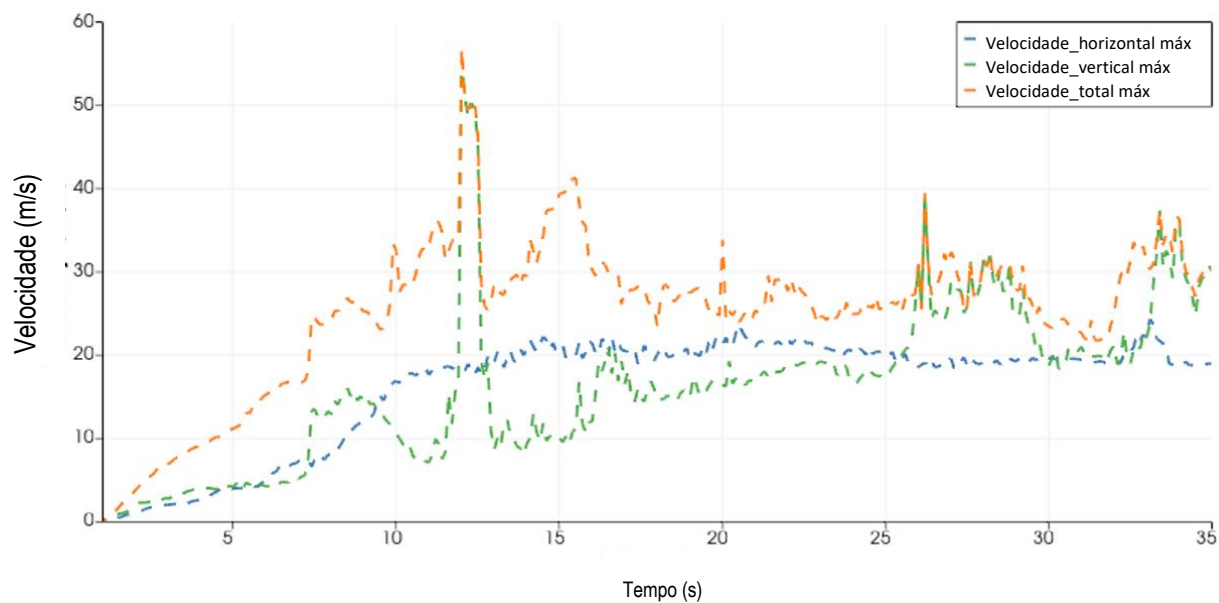
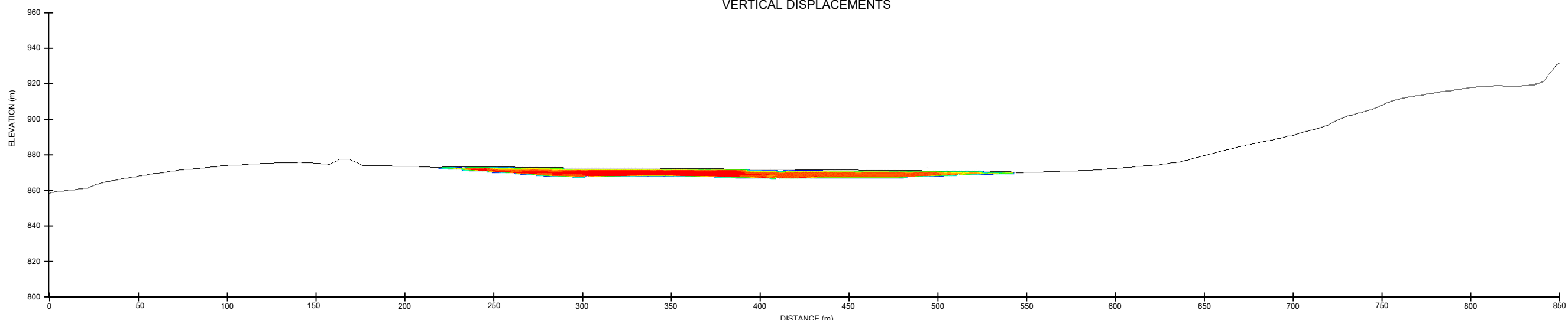
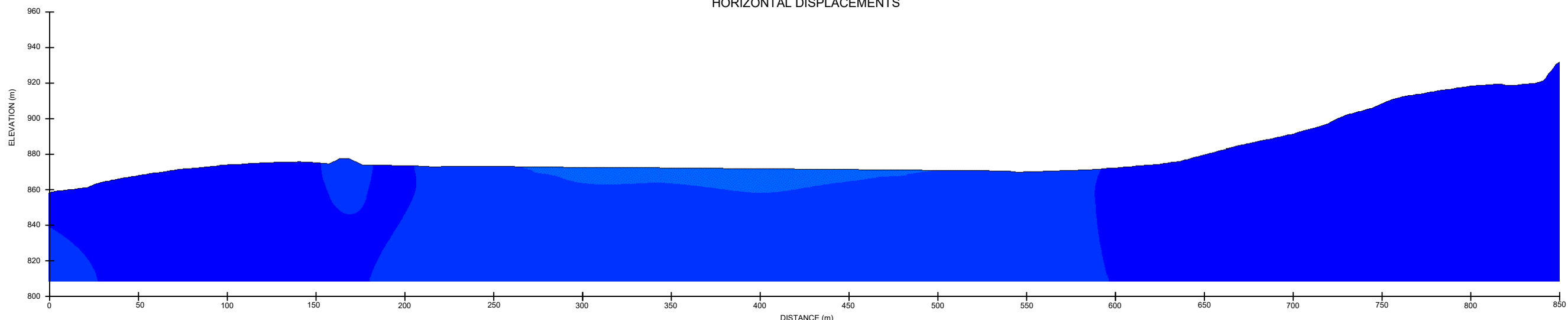
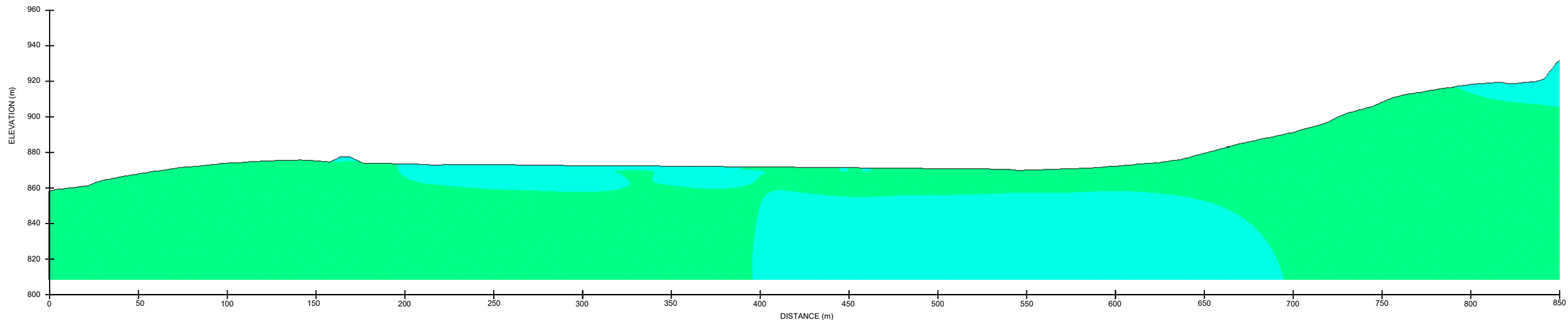


Figura 57: Alteração da velocidade máxima durante o rompimento em função do tempo

Appendix H

Annex 1 – 2D FLAC Deformation Results

December 2019



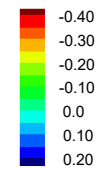
1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

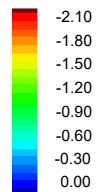
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

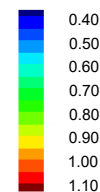
HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)



VERTICAL DISPLACEMENTS



MOBILIZED INSTABILITY RATIO



CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
MOHR COULOMB MODEL
SECTION 1-1' - EL. 877 m

SCALE

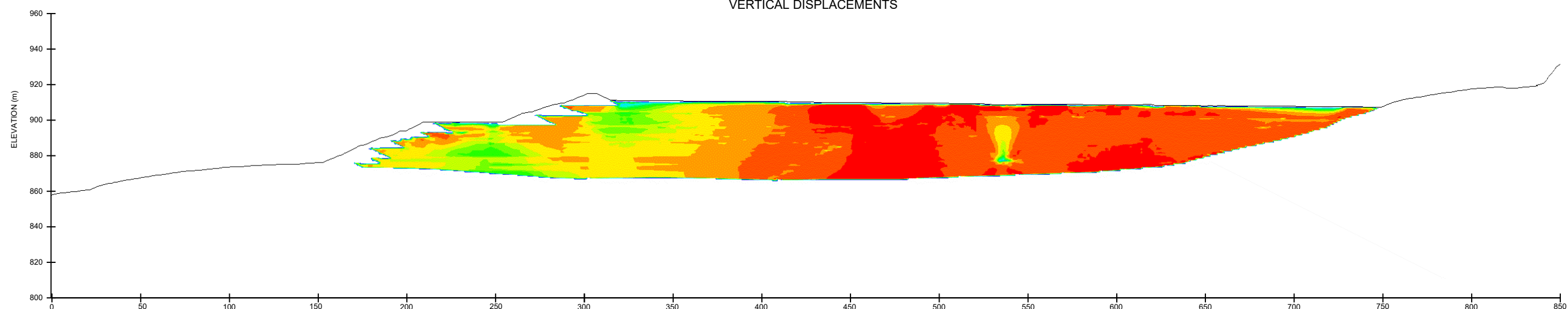
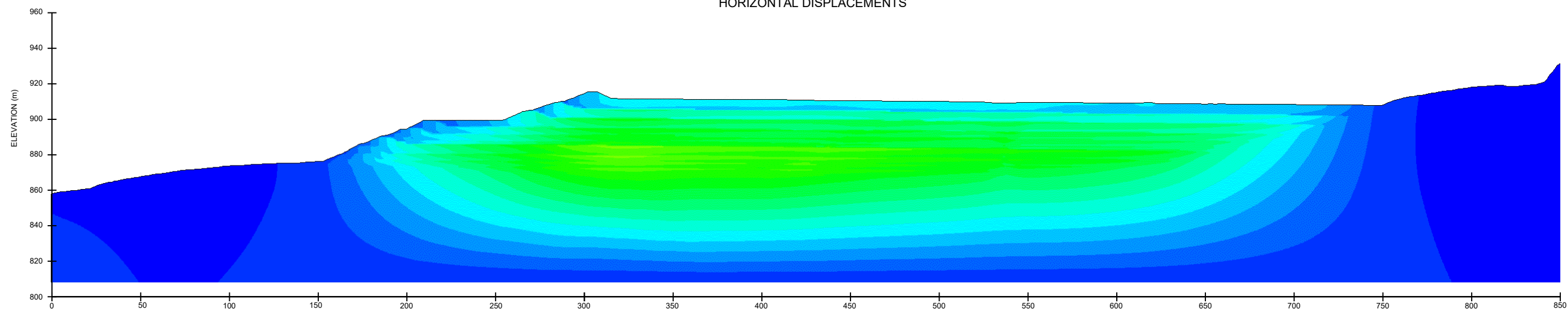
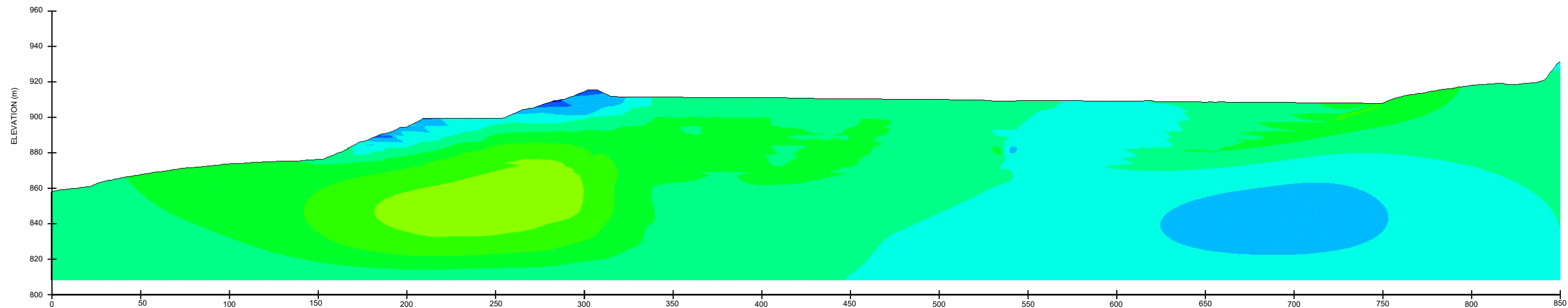
1:2,500

PROJECT No.

FIG. No.

1

KCB-FIG-B-4



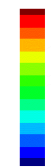
1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

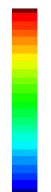
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

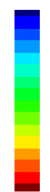
HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)



VERTICAL DISPLACEMENTS



MOBILIZED INSTABILITY RATIO



CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
MOHR COULOMB MODEL
SECTION 1-1' - EL. 916.5 m

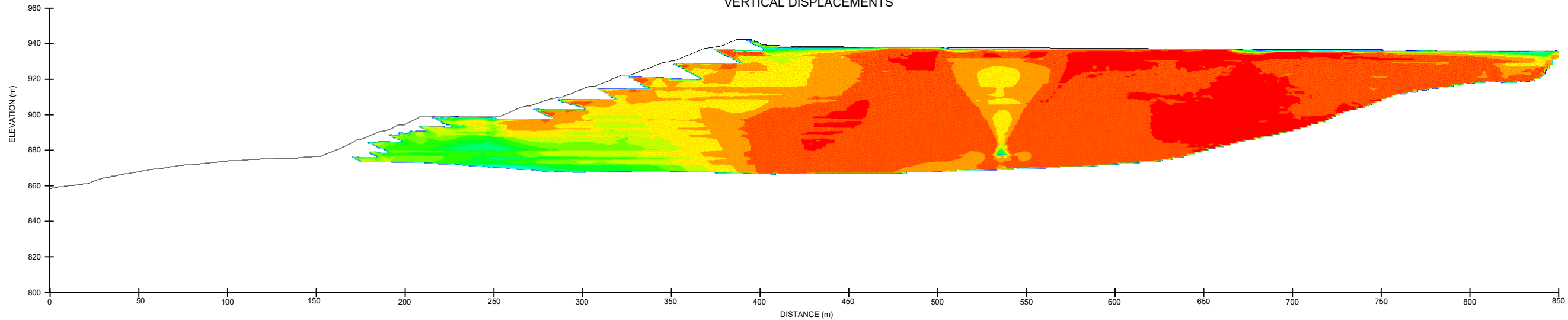
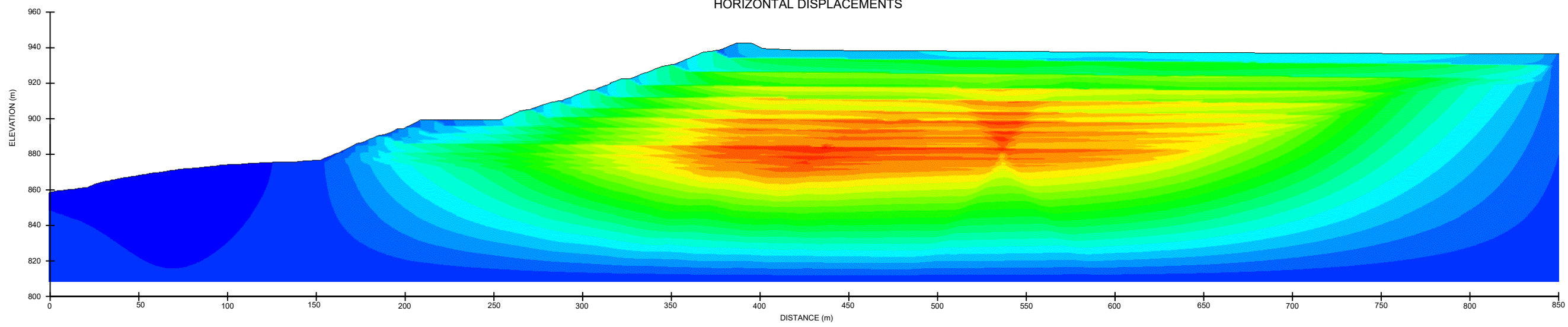
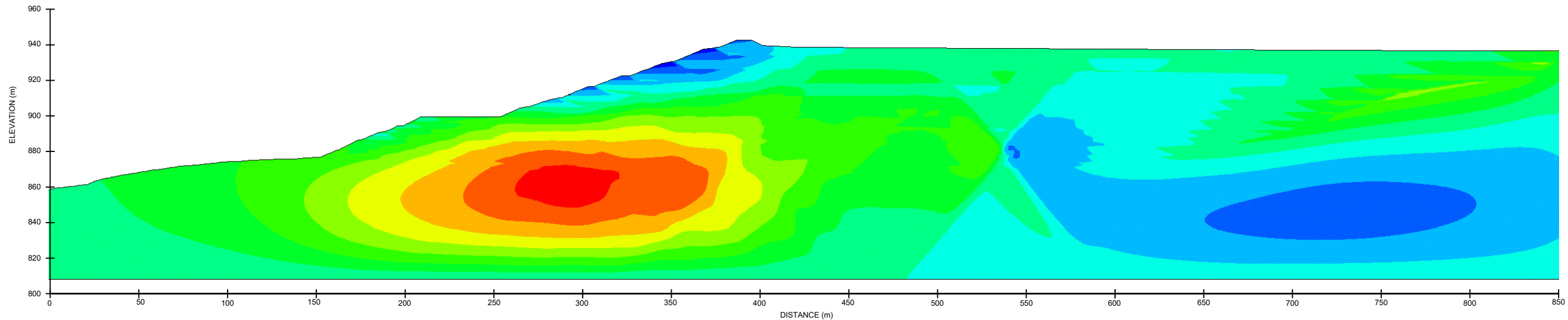
SCALE
1:2,500

PROJECT No.

FIG. No.

2

KCB-FIG-B-L



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.

2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)

-0.40
-0.30
-0.20
-0.10
0.0
0.10
0.20

VERTICAL DISPLACEMENTS

-2.10
-1.80
-1.50
-1.20
-0.90
-0.60
-0.30
0.00

MOBILIZED INSTABILITY RATIO

0.40
0.50
0.60
0.70
0.80
0.90
1.00
1.10

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

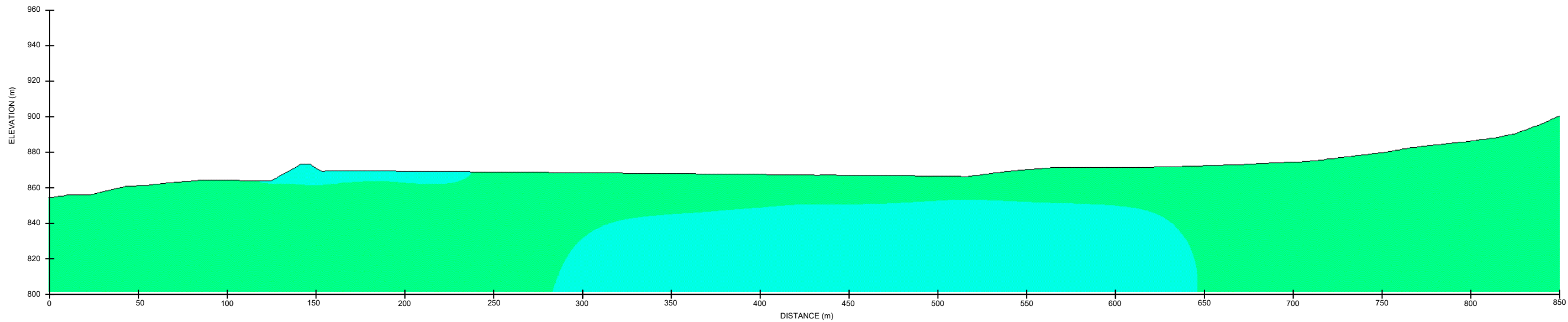
TITLE

APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
MOHR COULOMB MODEL
SECTION 1-1' - EL. 942 m

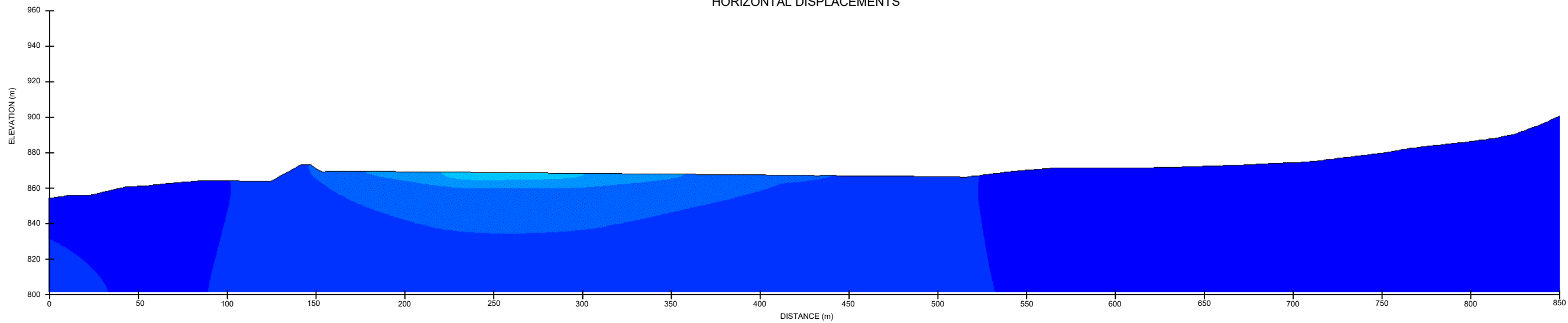
SCALE 1:2,500

PROJECT No.

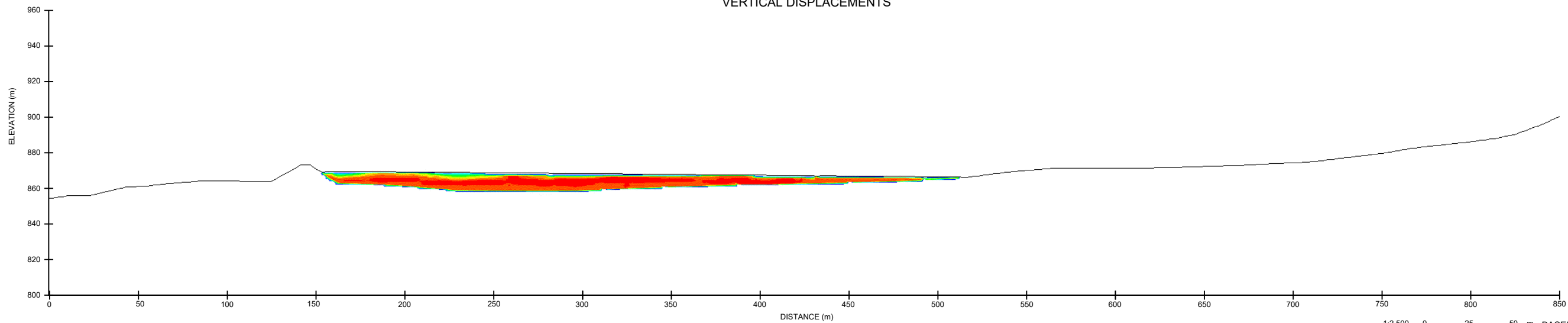
FIG. No. 3



HORIZONTAL DISPLACEMENTS



VERTICAL DISPLACEMENTS



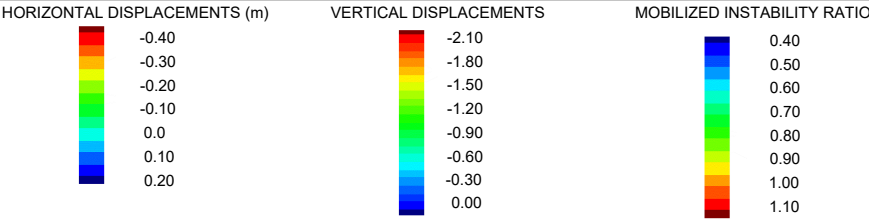
MOBILIZED STABILITY RATIO

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

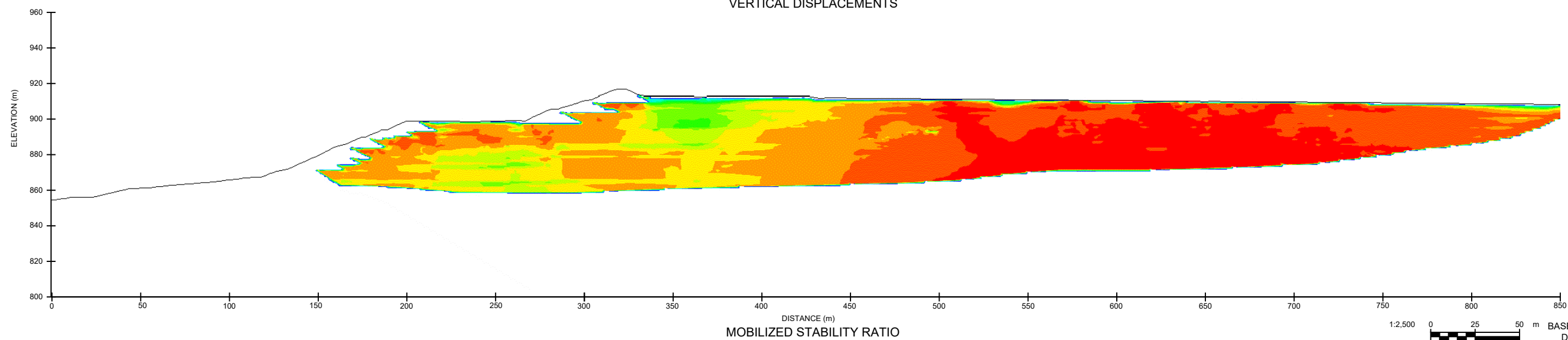
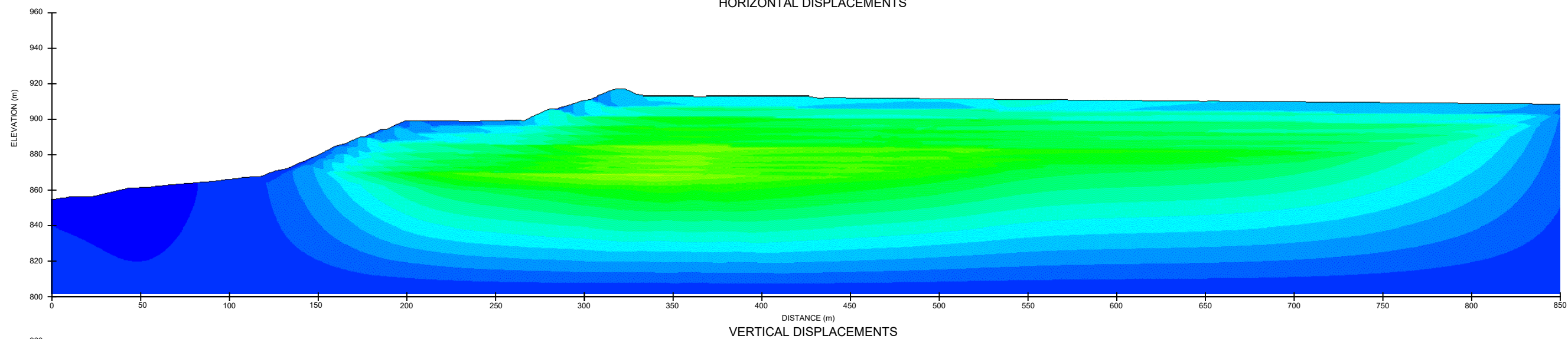
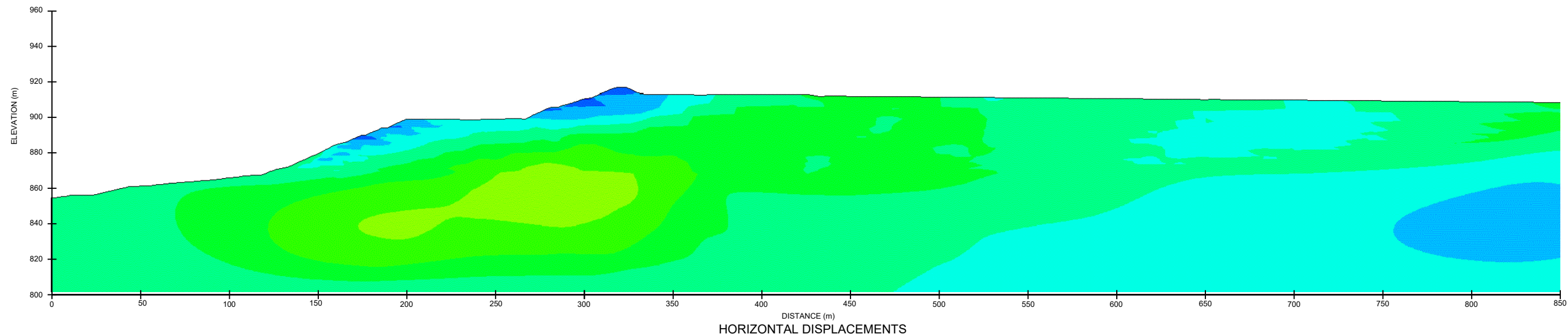
NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:



CLIENT	PROJECT REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1	
	TITLE APPENDIX H 2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS MOHR COULOMB MODEL SECTION 2-2' - EL. 874 m	
SCALE 1:2,500	PROJECT No.	FIG. No. 4



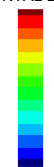
1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

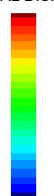
LEGEND:

HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)



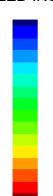
-0.40
-0.30
-0.20
-0.10
0.0
0.10
0.20

VERTICAL DISPLACEMENTS



-2.10
-1.80
-1.50
-1.20
-0.90
-0.60
-0.30
0.00

MOBILIZED INSTABILITY RATIO



0.40
0.50
0.60
0.70
0.80
0.90
1.00
1.10

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
MOHR COULOMB MODEL
SECTION 2-2' - EL. 916.5 m

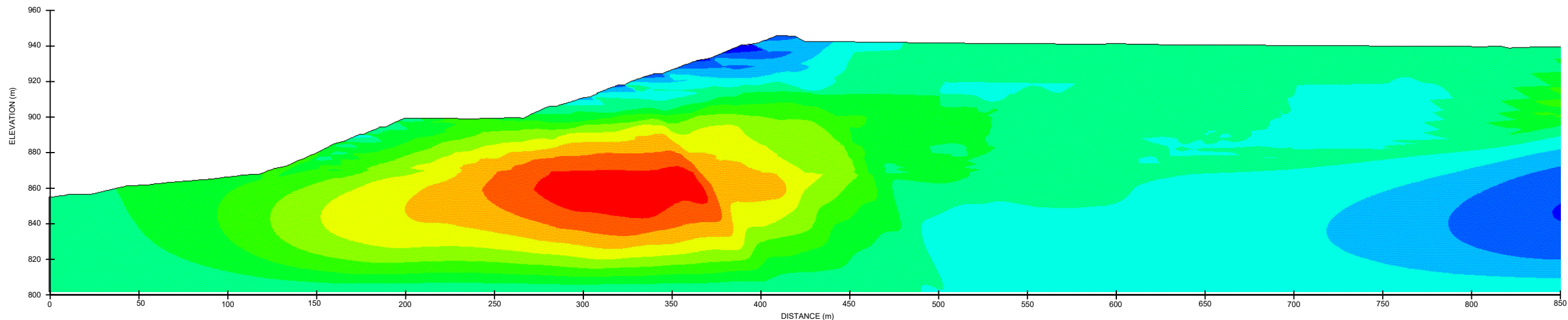
SCALE
1:2,500

PROJECT No.

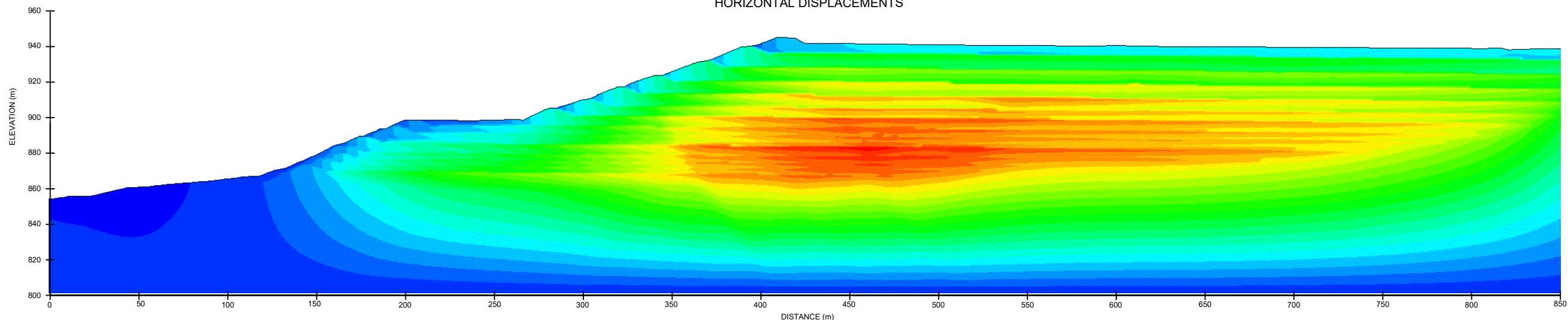
FIG. No.

5

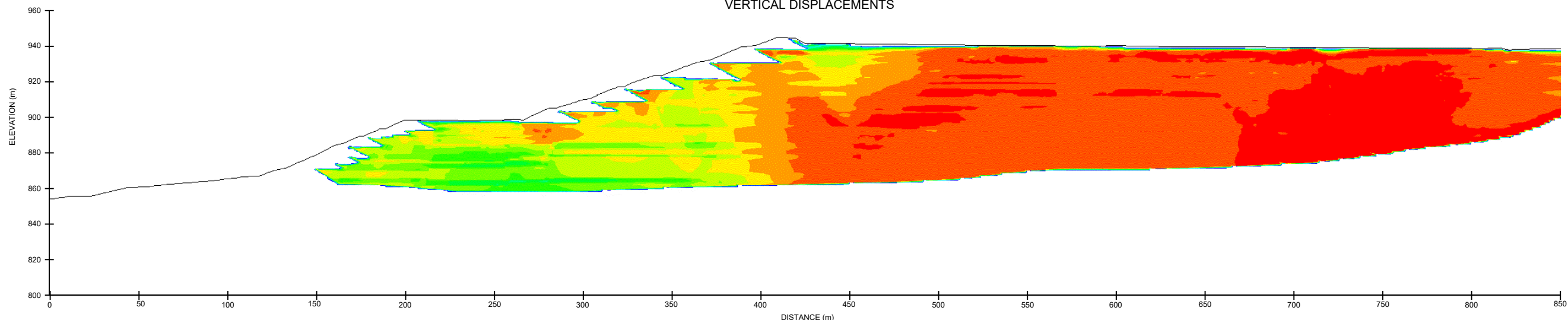
KCB-FIG-B-L



HORIZONTAL DISPLACEMENTS



VERTICAL DISPLACEMENTS



MOBILIZED STABILITY RATIO

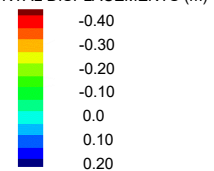
1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

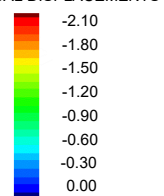
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

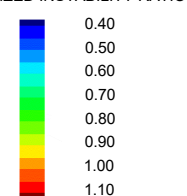
HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)



VERTICAL DISPLACEMENTS



MOBILIZED INSTABILITY RATIO



CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
MOHR COULOMB MODEL
SECTION 2-2' - EL. 942 m

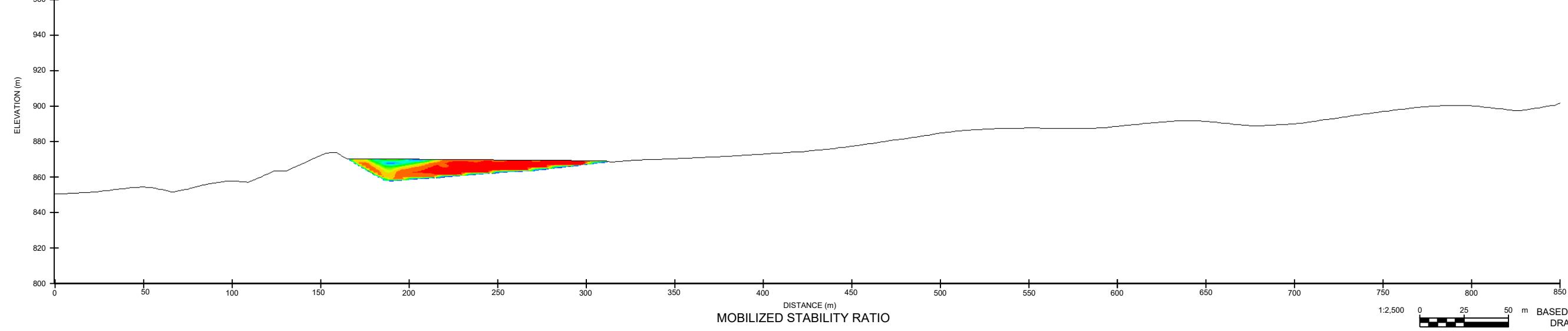
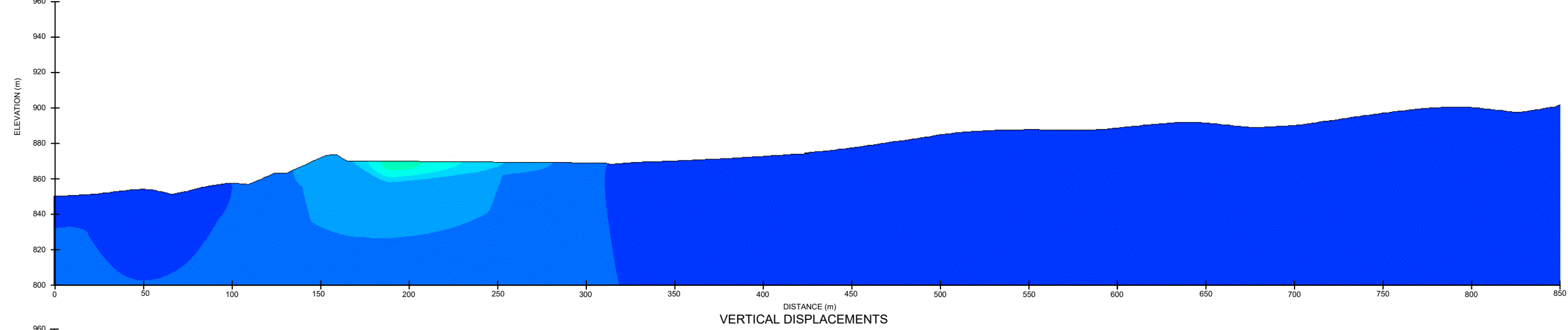
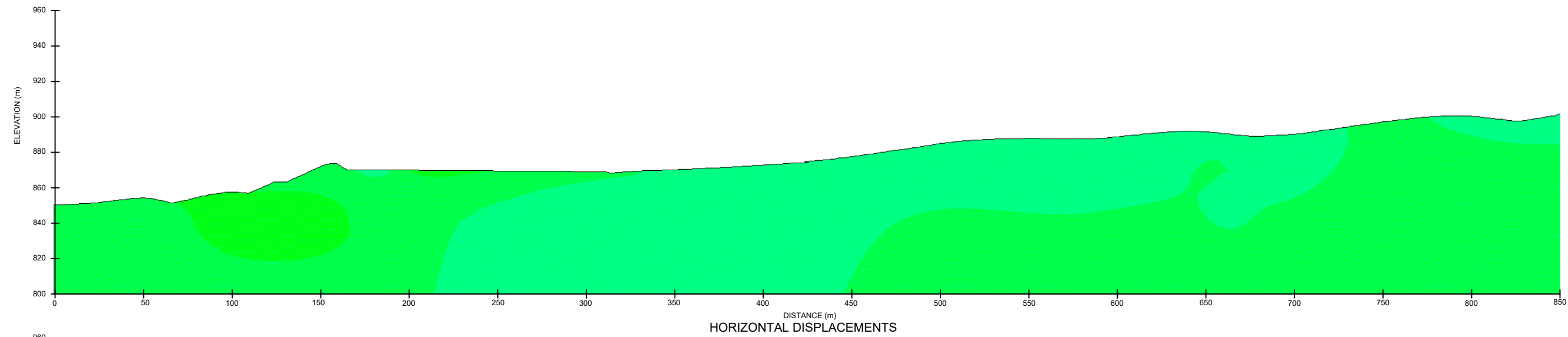
SCALE
1:2,500

PROJECT No.

FIG. No.

6

KCB-FIG-B-4



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

- 1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
- 2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)

VERTICAL DISPLACEMENTS

MOBILIZED INSTABILITY RATIO

CLIENT

PROJECT

TITLE

SCALE

PROJECT No.

FIG. No.

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

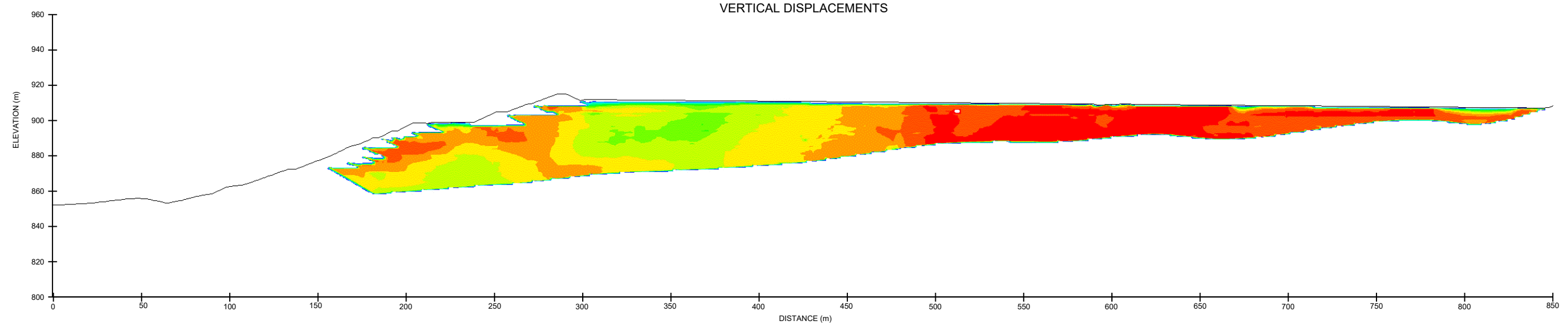
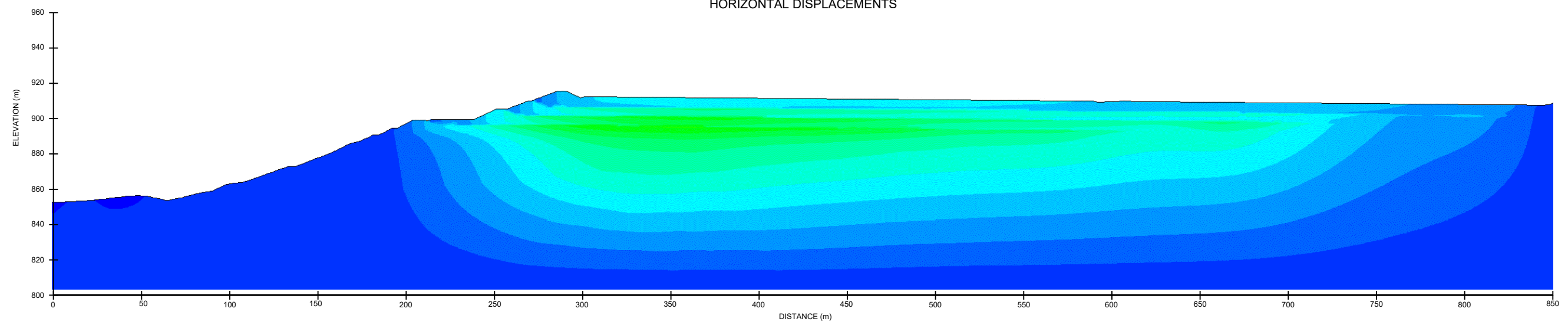
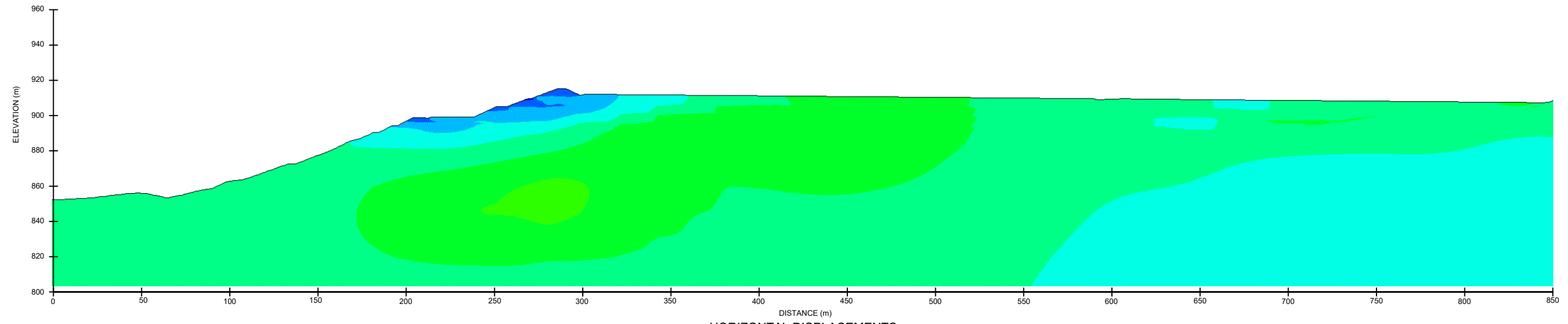
APPENDIX H

2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS

MOHR COULOMB MODEL

SECTION 3-3' - EL. 874 m

7



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.

2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)

-0.40
-0.30
-0.20
-0.10
0.00
0.10
0.20

VERTICAL DISPLACEMENTS

-2.10
-1.80
-1.50
-1.20
-0.90
-0.60
-0.30
-0.00

MOBILIZED INSTABILITY RATIO

0.40
0.50
0.60
0.70
0.80
0.90
1.00
1.10

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

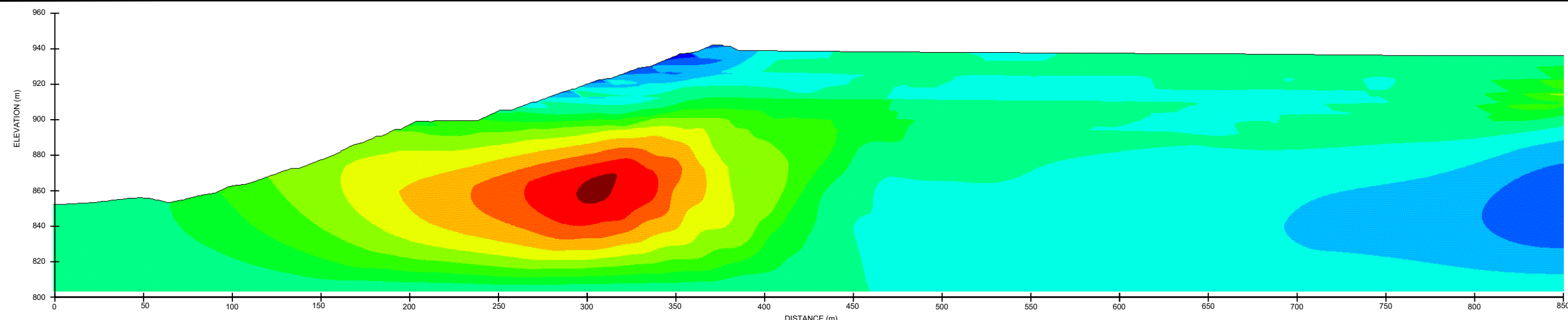
TITLE

APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
MOHR COULOMB MODEL
SECTION 3-3' - EL. 916.5 m

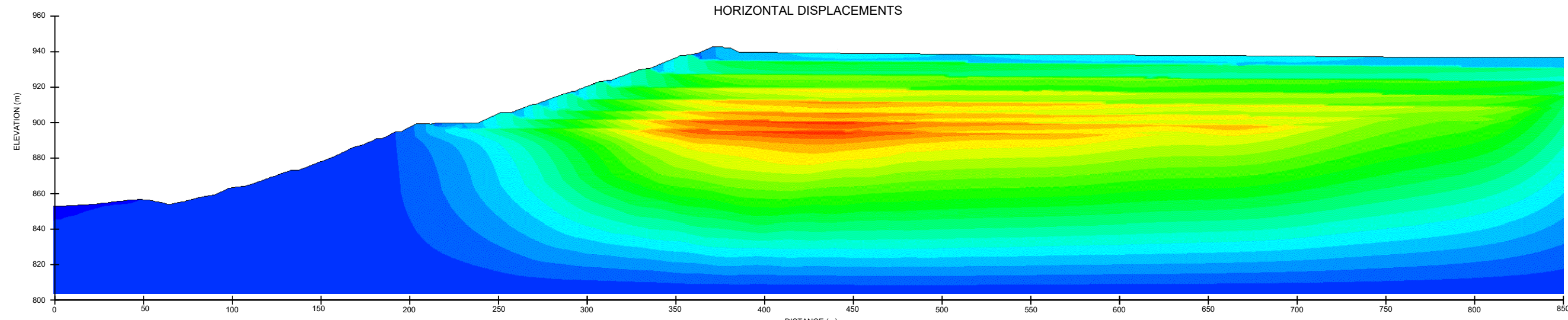
SCALE 1:2,500

PROJECT No.

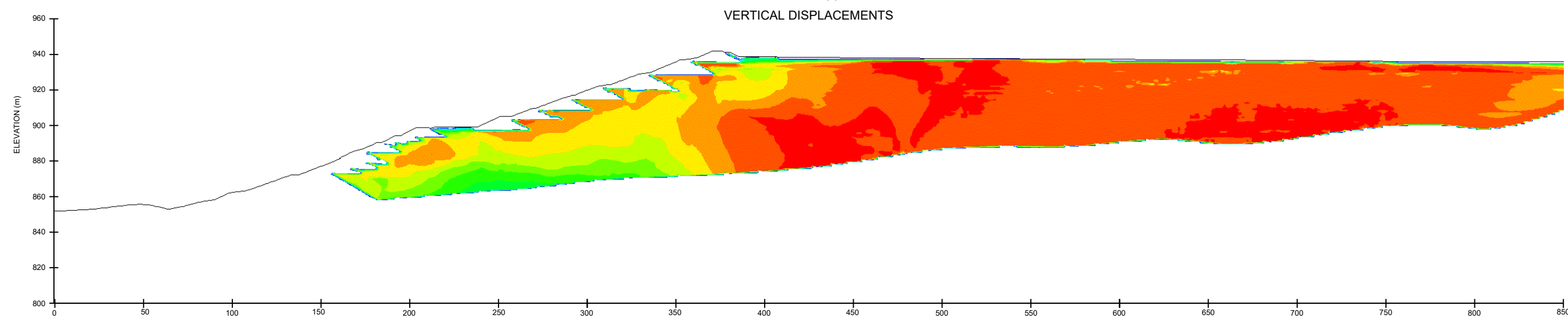
FIG. No. 8



HORIZONTAL DISPLACEMENTS



VERTICAL DISPLACEMENTS



MOBILIZED STABILITY RATIO

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

- ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
- MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)

VERTICAL DISPLACEMENTS

MOBILIZED INSTABILITY RATIO

CLIENT

PROJECT

TITLE

SCALE

PROJECT No.

FIG. No.

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

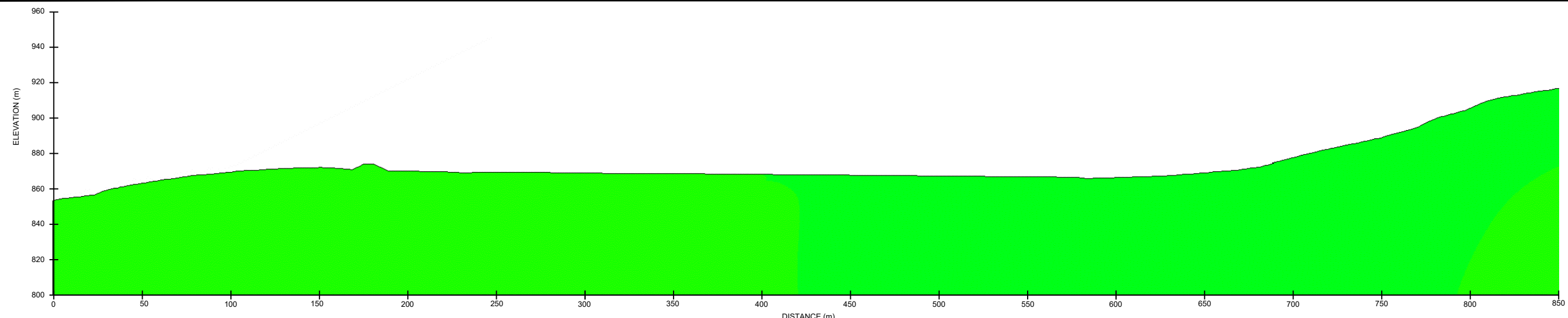
APPENDIX H

2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS

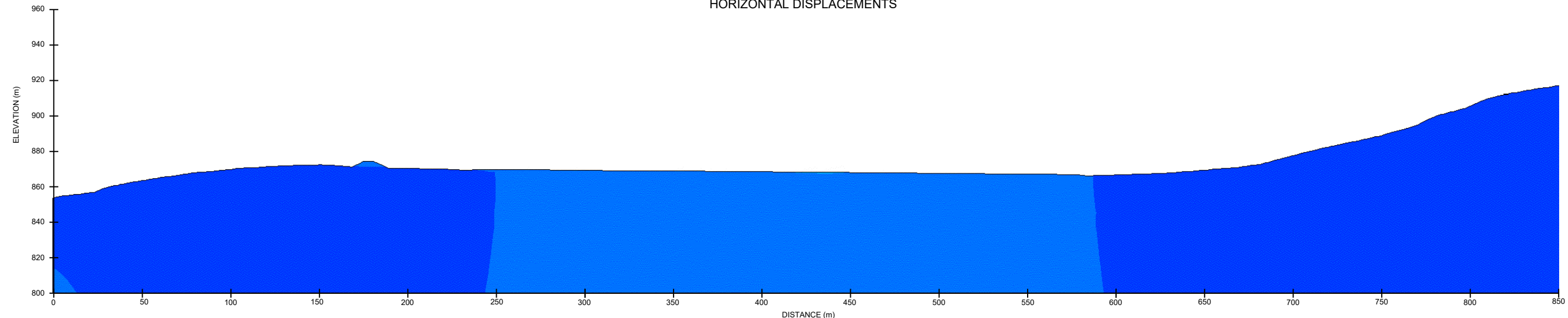
MOHR COULOMB MODEL

SECTION 3-3' - EL. 942 m

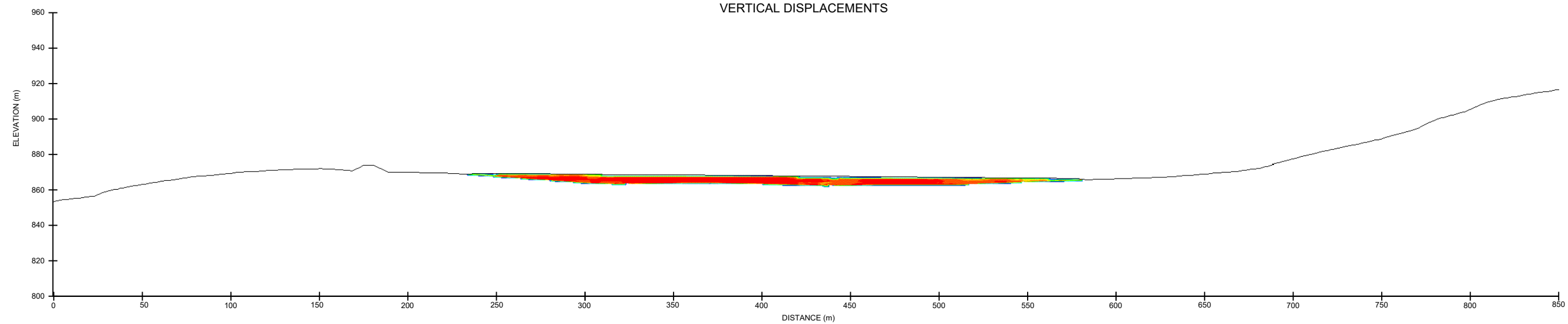
9



HORIZONTAL DISPLACEMENTS



VERTICAL DISPLACEMENTS



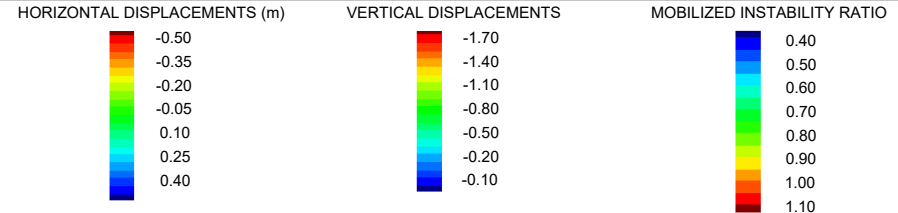
MOBILIZED STABILITY RATIO

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

- 1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
- 2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:



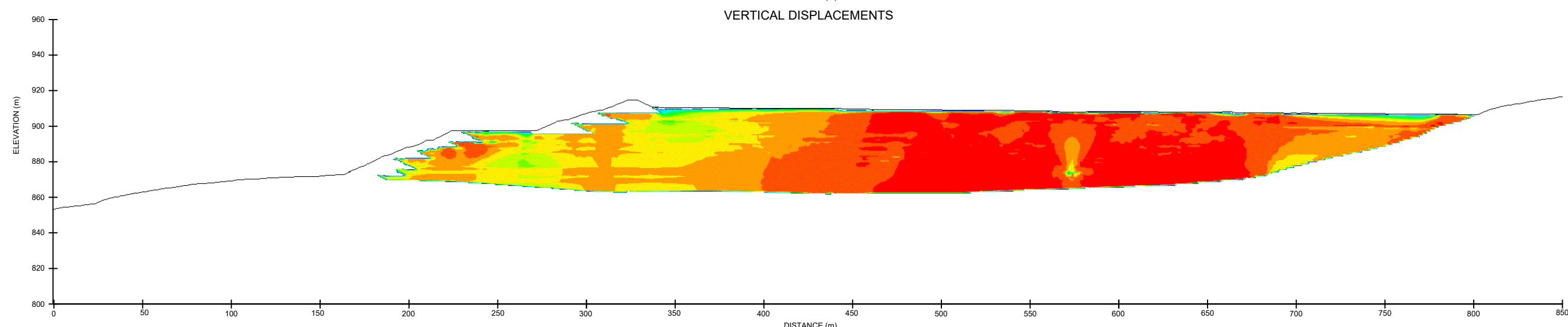
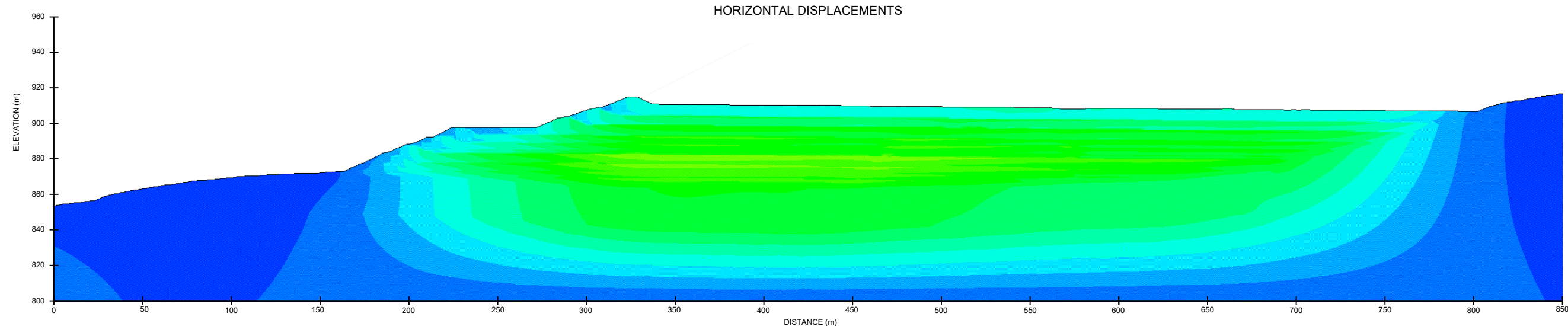
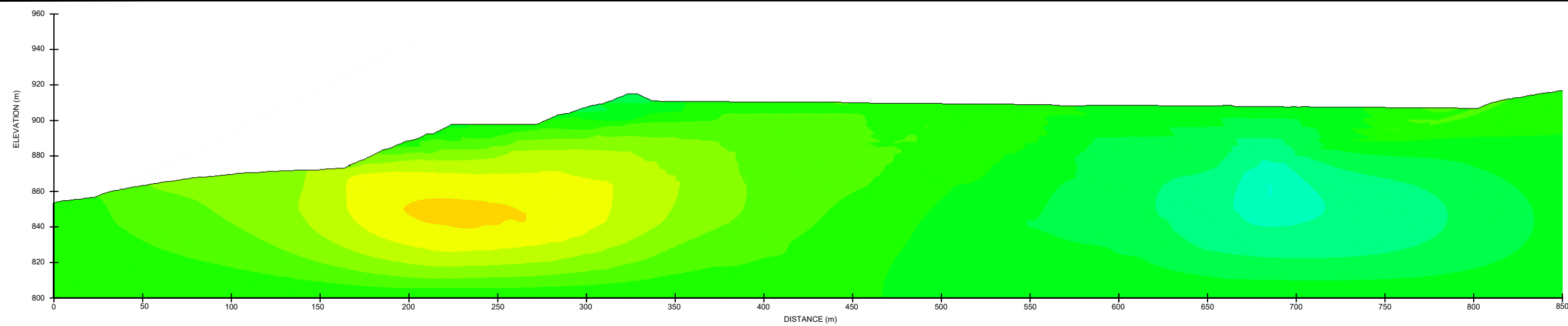
CLIENT

PROJECT
REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE
APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
STRAIN WEAKENING MODEL
SECTION 1-1' - EL. 877 m

SCALE 1:2,500 PROJECT No. FIG. No. 10

KCB-FEJ-B-L



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

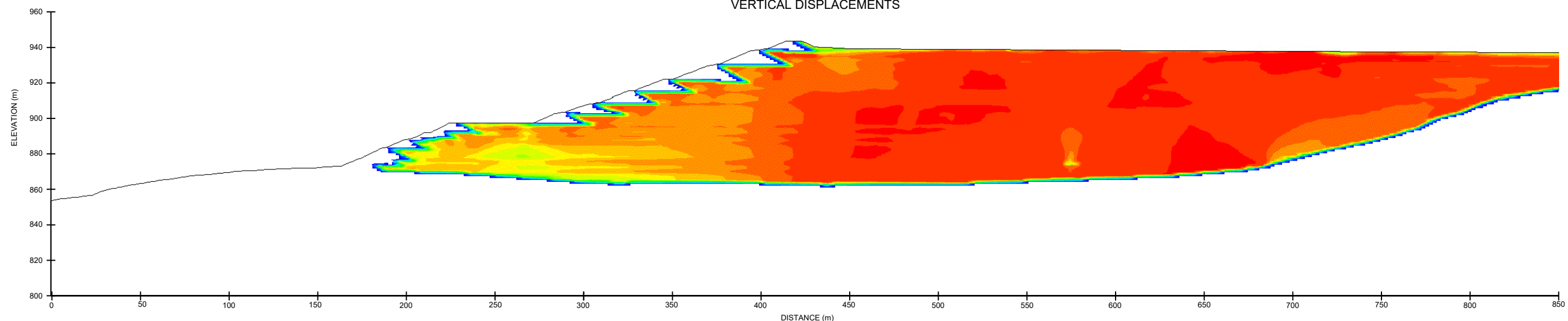
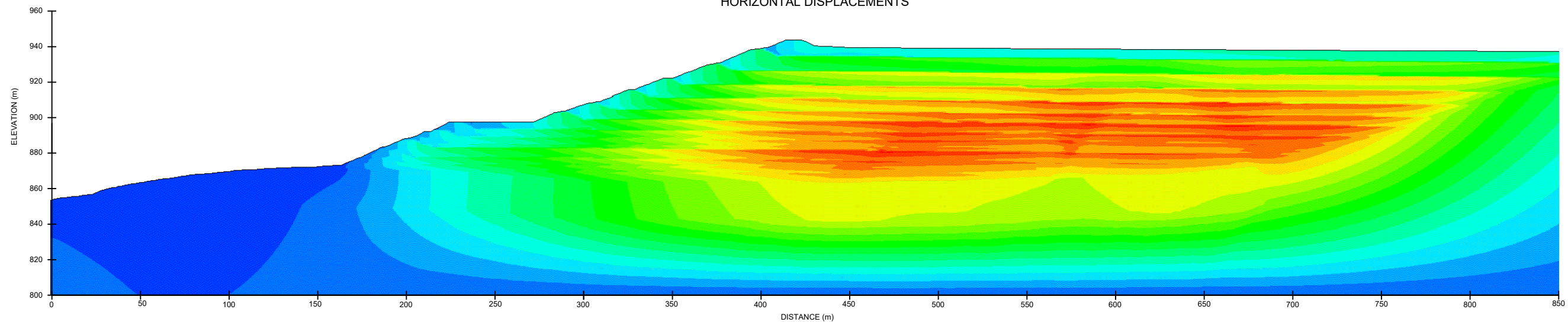
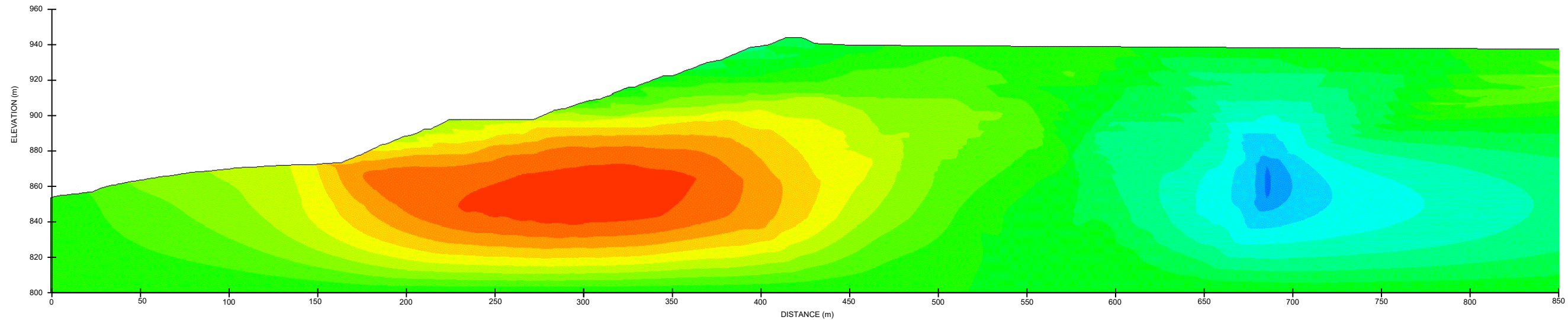
NOTES:

- ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
- MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)	VERTICAL DISPLACEMENTS	MOBILIZED INSTABILITY RATIO
-0.50	-1.70	0.40
-0.35	-1.40	0.50
-0.20	-1.10	0.60
-0.05	-0.80	0.70
0.10	-0.50	0.80
0.25	-0.20	0.90
0.40	-0.10	1.00
		1.10

CLIENT	PROJECT
	REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1
	TITLE
	APPENDIX H 2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS STRAIN WEAKENING MODEL SECTION 1-1' - EL. 916.5 m
SCALE	PROJECT No.
1:2,500	FIG. No.
	11



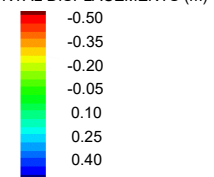
1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

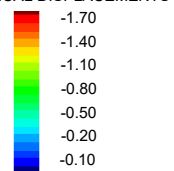
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

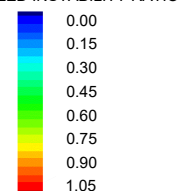
HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)



VERTICAL DISPLACEMENTS



MOBILIZED INSTABILITY RATIO



CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

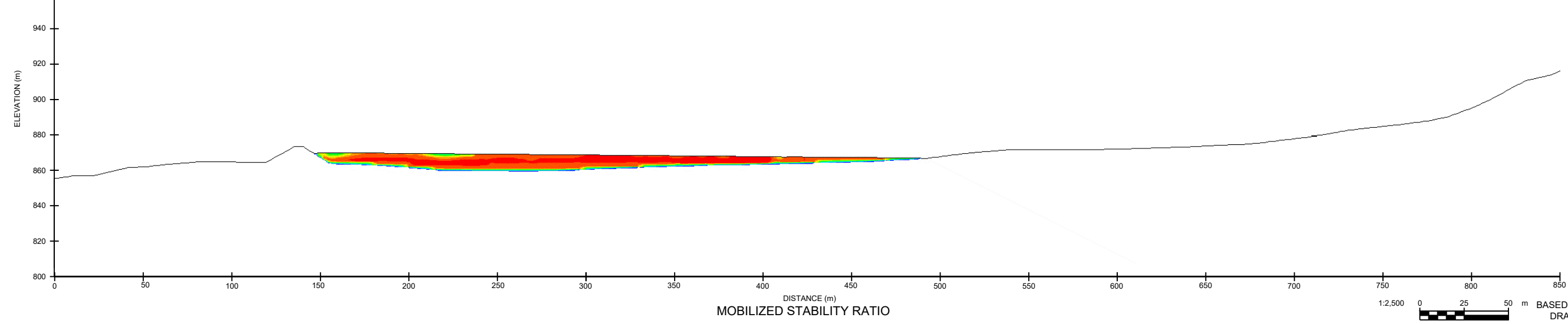
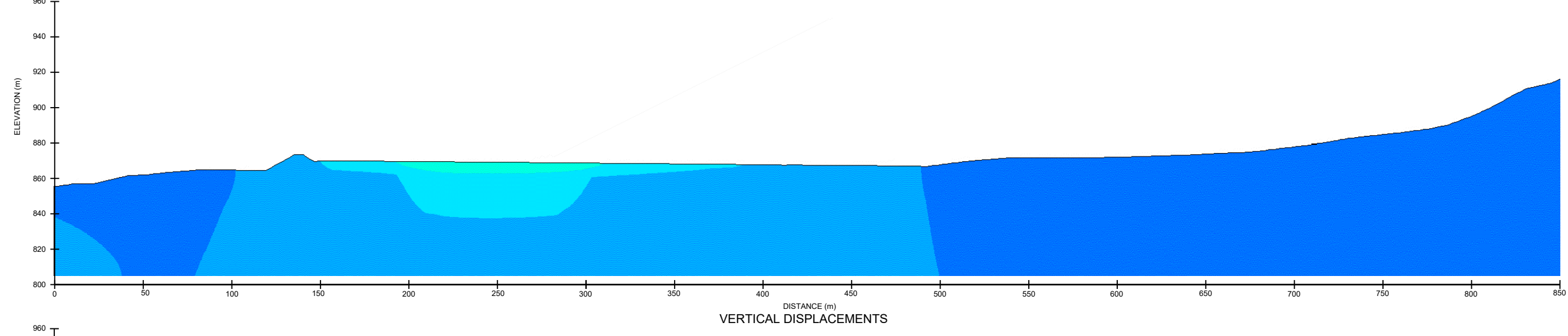
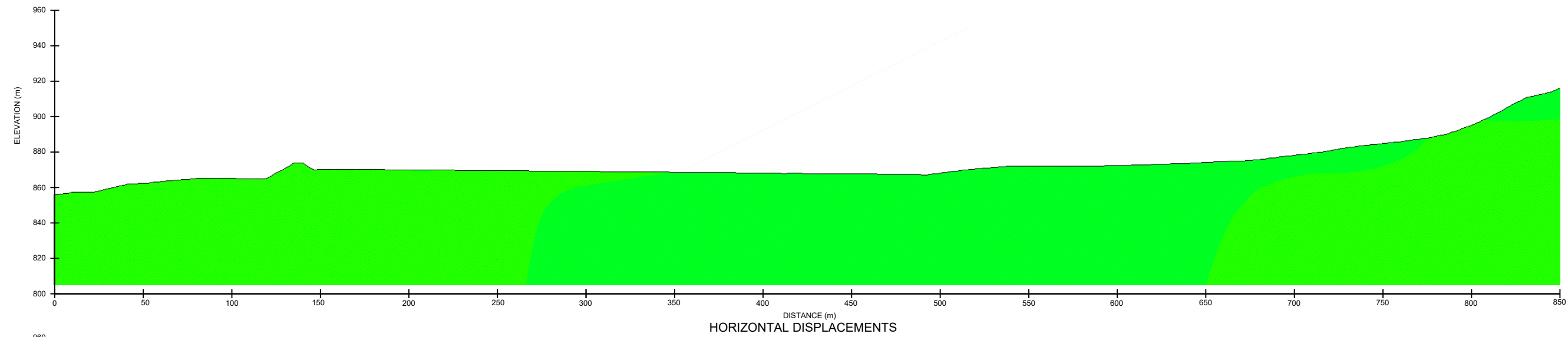
APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
STRAIN WEAKENING MODEL
SECTION 1-1' - EL. 942 m

SCALE
1:2,500

PROJECT No.

FIG. No.
12

KCB-FIG-B-L



NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.

2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)

-0.40
-0.30
-0.20
-0.05
0.00
0.10
0.20
0.30
0.40

VERTICAL DISPLACEMENTS

-1.70
-1.40
-1.10
-0.80
-0.50
-0.20
-0.10

MOBILIZED INSTABILITY RATIO

0.40
0.50
0.60
0.70
0.80
0.90
1.00
1.10

CLIENT

PROJECT

TITLE

SCALE

PROJECT No.

FIG. No.

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

APPENDIX H

2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS

STRAIN WEAKENING MODEL

SECTION 2-2' - EL. 874 m

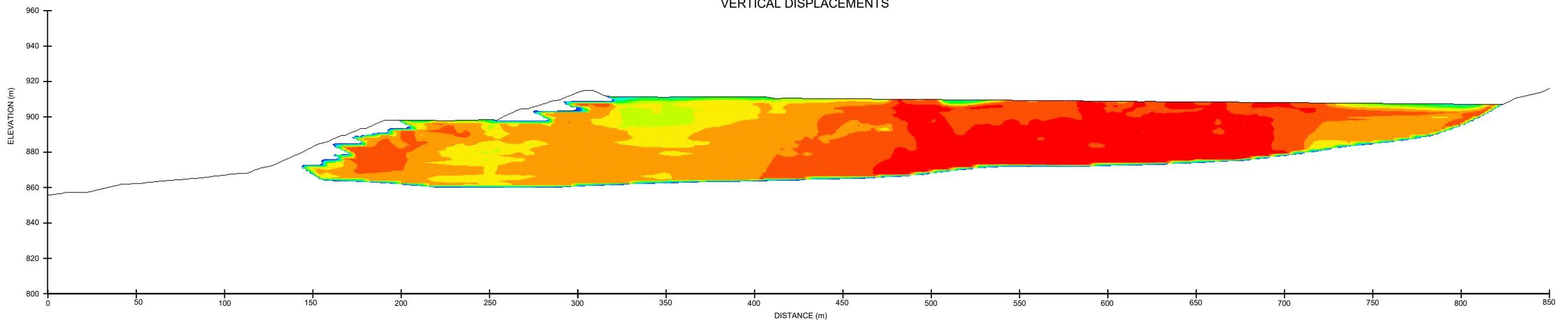
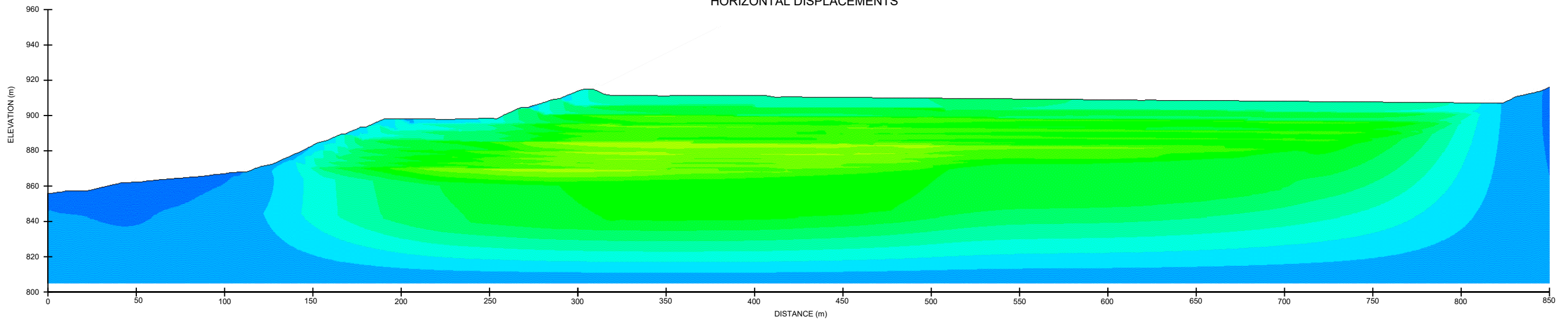
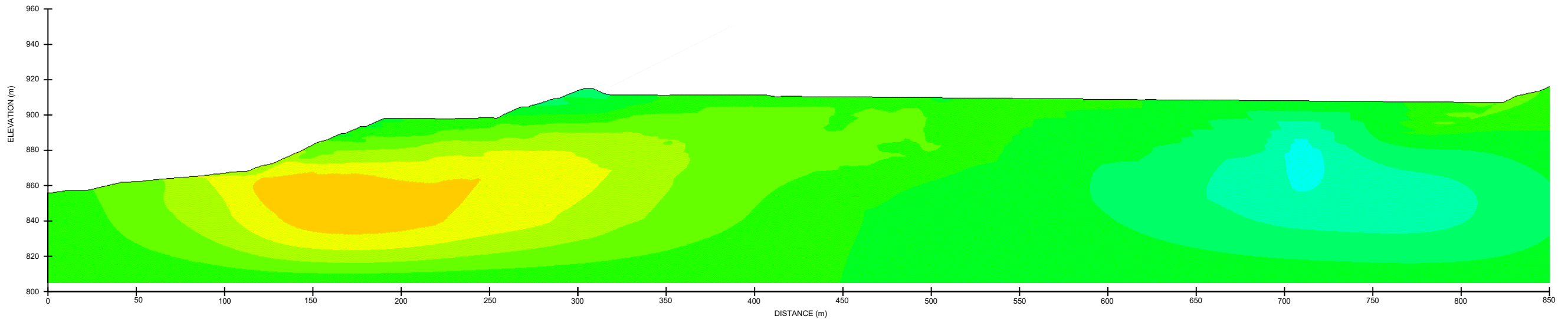
1:2,500

13

1:2,500

0 25 50 m

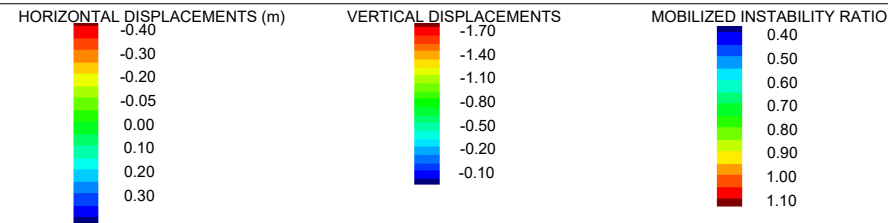
BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE



NOTES:

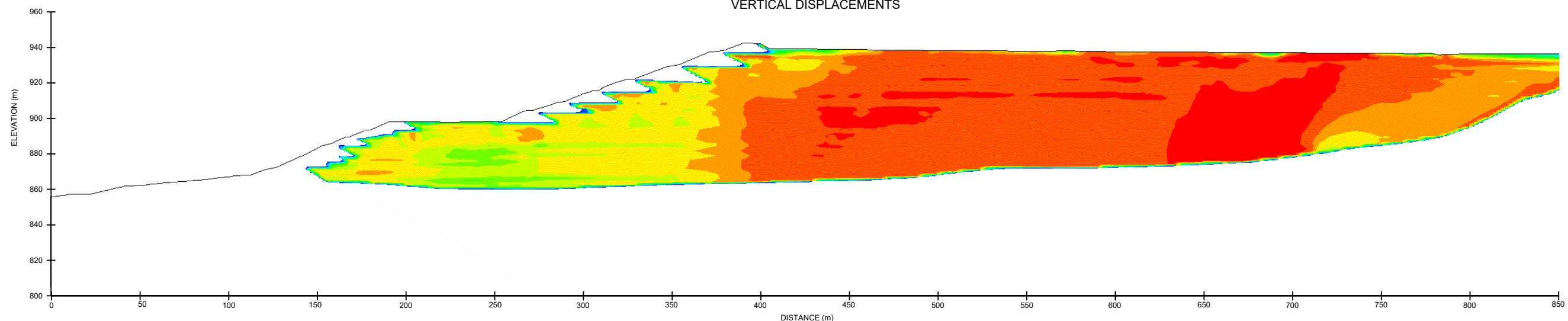
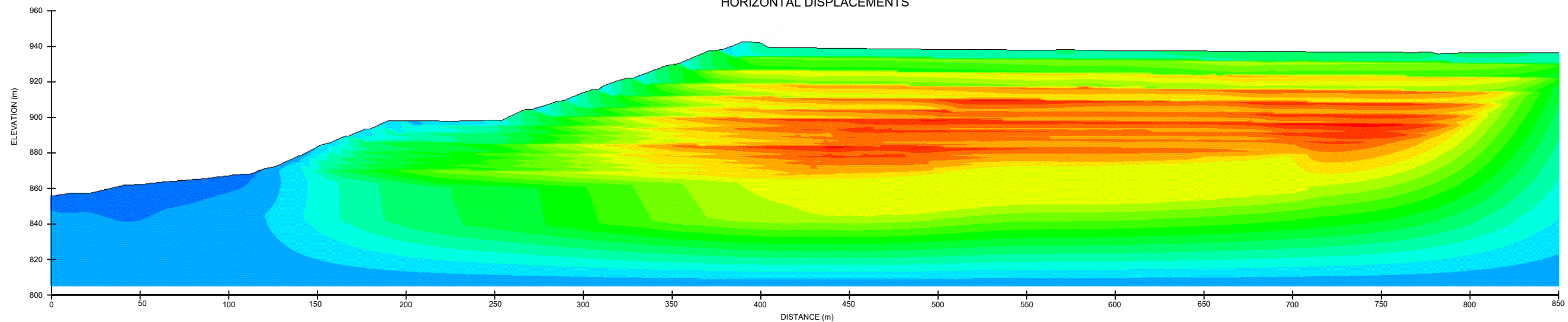
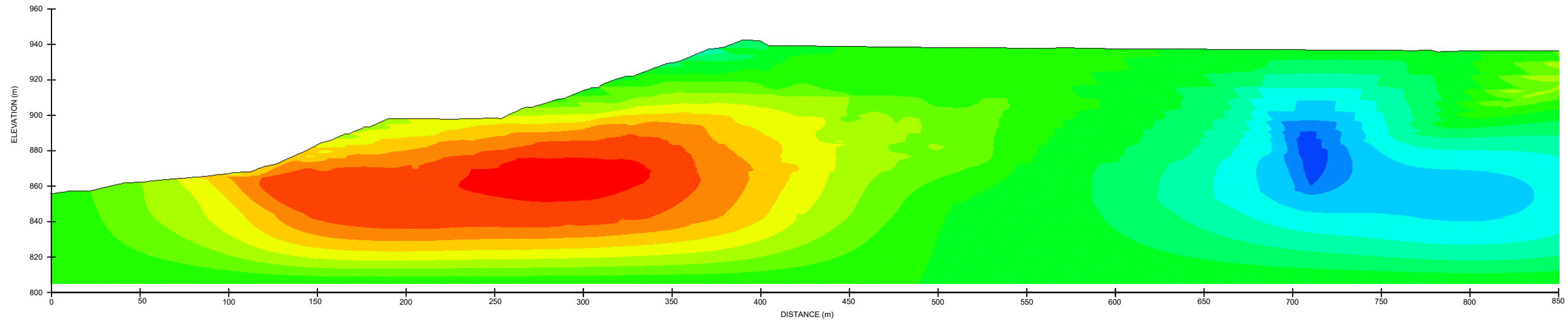
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:



CLIENT	PROJECT REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1		
	TITLE APPENDIX H 2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS STRAIN WEAKENING MODEL SECTION 2-2' - EL. 916.5 m		
SCALE 1:2,500	PROJECT No.	FIG. No. 14	

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

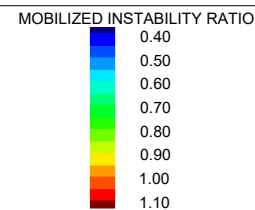
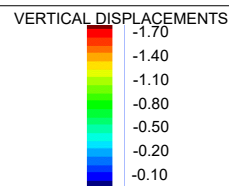
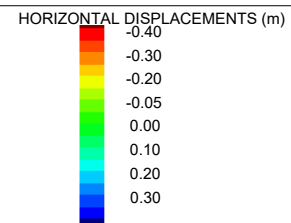


1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:



CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

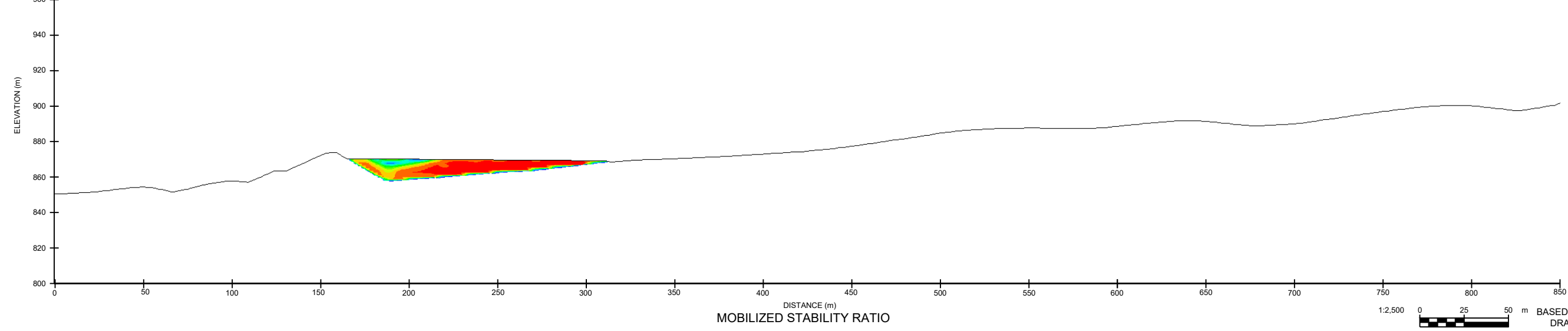
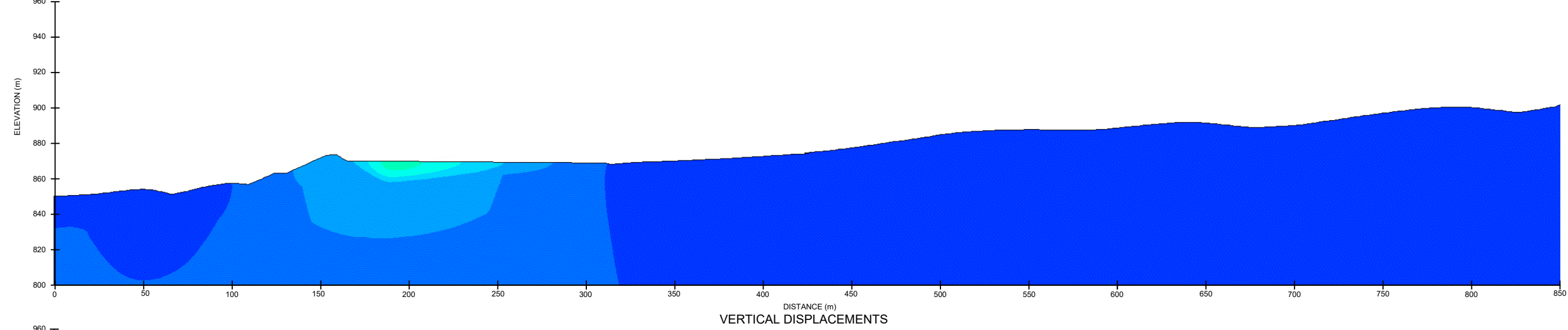
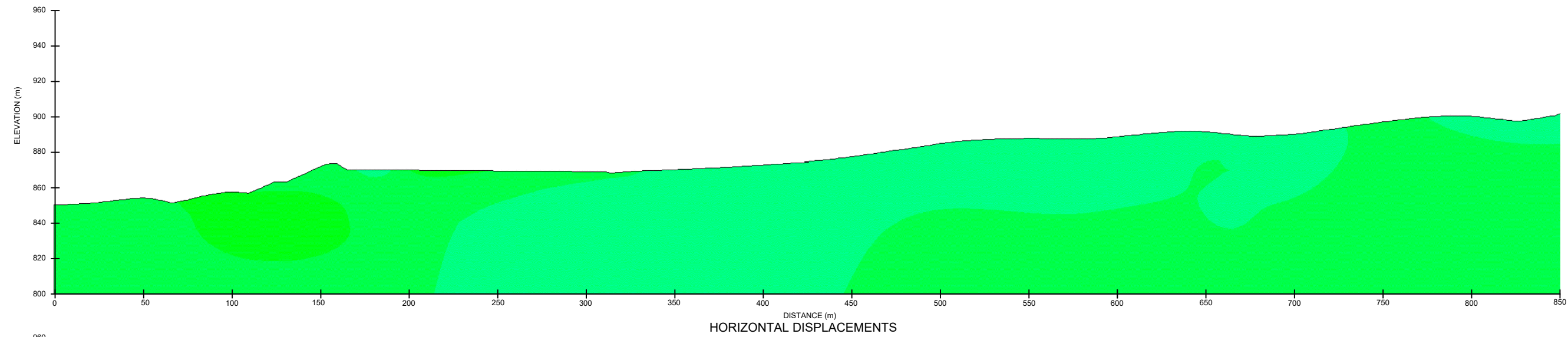
APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
STRAIN WEAKENING MODEL
SECTION 2-2' - EL. 942 m

SCALE
1:2,500

PROJECT No.

FIG. No.
15

KCB-FEJ-01



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.

2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)

VERTICAL DISPLACEMENTS

MOBILIZED INSTABILITY RATIO

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

APPENDIX H

2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS

STRAIN WEAKENING MODEL

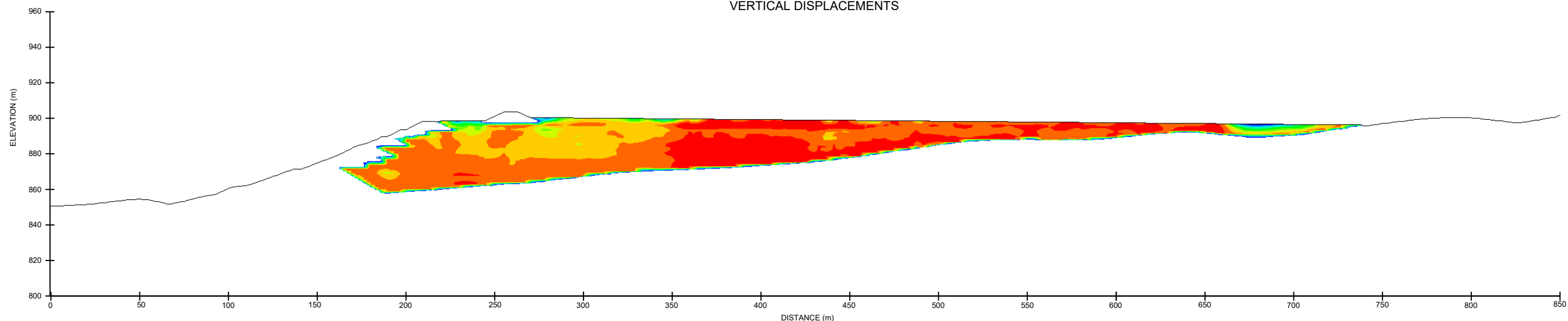
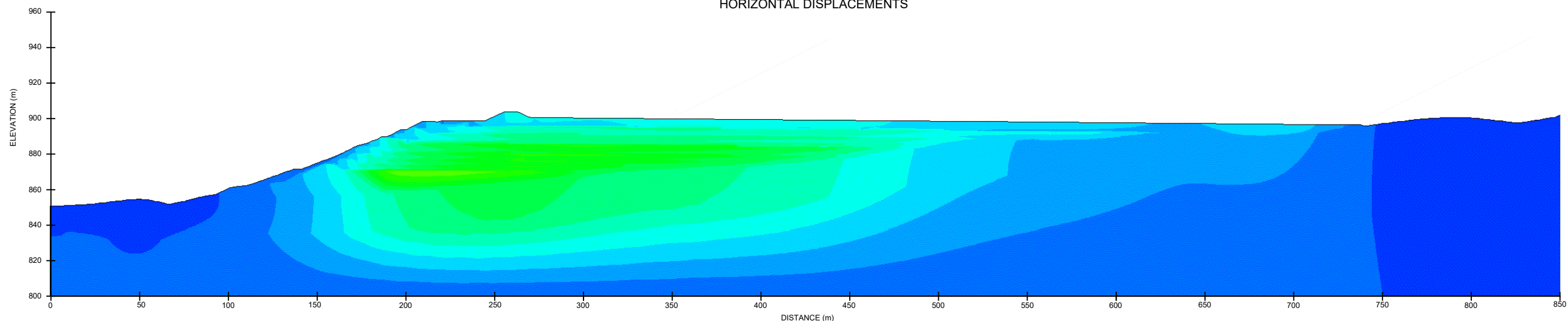
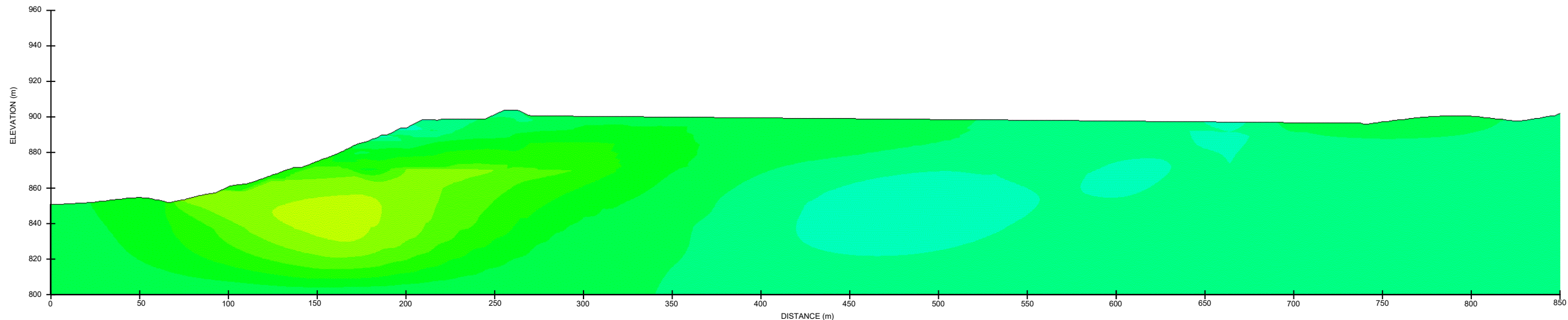
SECTION 3-3' - EL. 874 m

SCALE 1:2,500

PROJECT No.

FIG. No. 16

KCB-FEJ-B-L



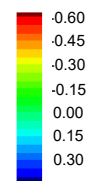
1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

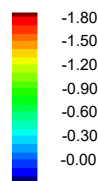
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

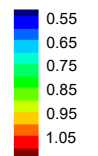
HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)



VERTICAL DISPLACEMENTS



MOBILIZED INSTABILITY RATIO



CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
STRAIN WEAKENING MODEL
SECTION 3-3' - EL. 916.5 m

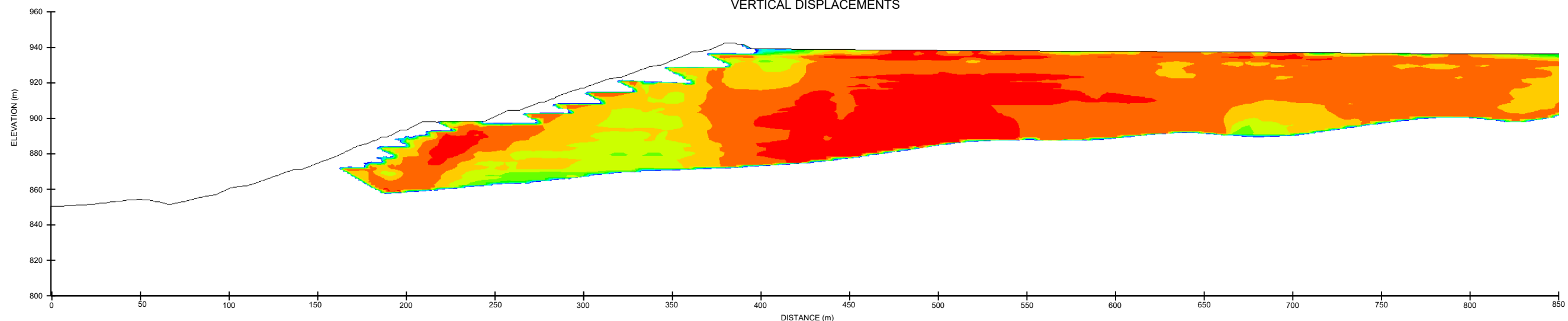
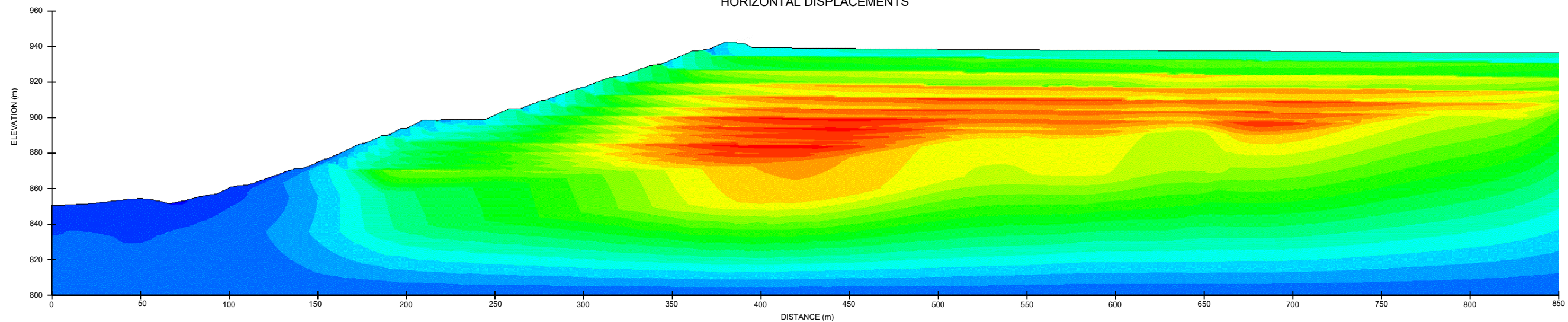
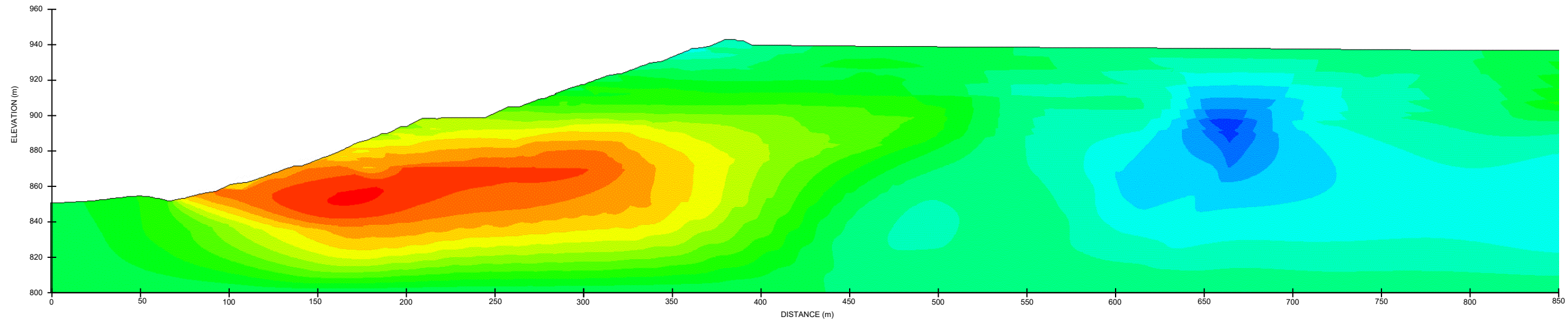
SCALE

1:2,500

PROJECT No.

FIG. No.

17



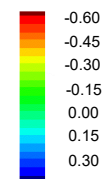
1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

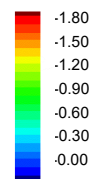
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.

LEGEND:

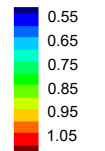
HORIZONTAL DISPLACEMENTS (m)



VERTICAL DISPLACEMENTS



MOBILIZED INSTABILITY RATIO



CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

APPENDIX H
2D DEFORMATION ANALYSIS RESULTS
STRAIN WEAKENING MODEL
SECTION 3-3' - EL. 942 m

SCALE
1:2,500

PROJECT No.

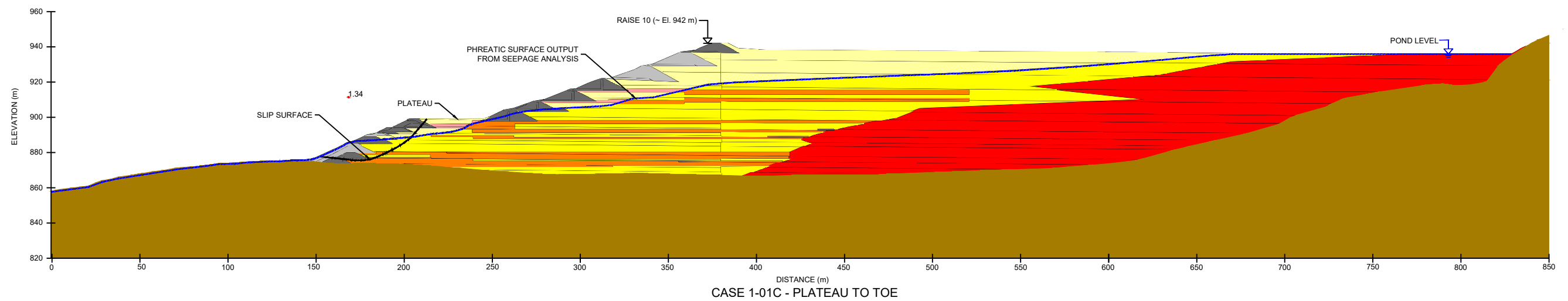
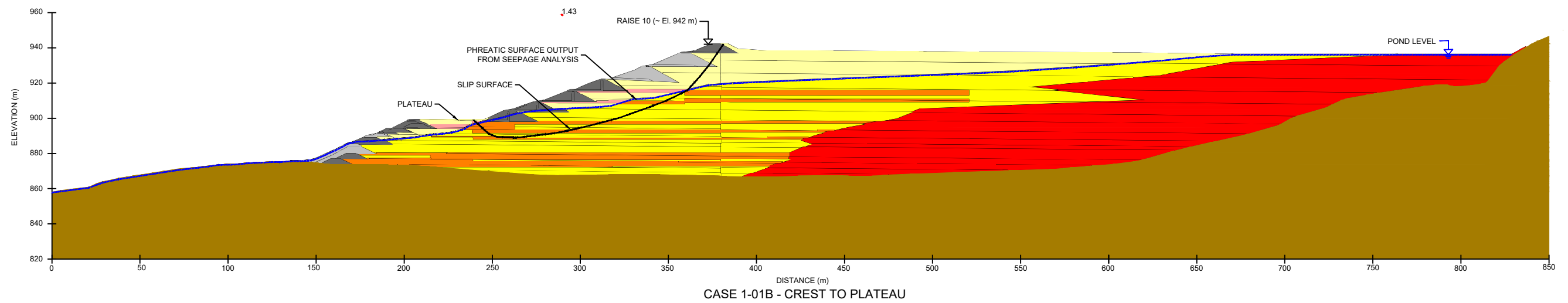
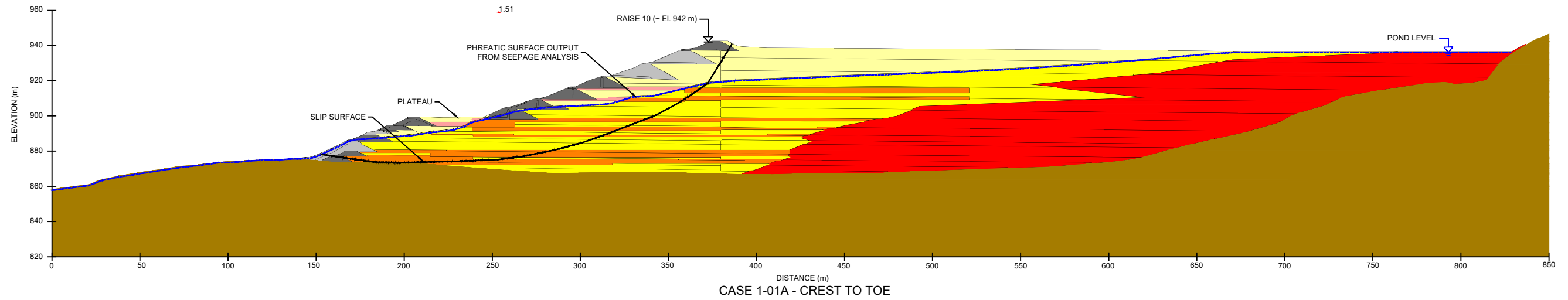
FIG. No.
18

KCB-FIG-B-L

Appendix H

Annex 2 – 2D Equilibrium Stability Results

December 2019



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

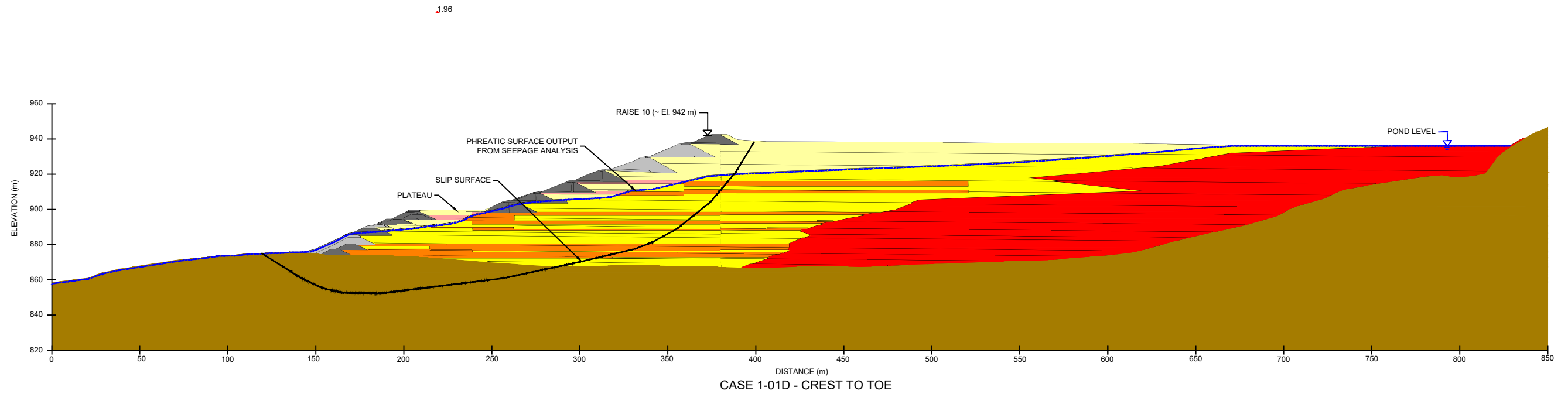
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 942 m
PEAK STRENGTH

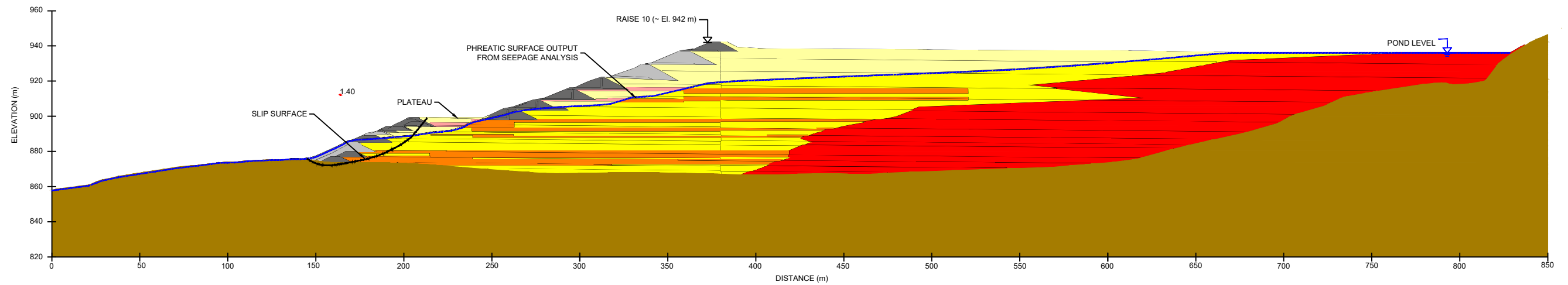
SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
1



CASE 1-01D - CREST TO TOE



CASE 1-01E - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

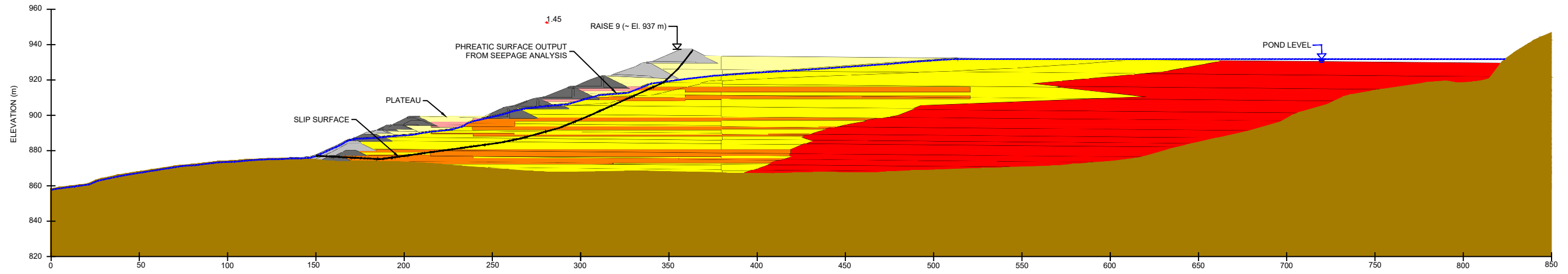
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 942 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

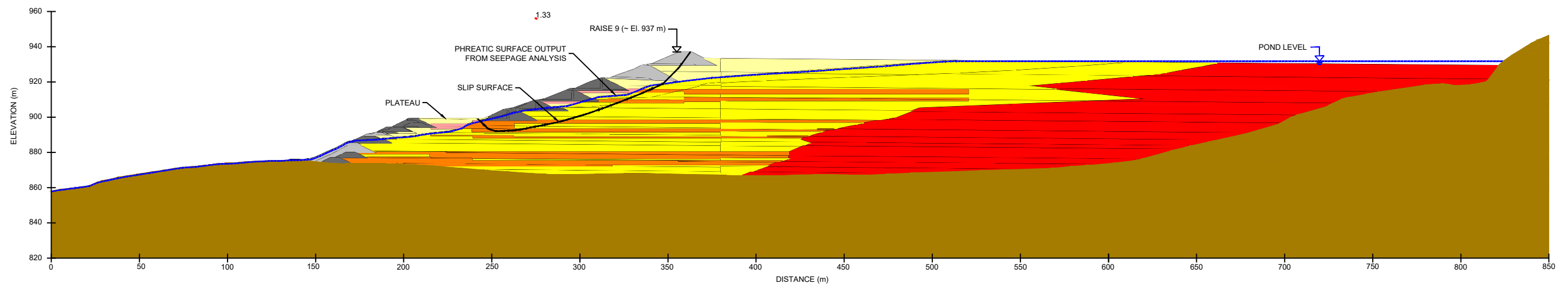
PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
2

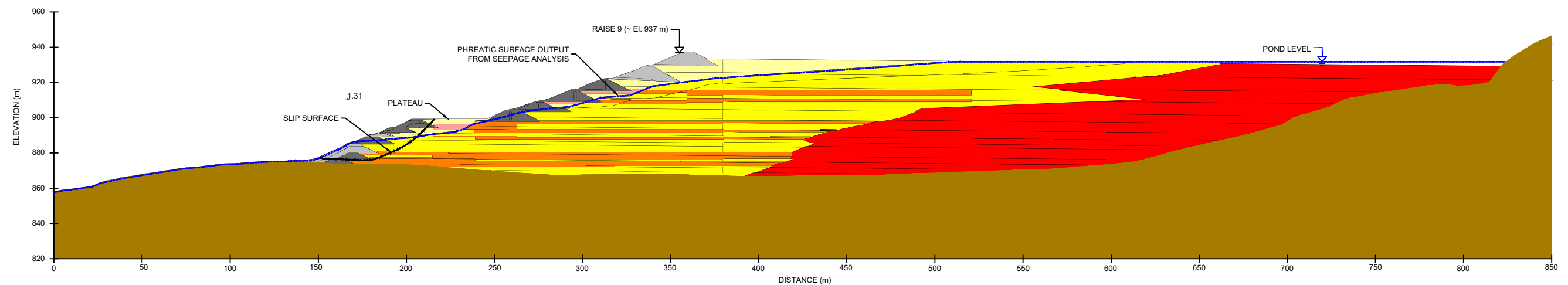
KCB-FIG-B-4



CASE 1-02A - CREST TO TOE



CASE 1-02B - CREST TO PLATEAU



CASE 1-02C - PLATEAU TO TOE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

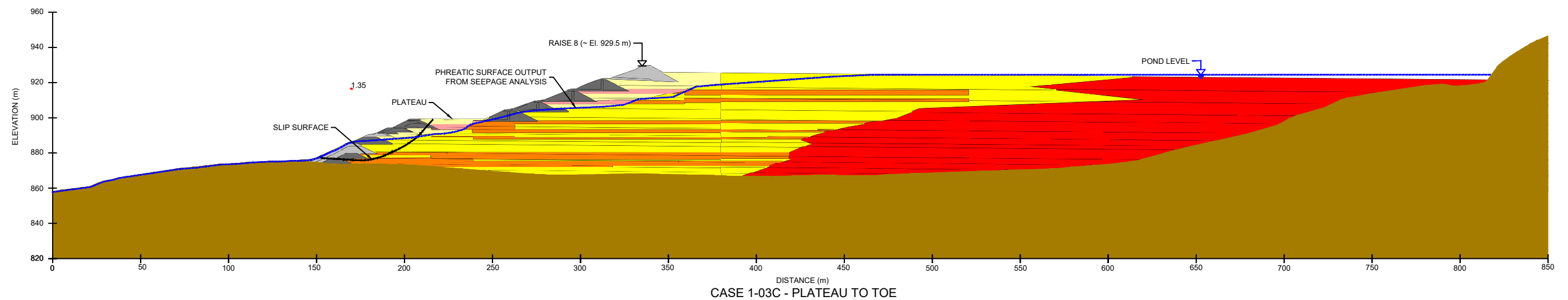
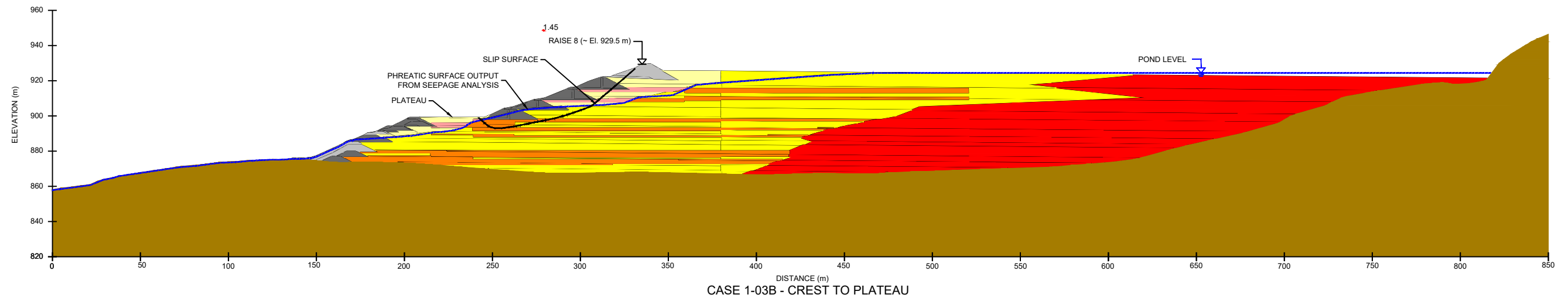
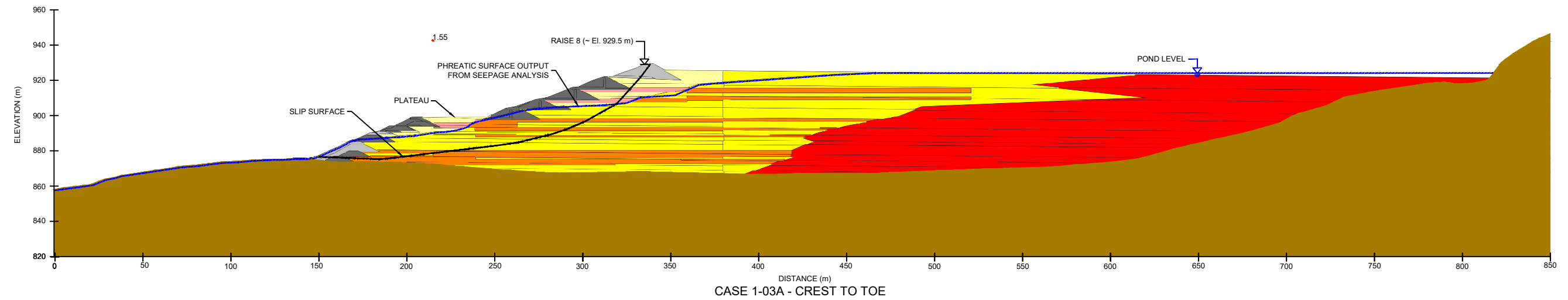
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 937 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
3

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

- ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
- MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
- ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

 COARSE TAILINGS	 SLIMES
 FINE TAILINGS	 COARSE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)	 FINE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)	 PHREATIC SURFACE
 FOUNDATION SOIL	 POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

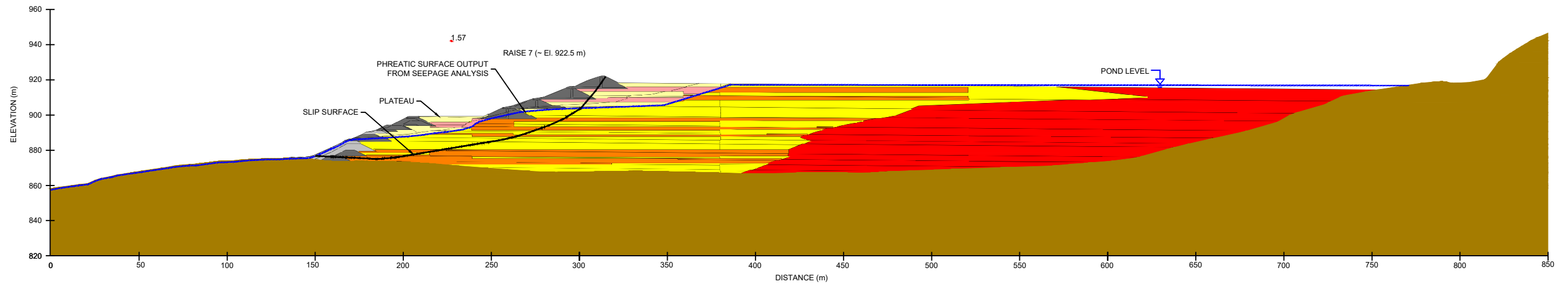
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 929.5 m
PEAK STRENGTH

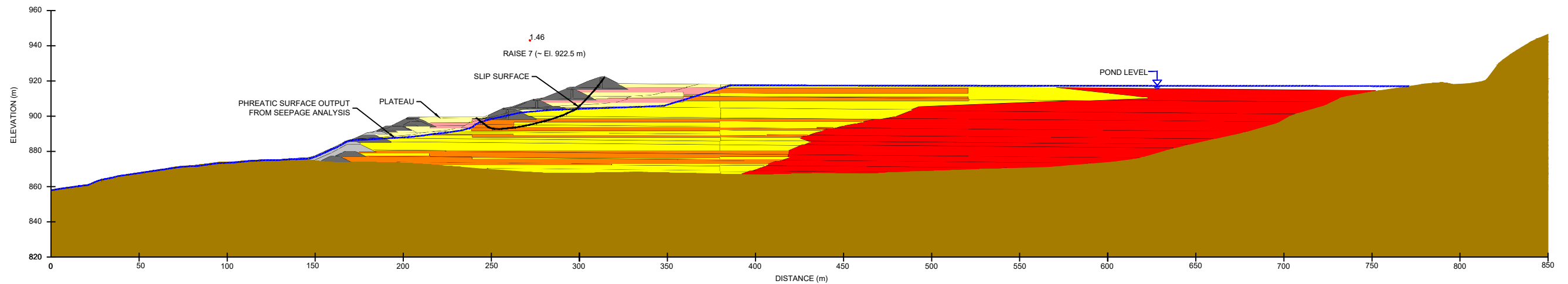
SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

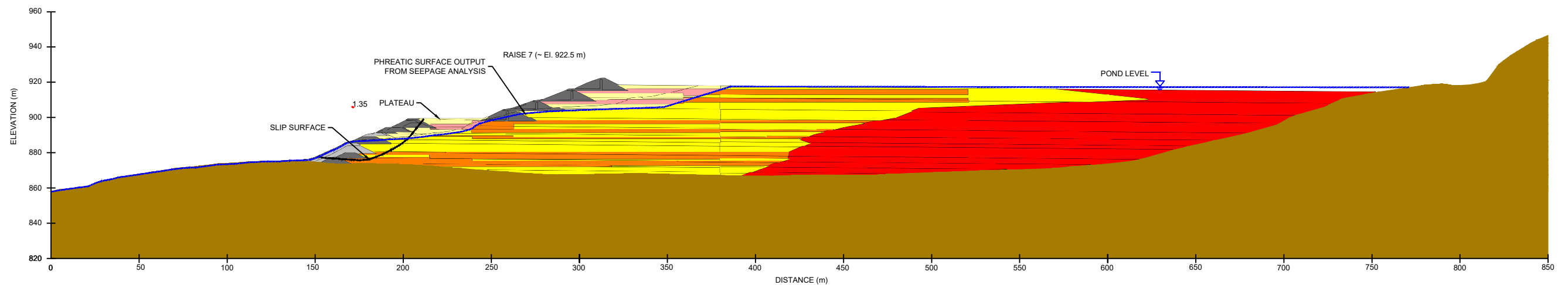
FIG. No.
4



CASE 1-04A- CREST TO TOE



CASE 1-04B - CREST TO PLATEAU



CASE 1-04C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

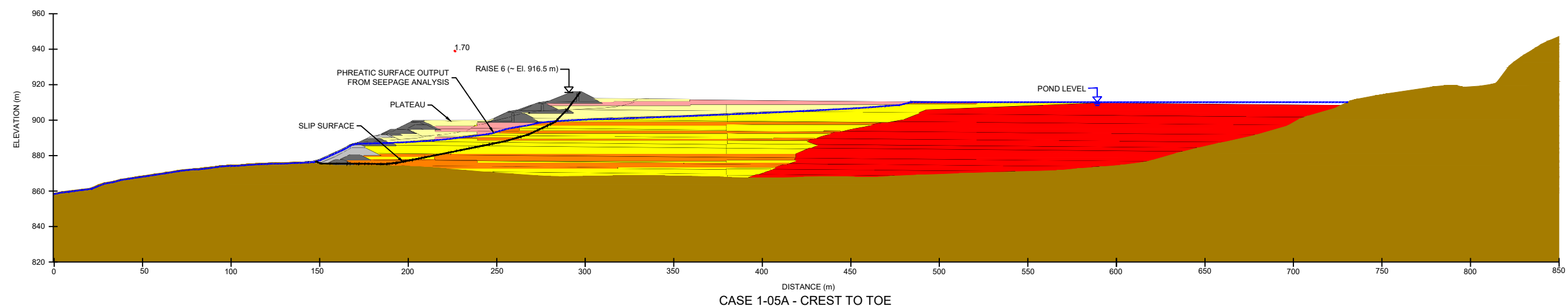
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 922.5 m
PEAK STRENGTH

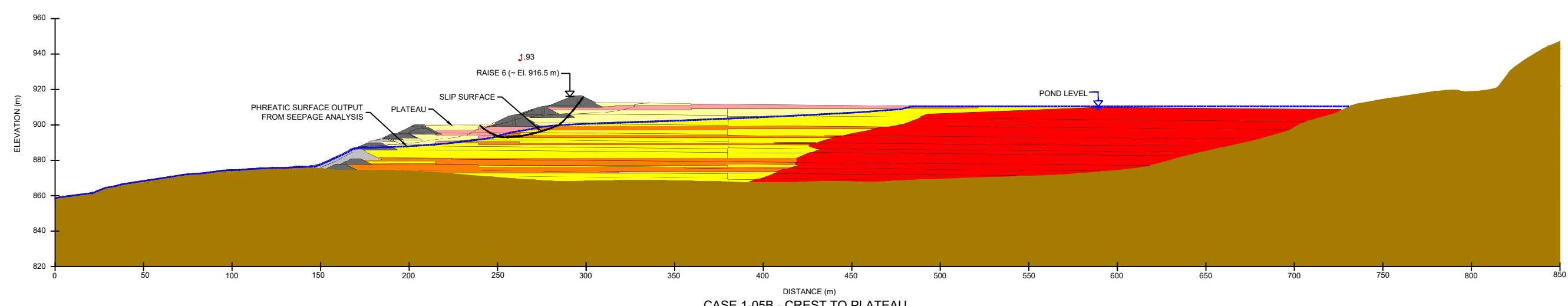
SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

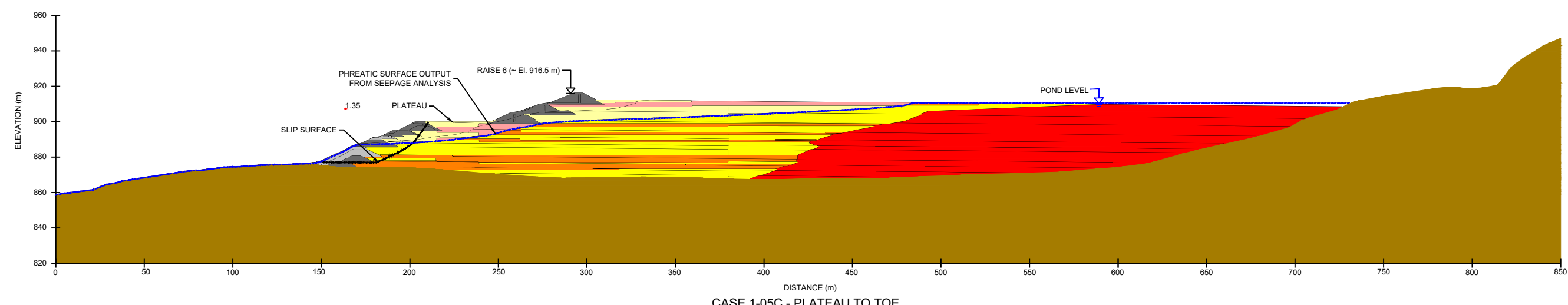
FIG. No.
5



CASE 1-05A - CREST TO TOE



CASE 1-05B - CREST TO PLATEAU



CASE 1-05C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

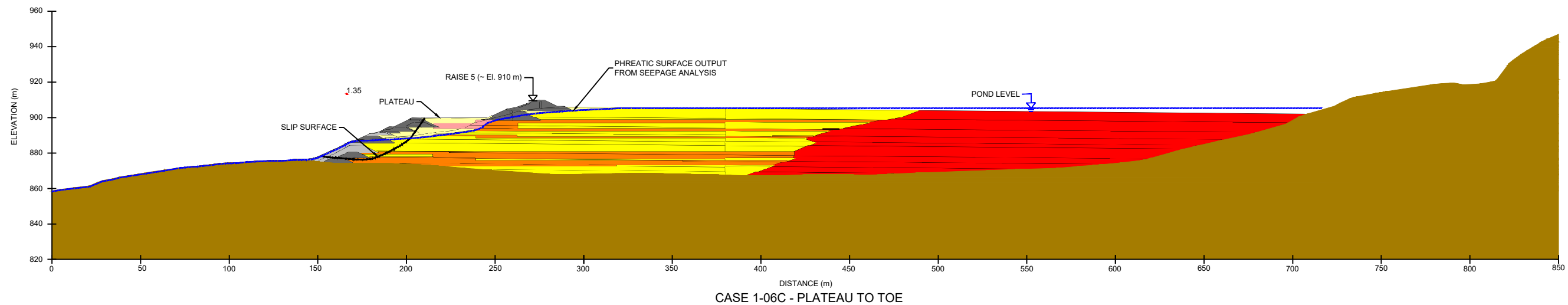
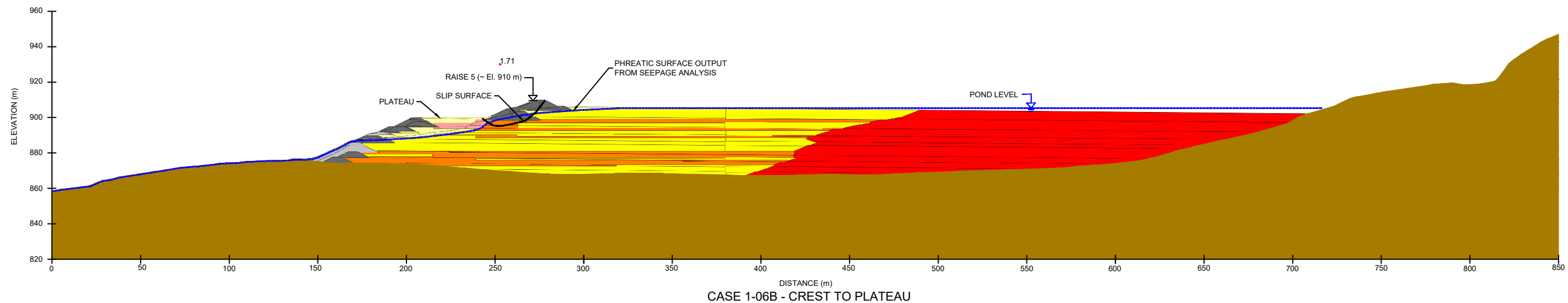
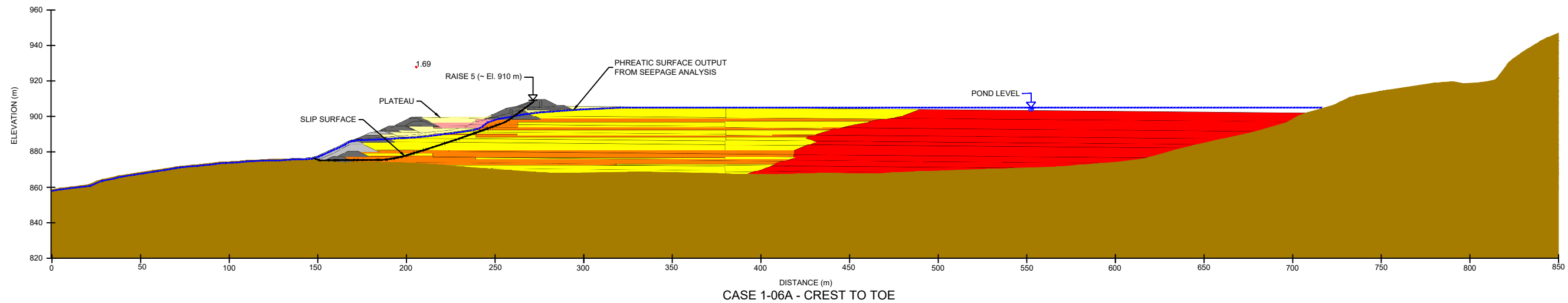
NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT	PROJECT REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1	
	TITLE STABILITY ANALYSIS RESULTS SECTION 1-1' - EL. 916.5 m PEAK STRENGTH	
SCALE 1:2,500	PROJECT No. A03355A01	FIG. No. 6



NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

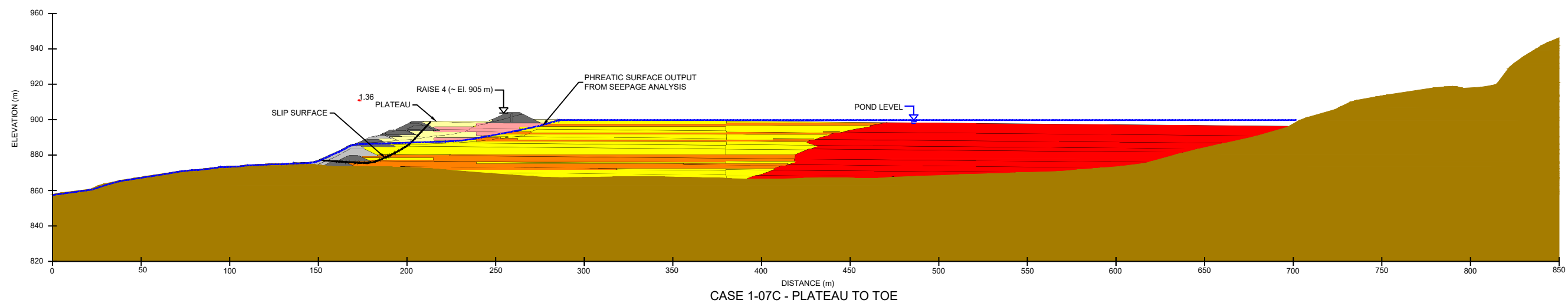
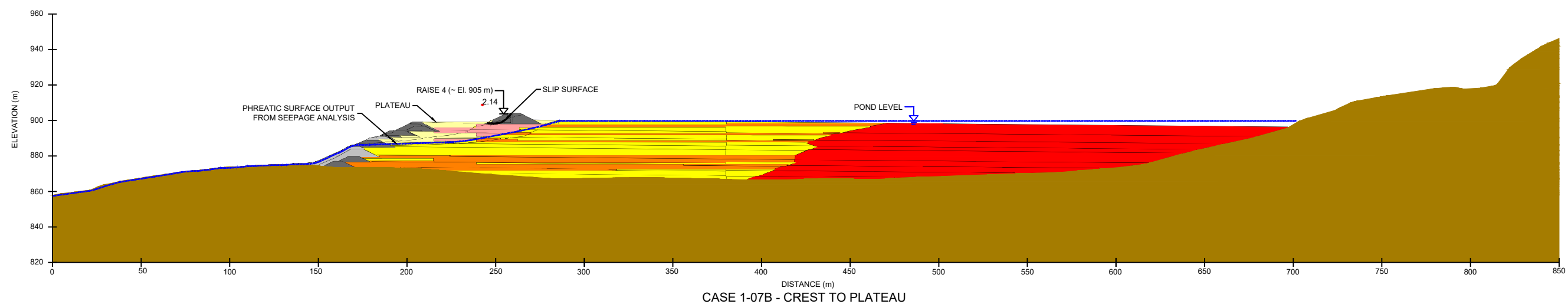
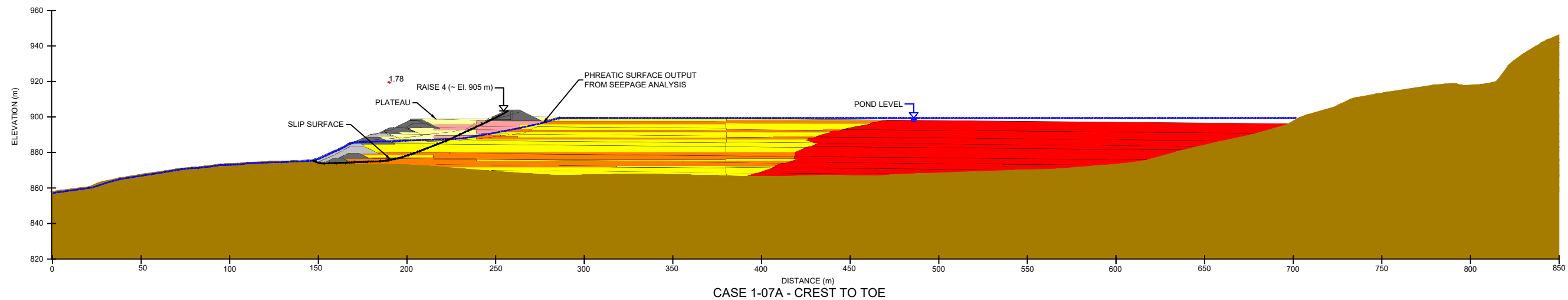
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 910 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
7

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17"
DRAWING SIZE



NOTES:

- ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
- MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
- ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

 COARSE TAILINGS	 SLIMES
 FINE TAILINGS	 COARSE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)	 FINE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)	 PHREATIC SURFACE
 FOUNDATION SOIL	 POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

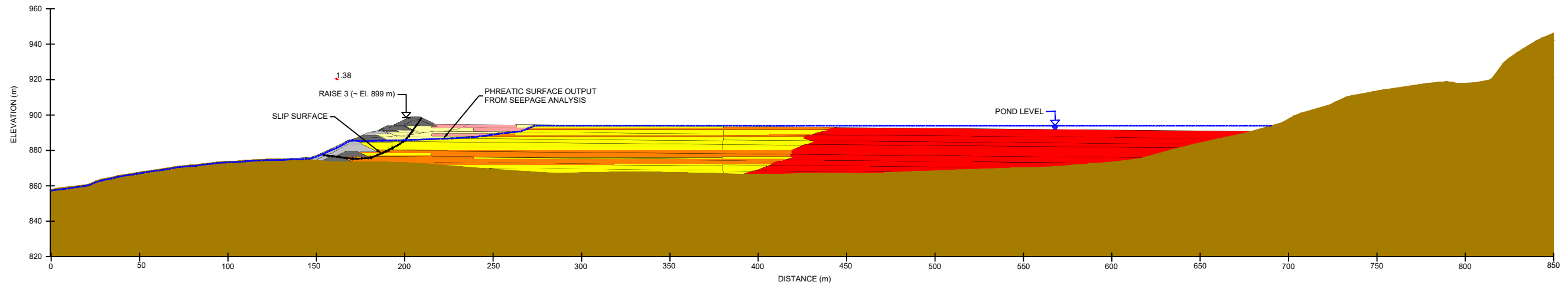
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 905 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

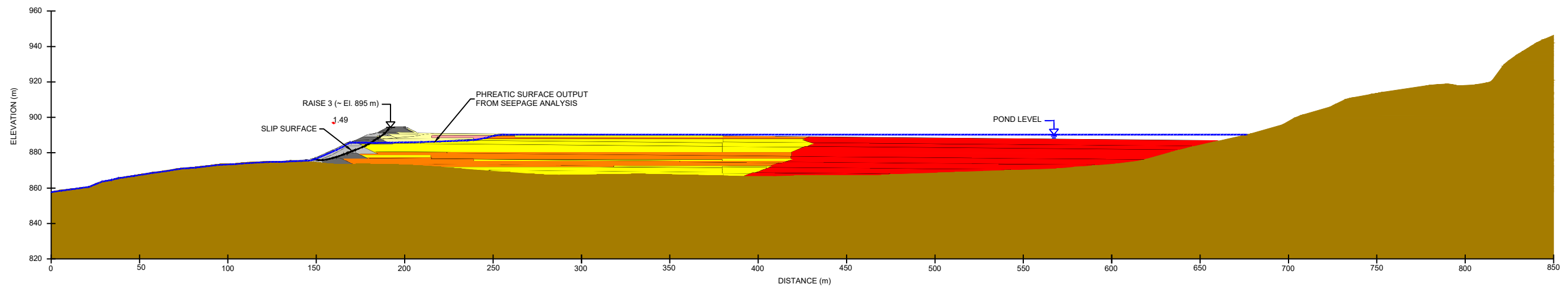
PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
8

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE



CASE 1-08A - CREST TO TOE



CASE 1-09A - CREST TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

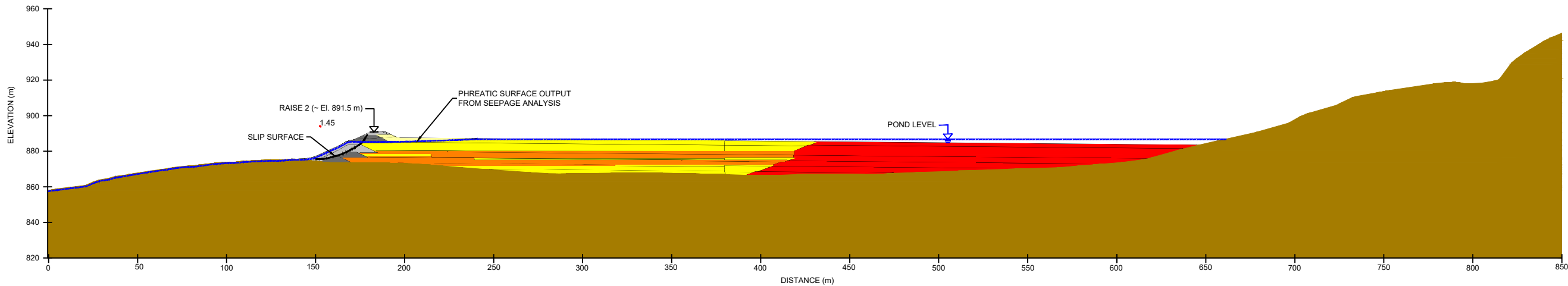
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 899 m AND 895 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

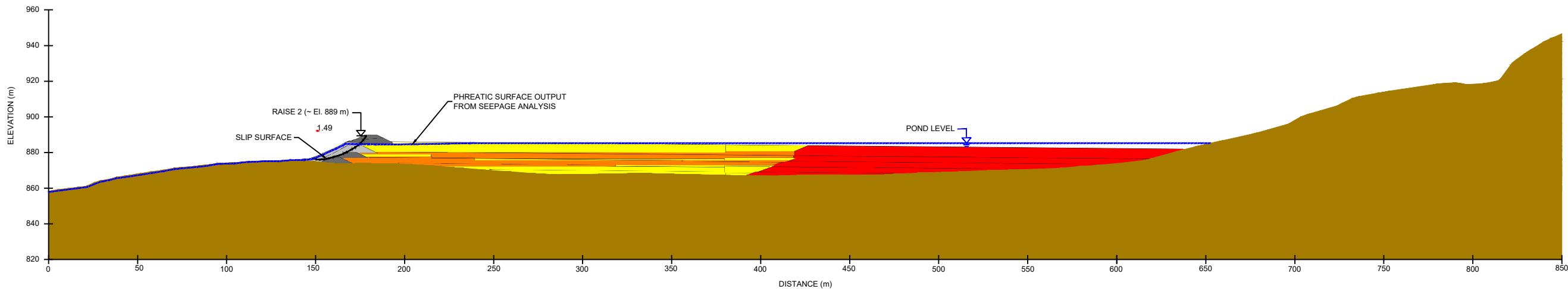
PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
9

KCB-FIG-B-4



CASE 1-10A - CREST TO TOE



CASE 1-11A - CREST TO TOE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 891.5 m AND 889 m
PEAK STRENGTH

SCALE

1:2,500

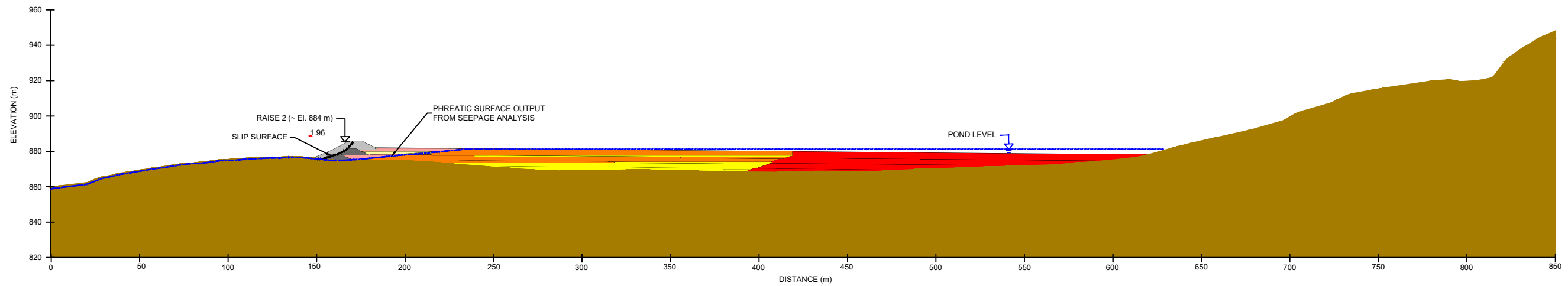
PROJECT No.

A03355A01

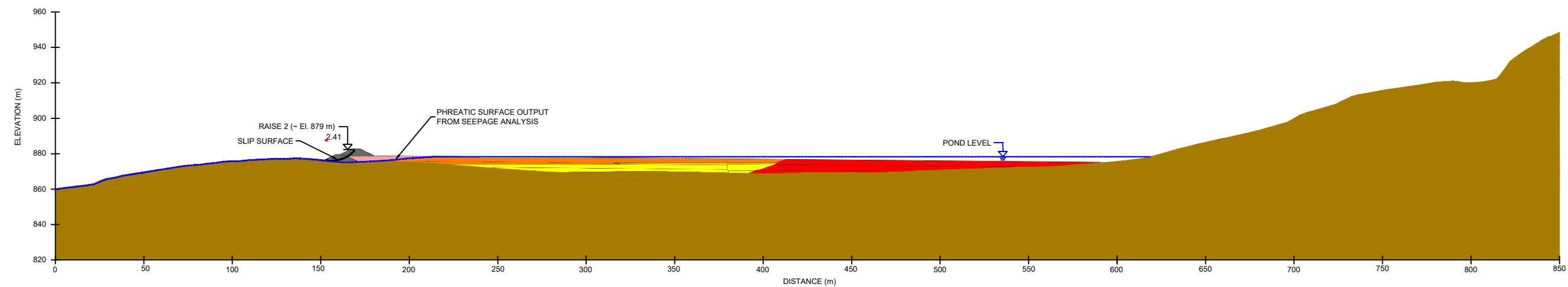
FIG. No.

10

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE



CASE 1-12A - CREST TO TOE



CASE 1-13A - CREST TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

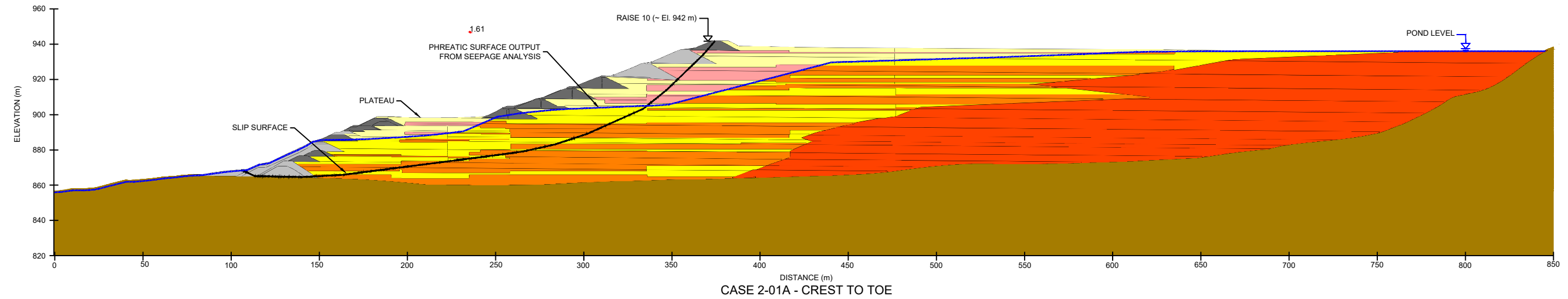
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 884 m AND 879 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

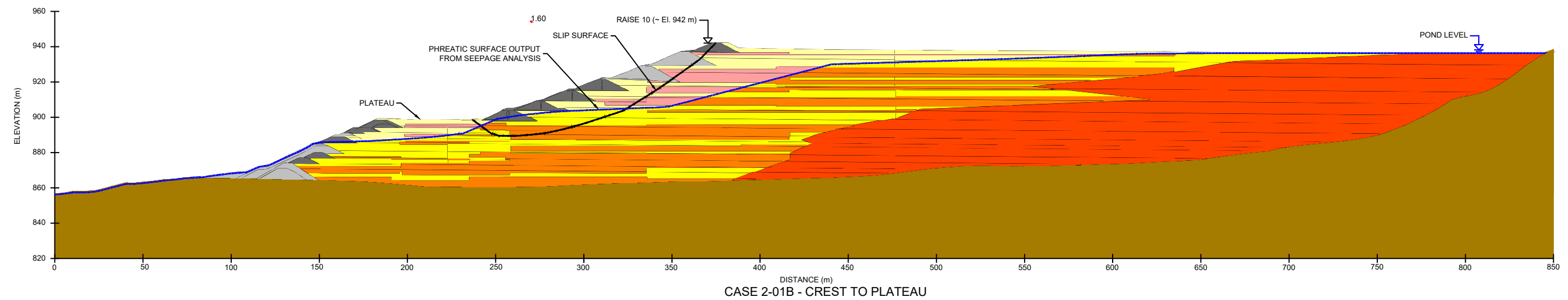
PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
11

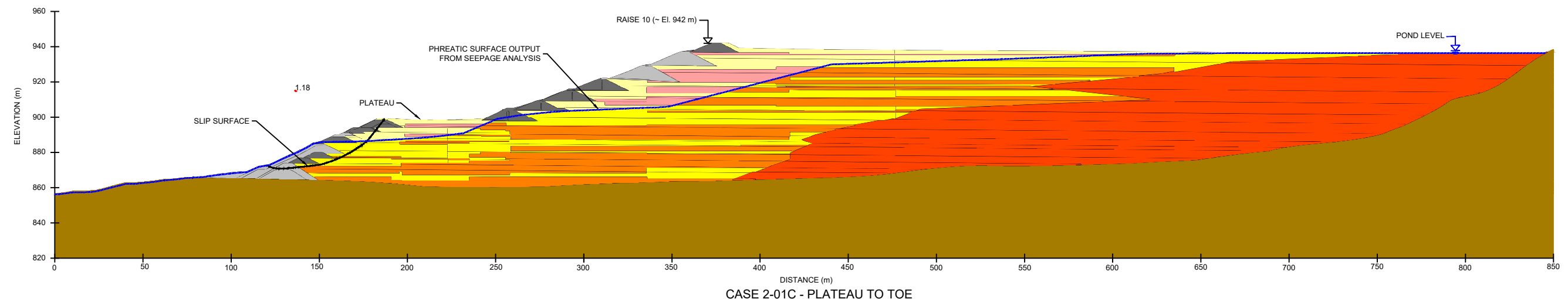
KCB-FIG-B-1



CASE 2-01A - CREST TO TOE



CASE 2-01B - CREST TO PLATEAU



CASE 2-01C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

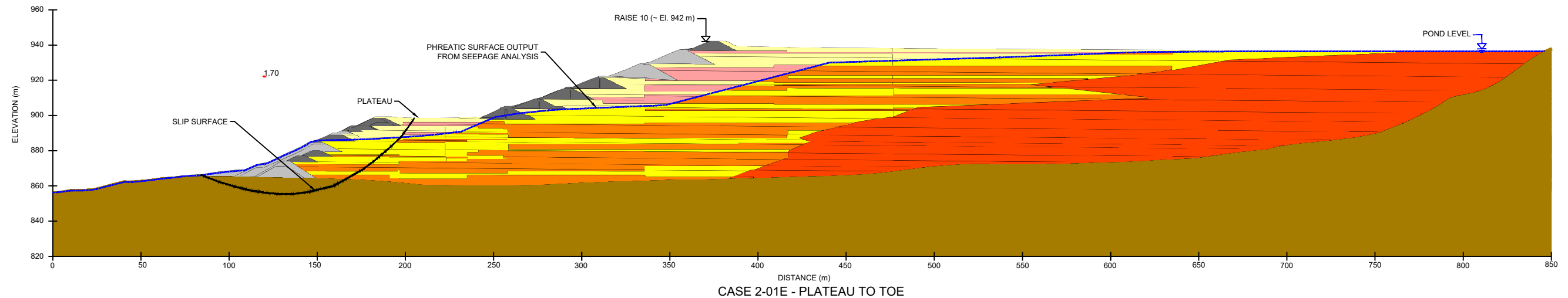
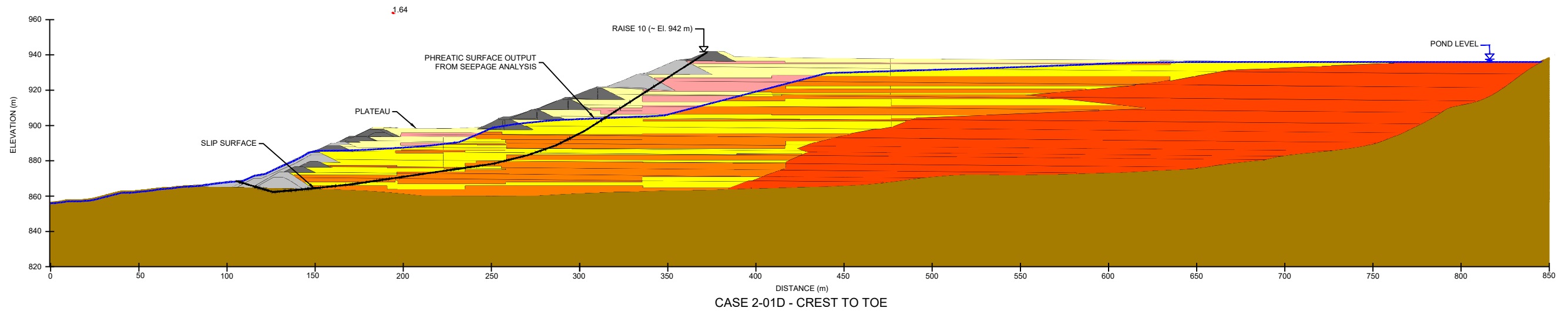
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 942 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
12

KCB-FIG-BL



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

 COARSE TAILINGS	 SLIMES
 FINE TAILINGS	 COARSE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)	 FINE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)	 PHREATIC SURFACE
 FOUNDATION SOIL	 POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

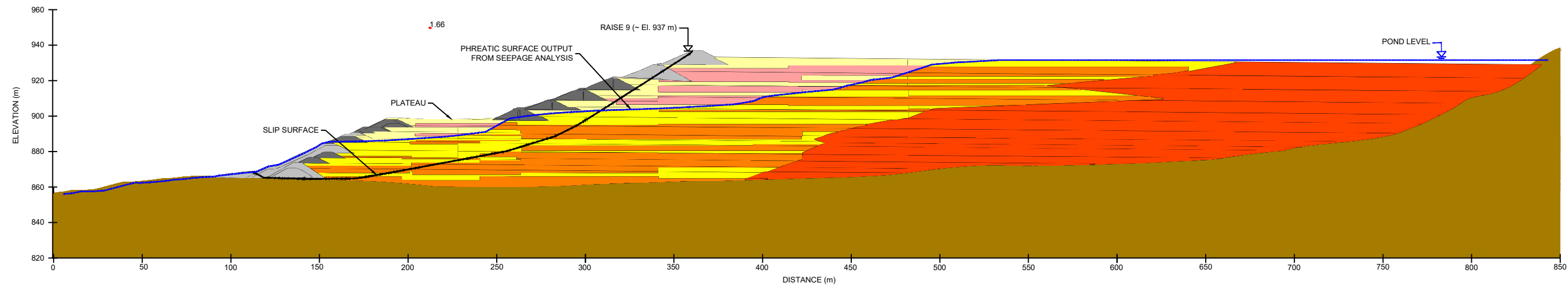
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 942 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

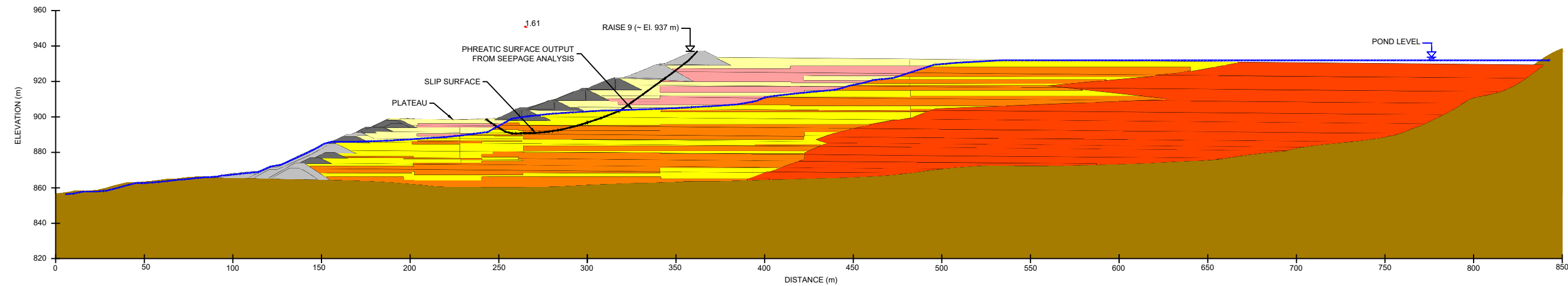
PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
13

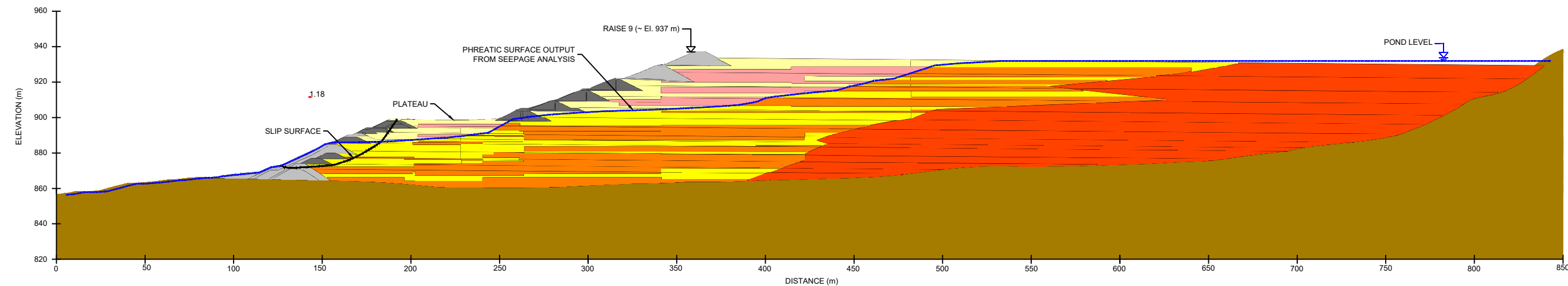
KCB-FIG-B-4



CASE 2-02A - CREST TO TOE



CASE 2-02B - CREST TO PLATEAU



CASE 2-02C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

 COARSE TAILINGS	 SLIMES
 FINE TAILINGS	 COARSE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)	 FINE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)	 PHREATIC SURFACE
 FOUNDATION SOIL	 POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

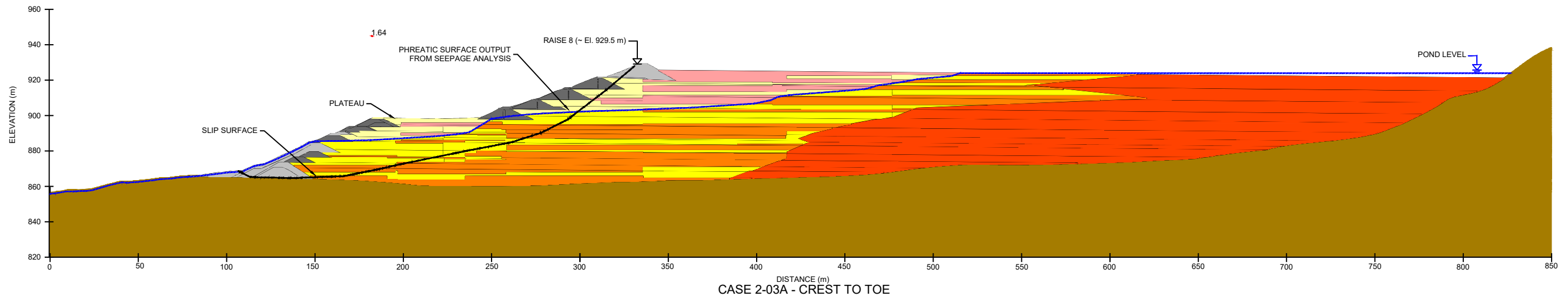
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 937 m
PEAK STRENGTH

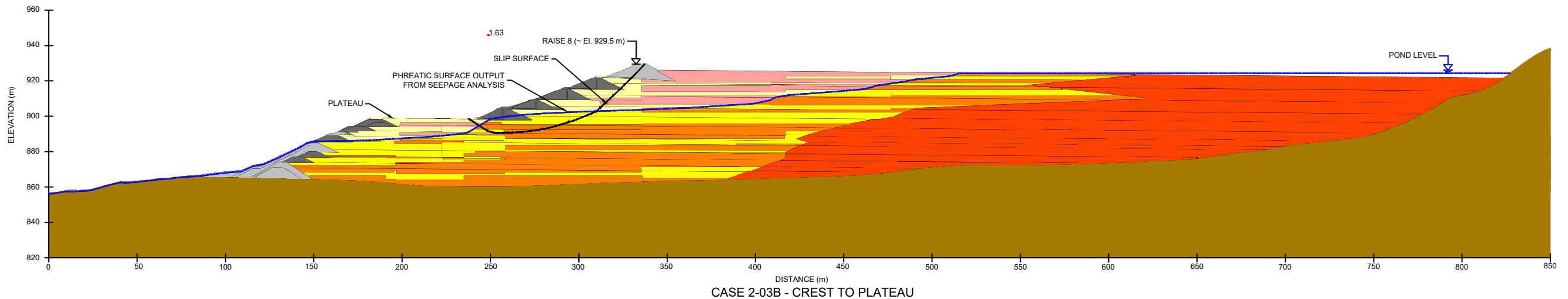
SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

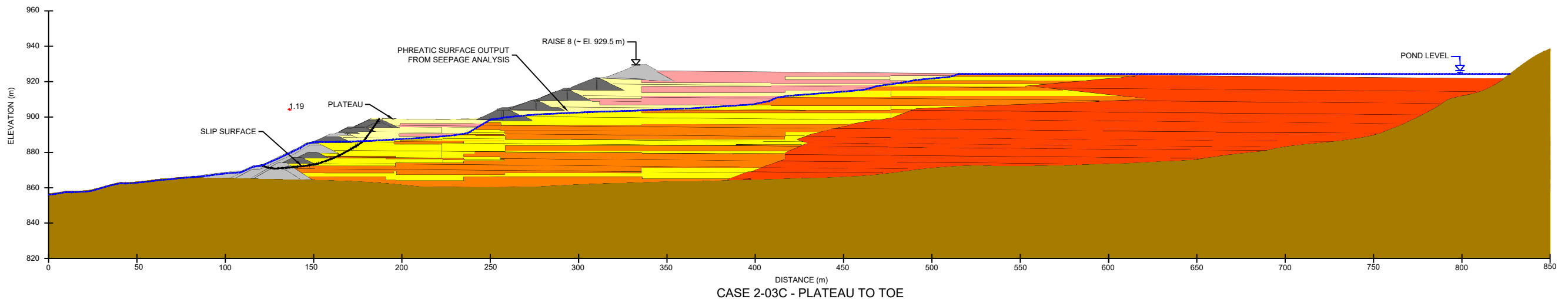
FIG. No.
14



CASE 2-03A - CREST TO TOE



CASE 2-03B - CREST TO PLATEAU



CASE 2-03C - PLATEAU TO TOE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

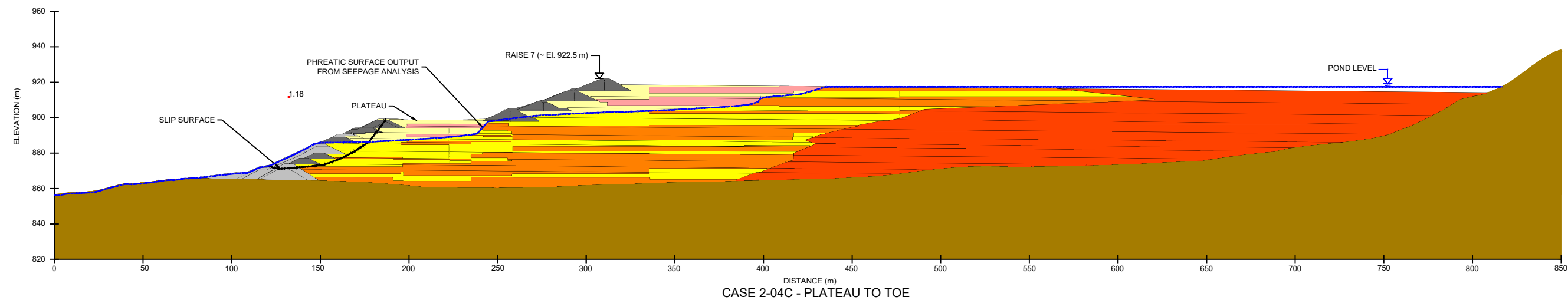
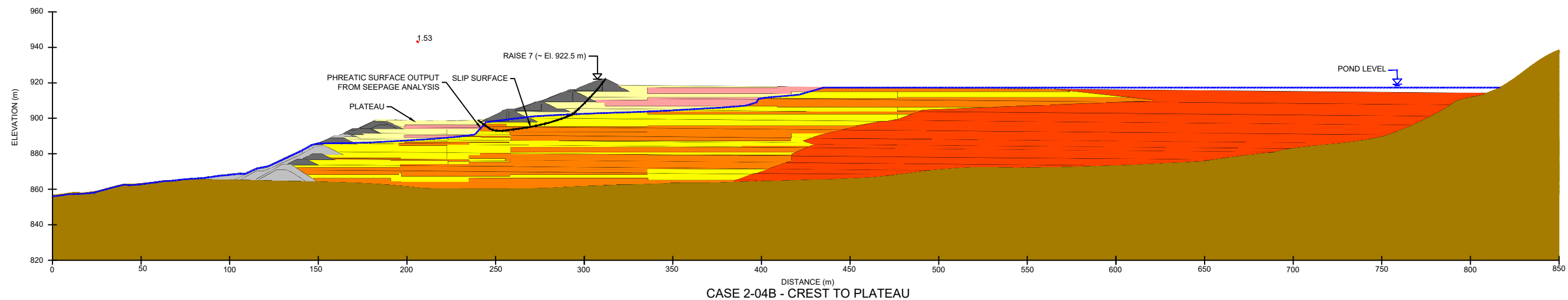
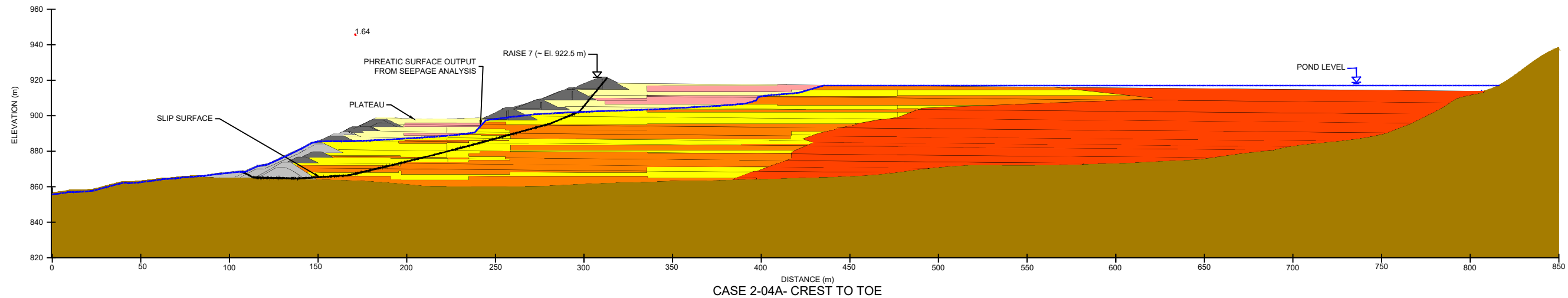
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 929.5 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
15

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17"
DRAWING SIZE



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

 COARSE TAILINGS	 SLIMES
 FINE TAILINGS	 COARSE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)	 FINE TAILINGS (DRAINED)
 COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)	 PHREATIC SURFACE
 FOUNDATION SOIL	 POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

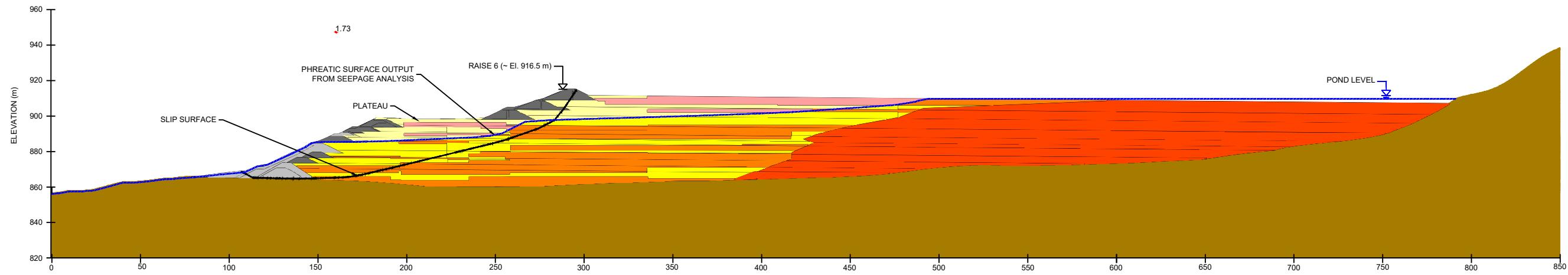
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 922.5 m
PEAK STRENGTH

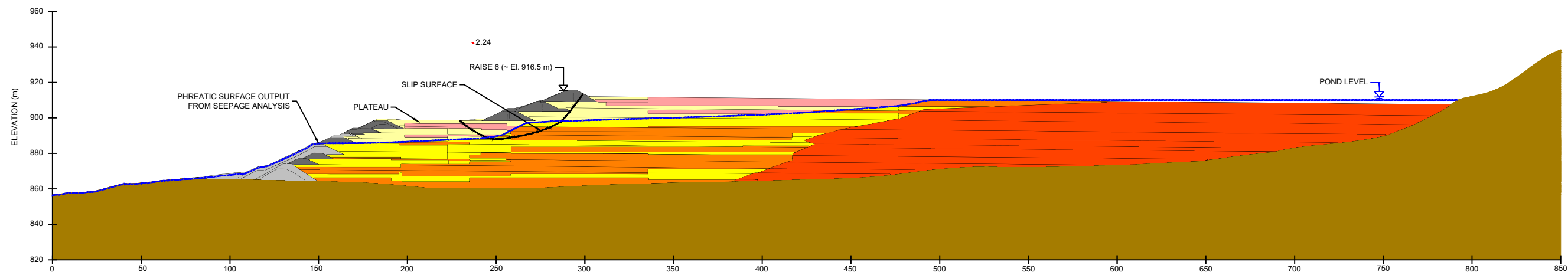
SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

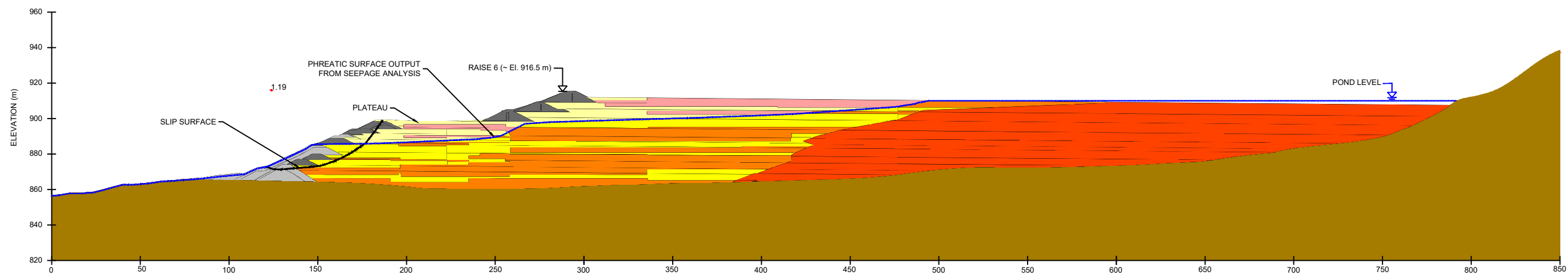
FIG. No.
16



CASE 2-05A - CREST TO TOE



CASE 2-05B - CREST TO PLATEAU



CASE 2-05C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

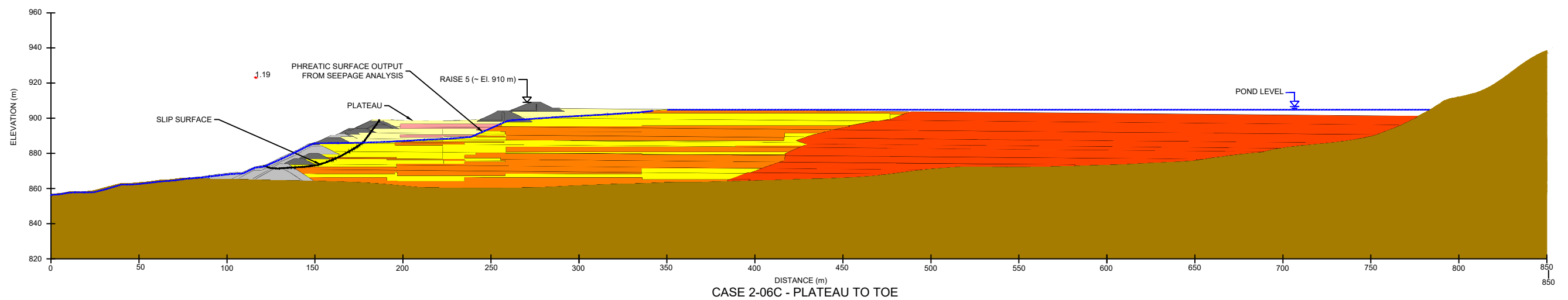
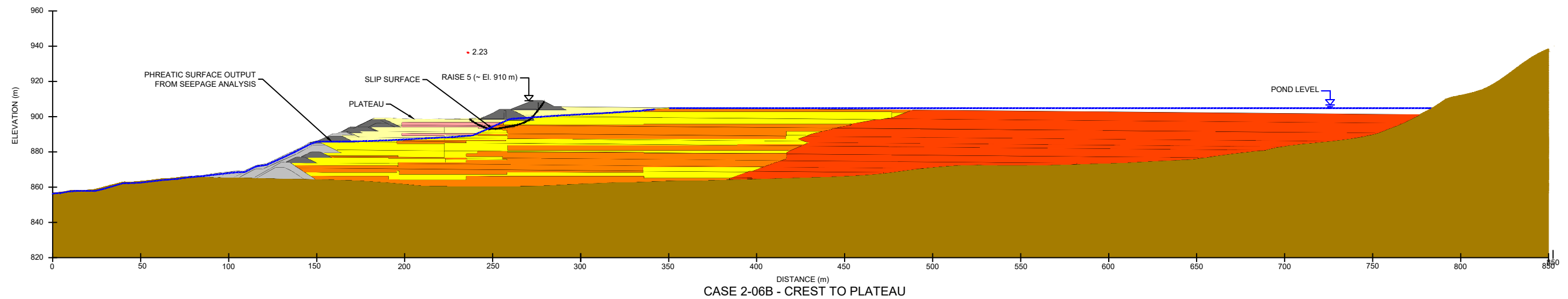
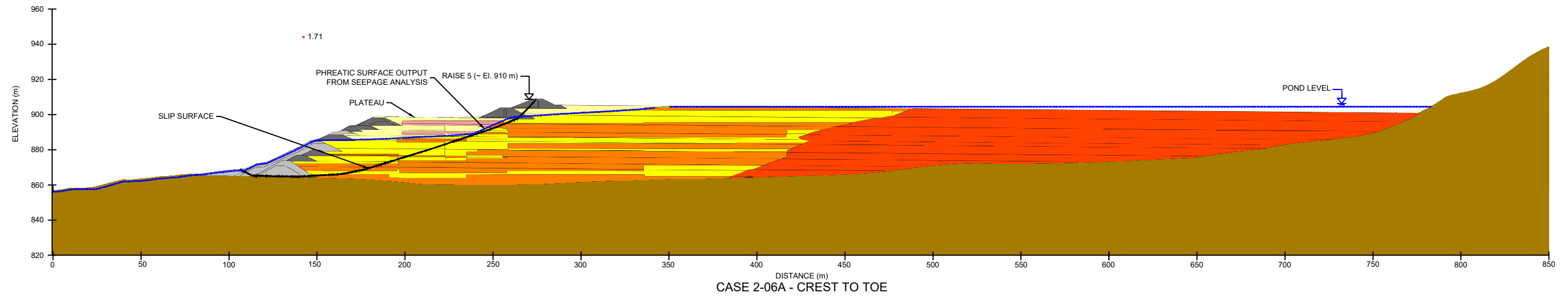
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 916.5 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
17



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

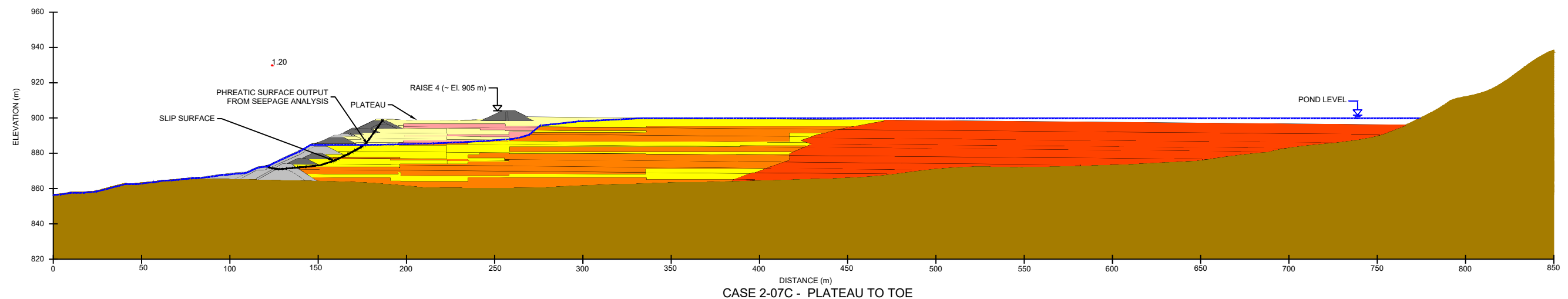
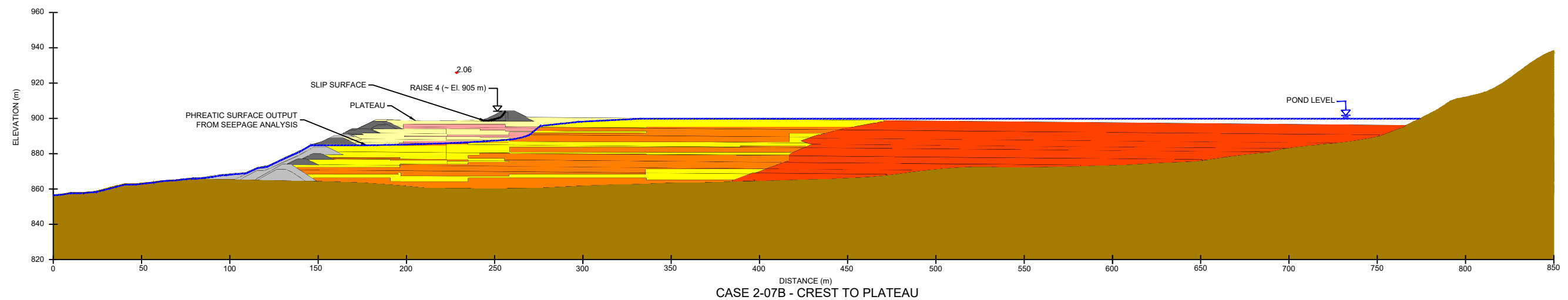
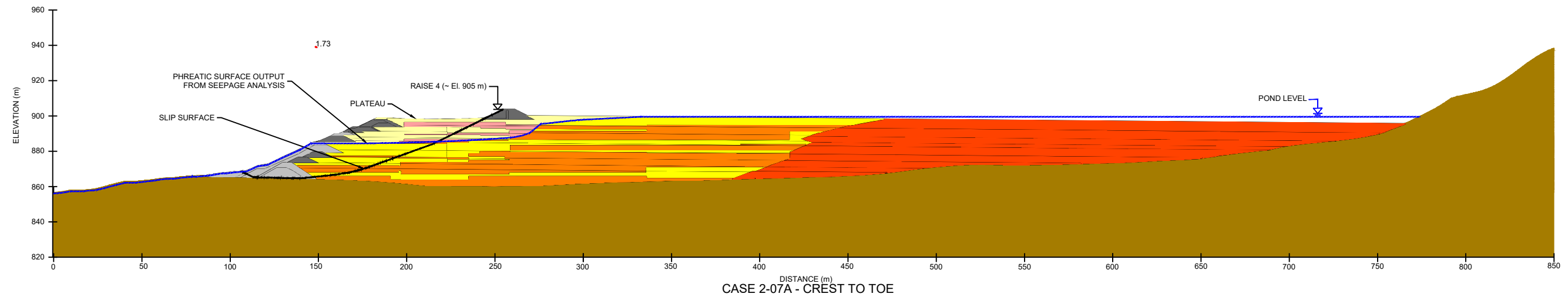
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 910 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
18

KCB-FIG-B-1



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

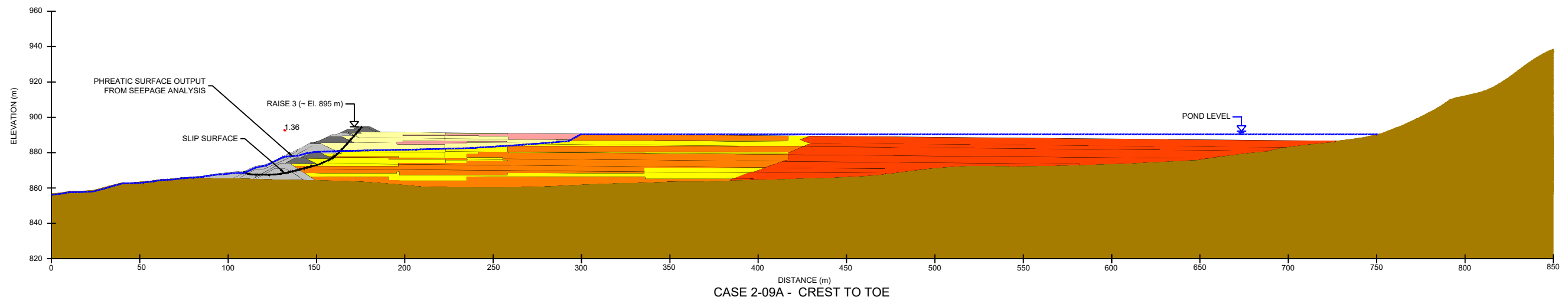
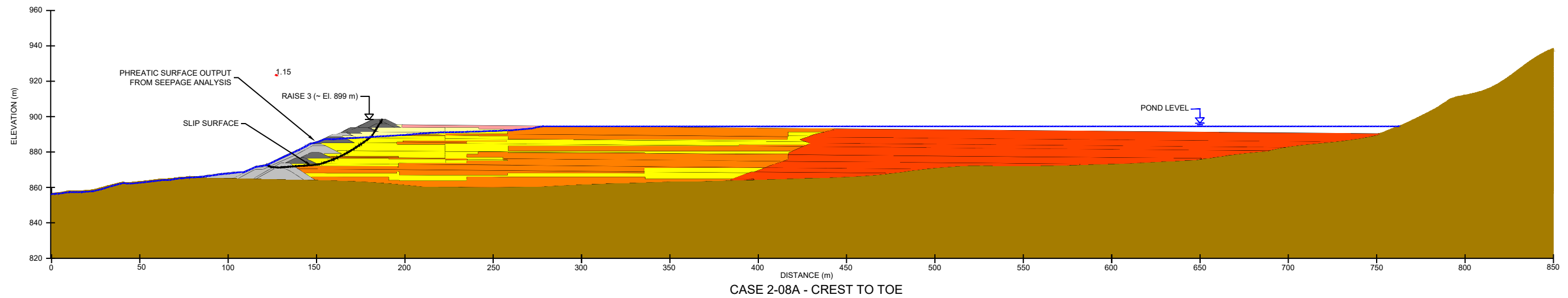
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 905 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
19

KCB-FIG-B-4



NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 899 m AND 895 m
PEAK STRENGTH

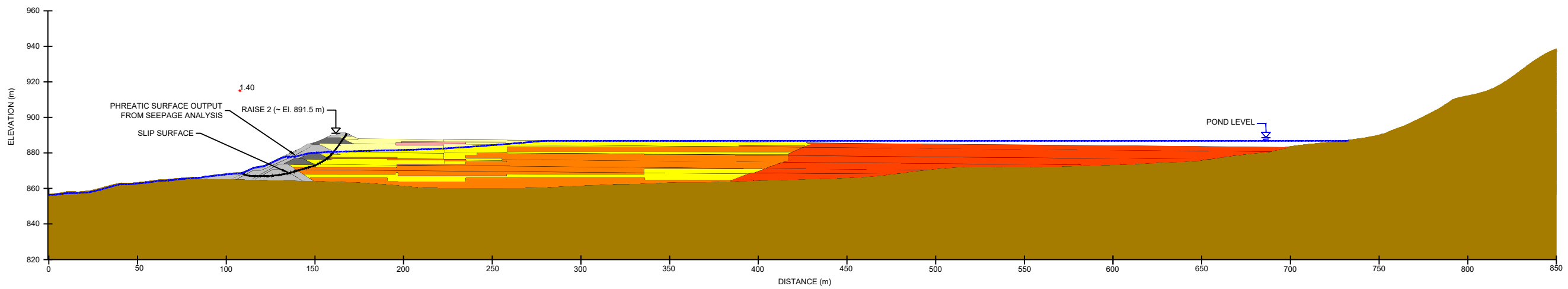
SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

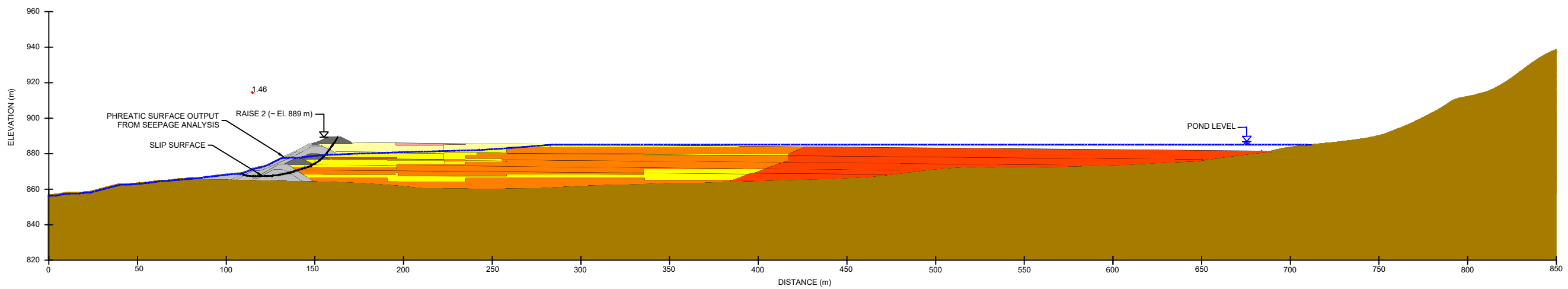
FIG. No.
20

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

KCB#CB-EL



CASE 2-10A - CREST TO TOE



CASE 2-11A - CREST TO TOE

NOTES:

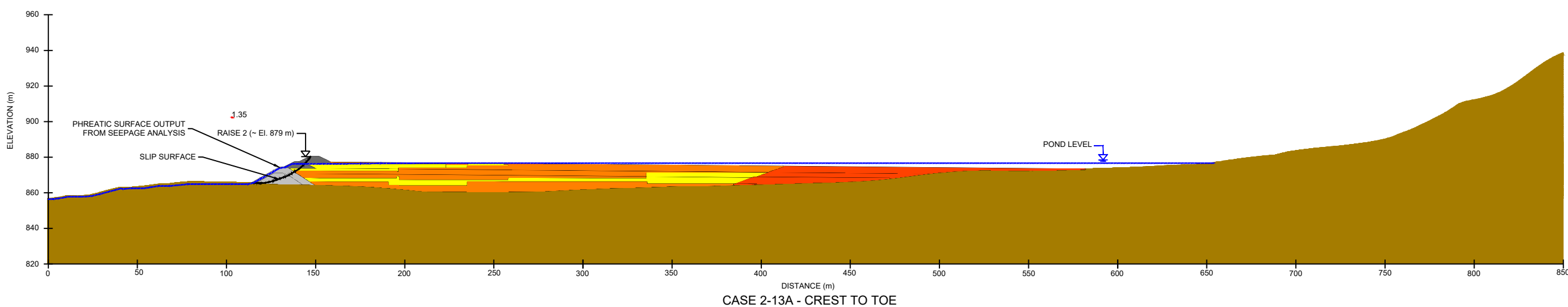
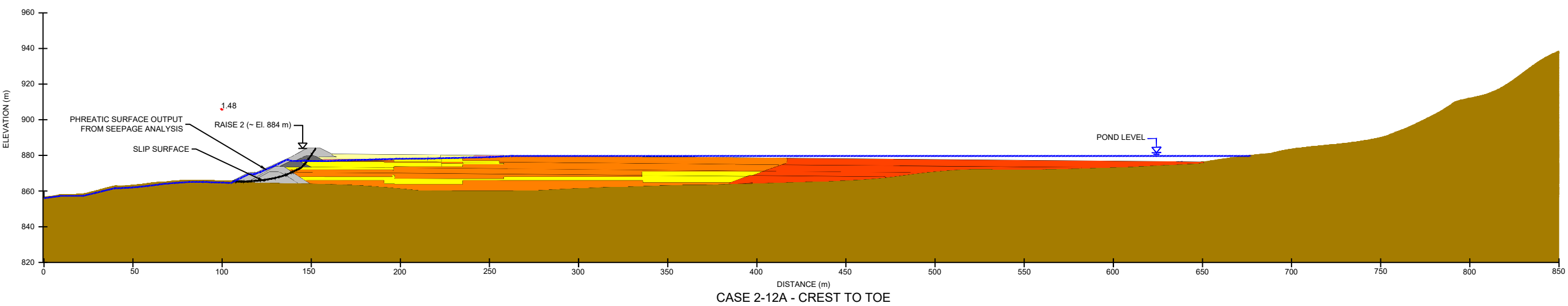
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT	PROJECT	
	REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1	
	TITLE	
	STABILITY ANALYSIS RESULTS SECTION 2-2' - EL. 891.5 m AND 889 m PEAK STRENGTH	
SCALE	PROJECT No.	FIG. No.
1:2,500	A03355A01	21

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE



NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL
CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 884 m AND 879 m
PEAK STRENGTH

SCALE

1:2,500

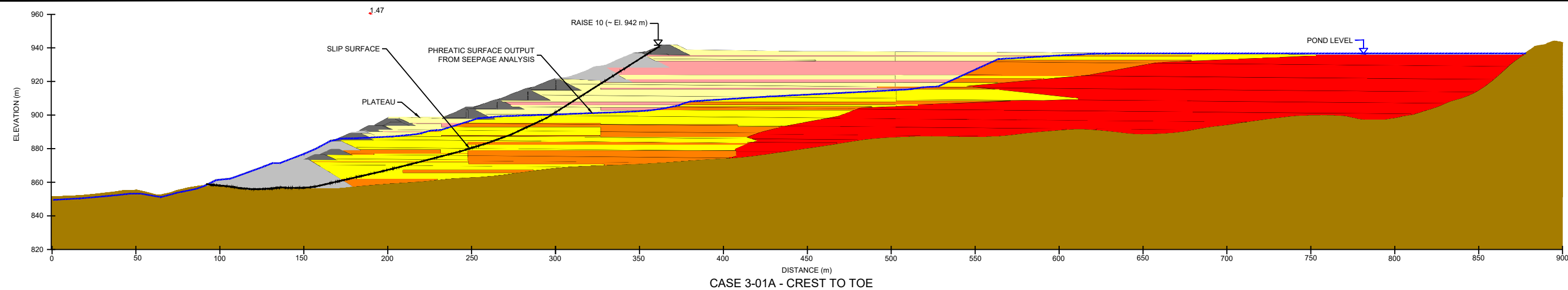
PROJECT No.

A03355A01

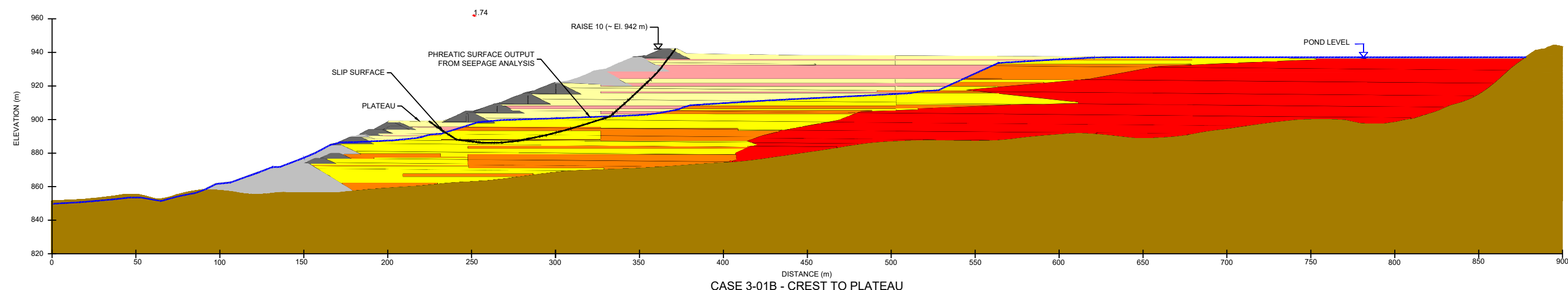
FIG. No.

22

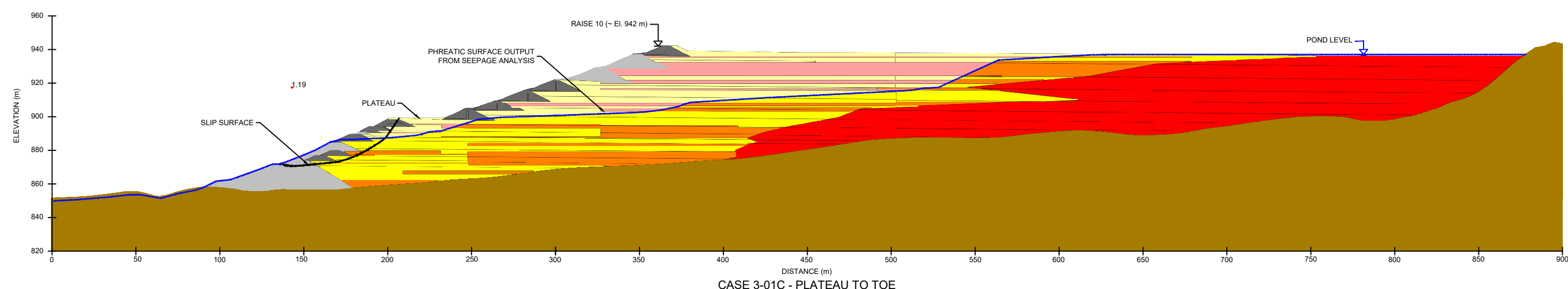
1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17"
DRAWING SIZE



CASE 3-01A - CREST TO TOE



CASE 3-01B - CREST TO PLATEAU



CASE 3-01C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

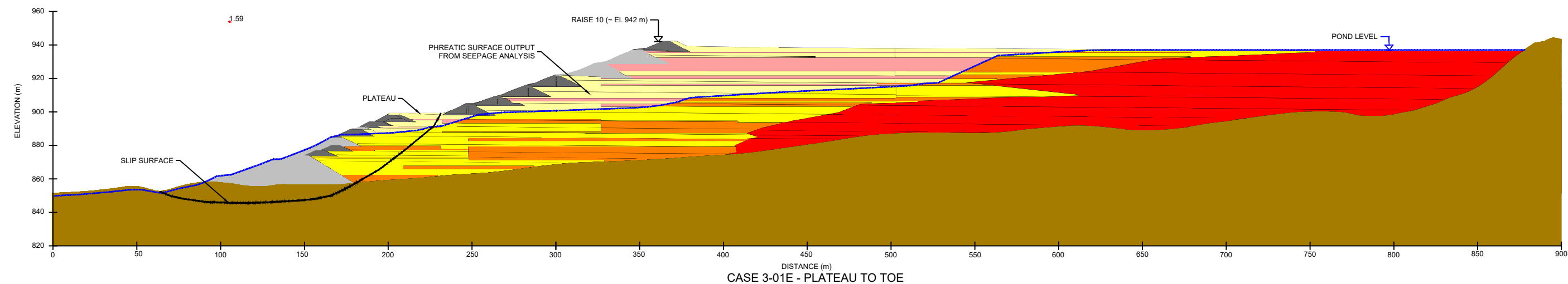
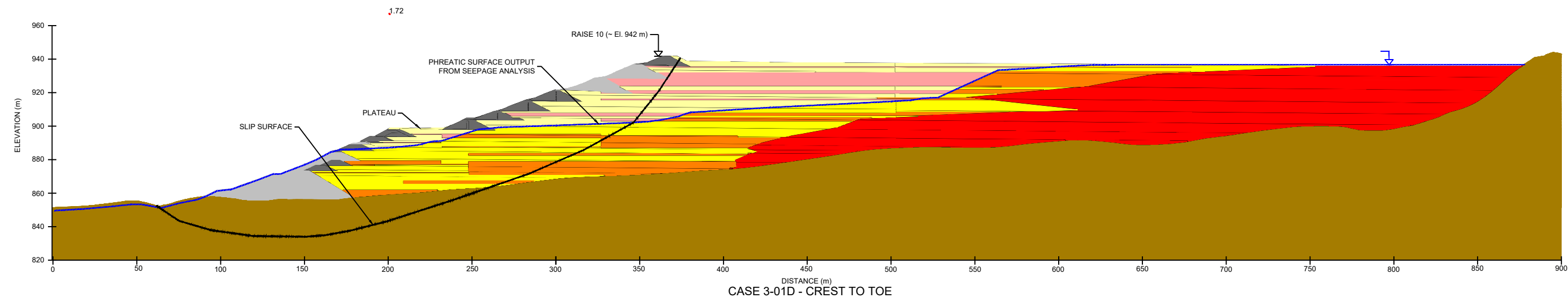
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT	PROJECT REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1	
	TITLE STABILITY ANALYSIS RESULTS SECTION 3-3' - EL. 942 m PEAK STRENGTH	
SCALE 1:2,500	PROJECT No. A03355A01	FIG. No. 23

KCB-FIG-B-4



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

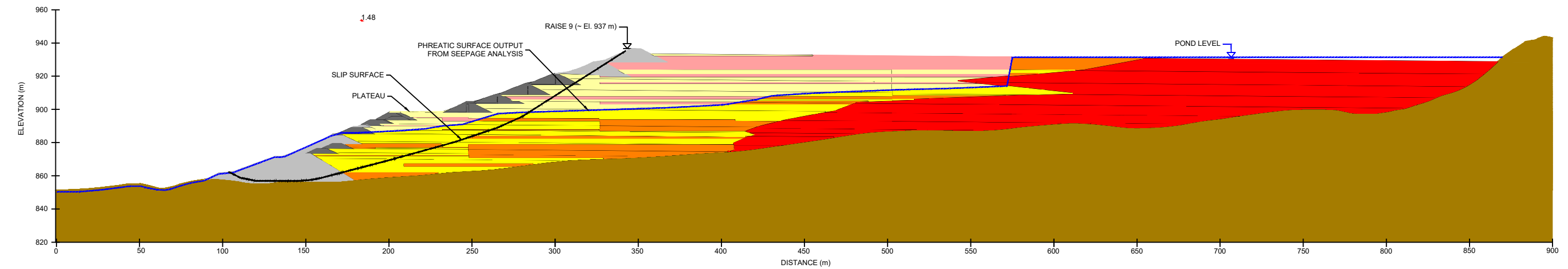
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 942 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

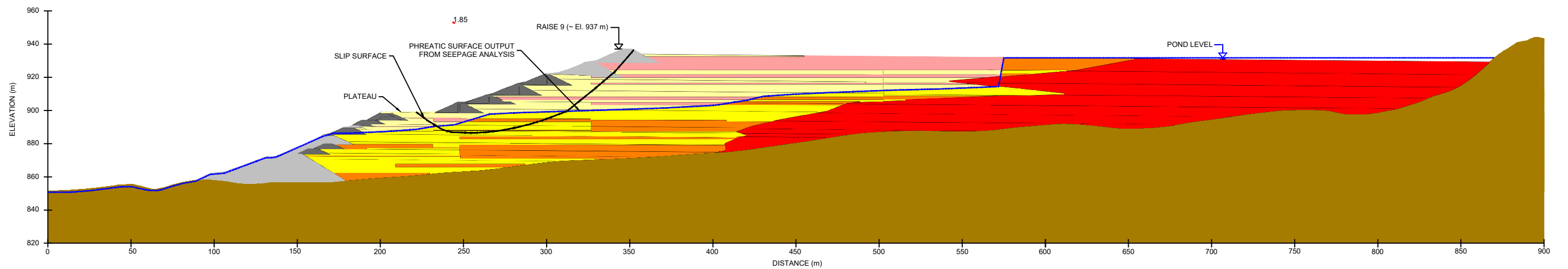
PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
24

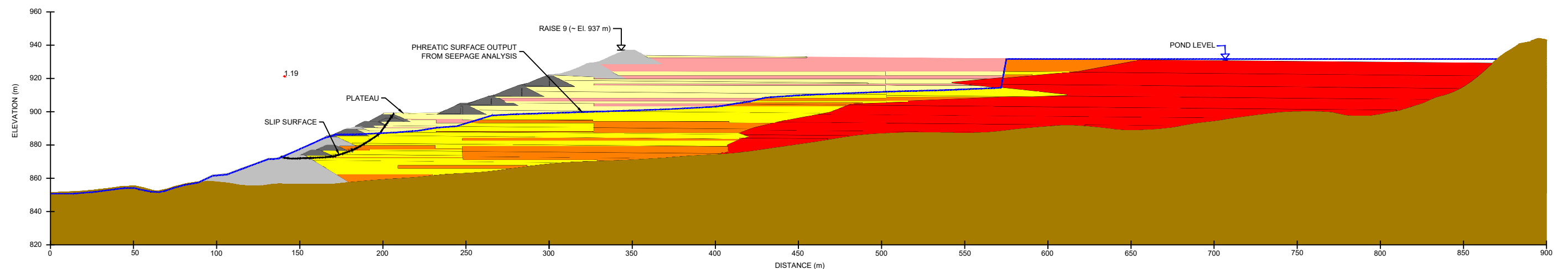
KCB-FIG-B-4



CASE 3-02A - CREST TO TOE



CASE 3-02B - CREST TO PLATEAU



CASE 3-02C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

- ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
- MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
- ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | |
|---|--|
| COARSE TAILINGS | SLIMES |
| FINE TAILINGS | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | PHREATIC SURFACE |
| FOUNDATION SOIL | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

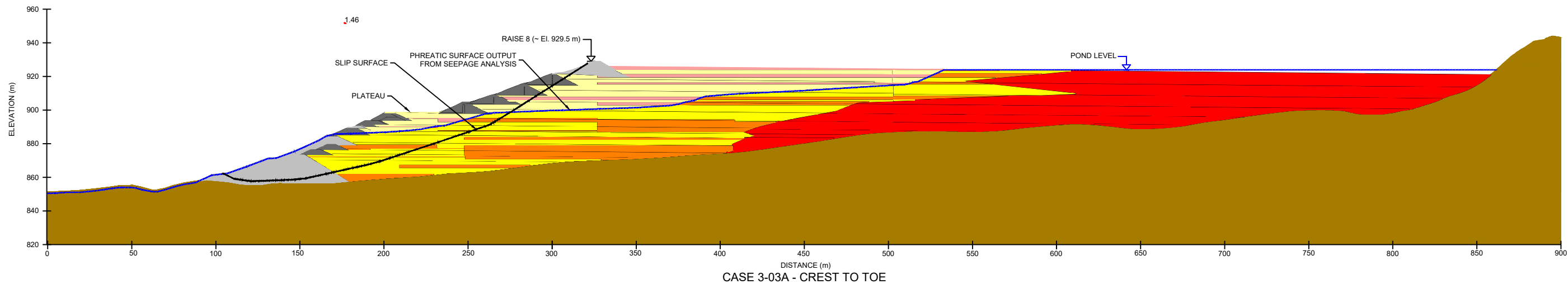
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 937 m
PEAK STRENGTH

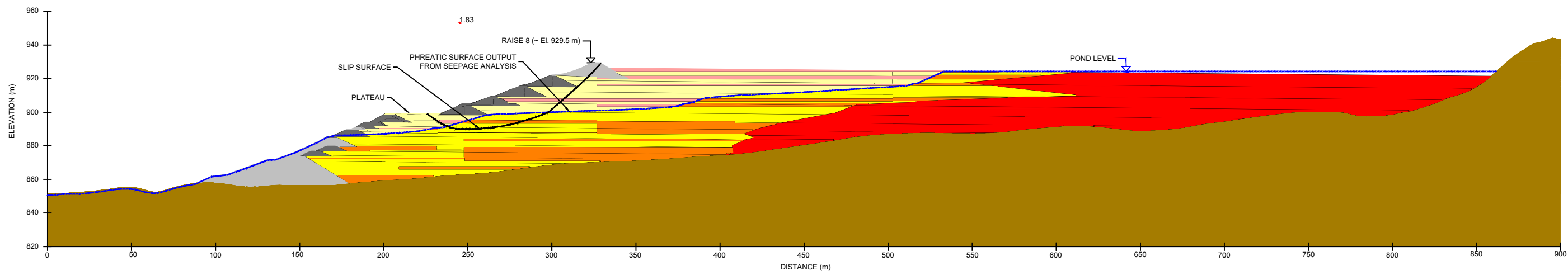
SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

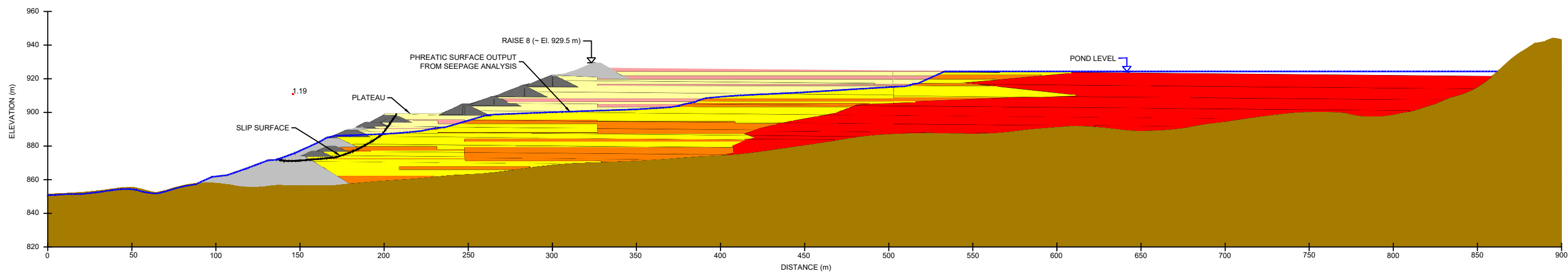
FIG. No.
25



CASE 3-03A - CREST TO TOE



CASE 3-03B - CREST TO PLATEAU



CASE 3-03C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

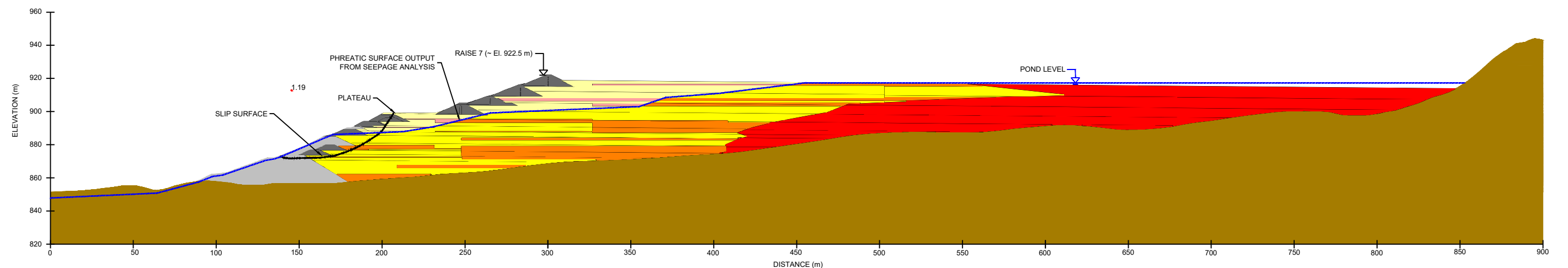
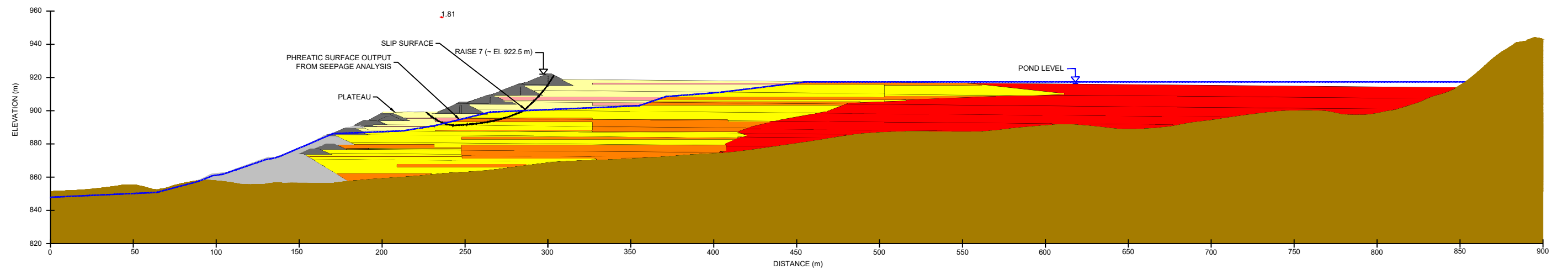
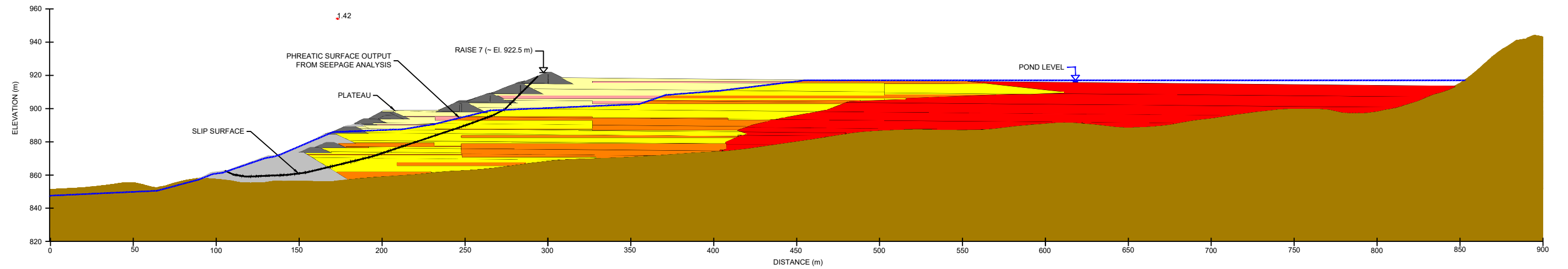
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 929.5 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
26



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | |
|---|--|
| COARSE TAILINGS | SLIMES |
| FINE TAILINGS | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | PHREATIC SURFACE |
| FOUNDATION SOIL | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

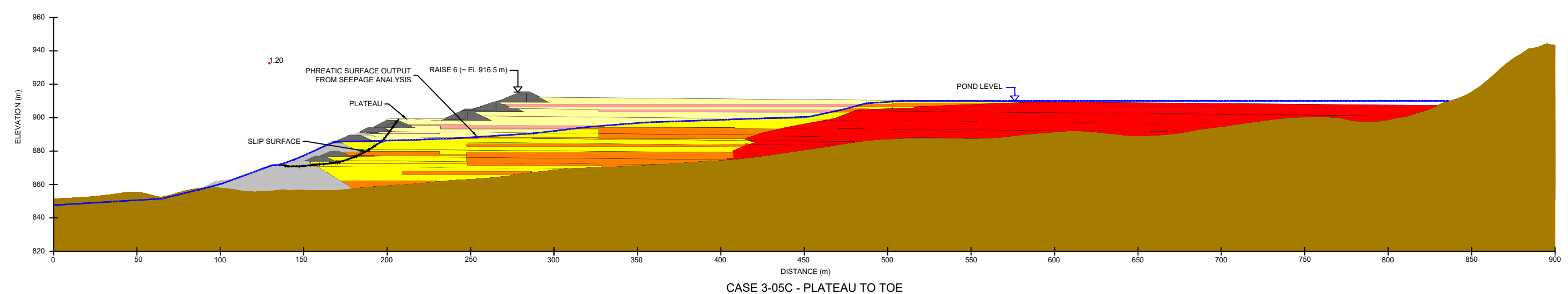
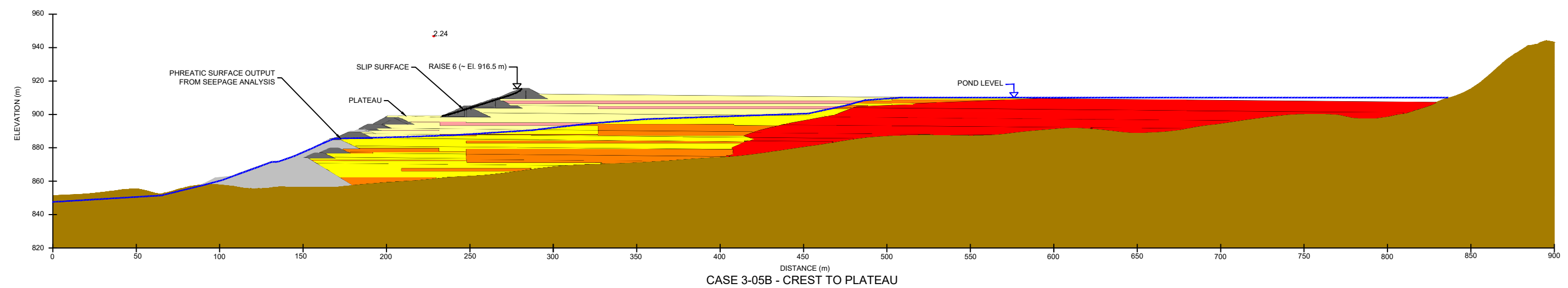
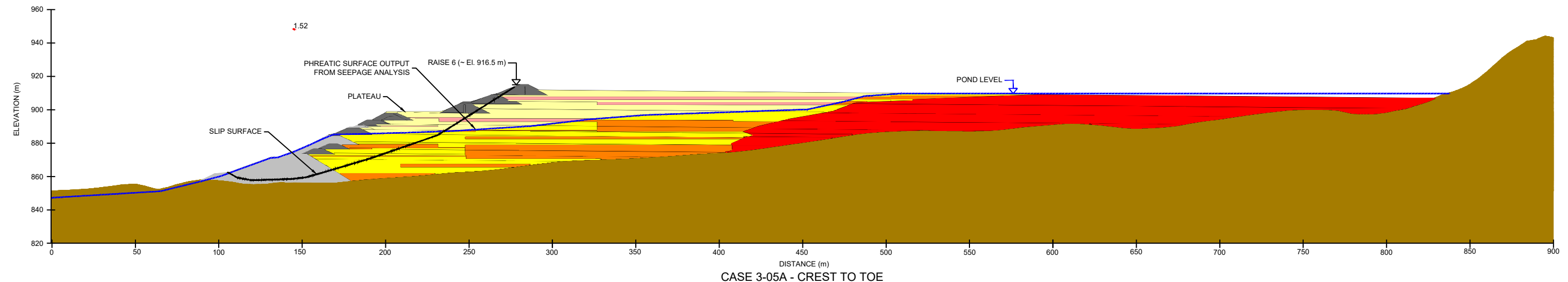
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 922.5 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
27



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

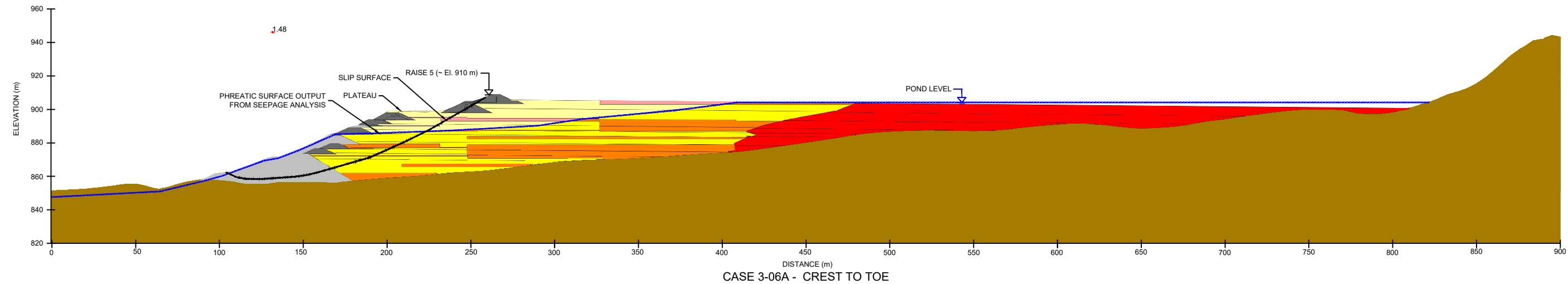
1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

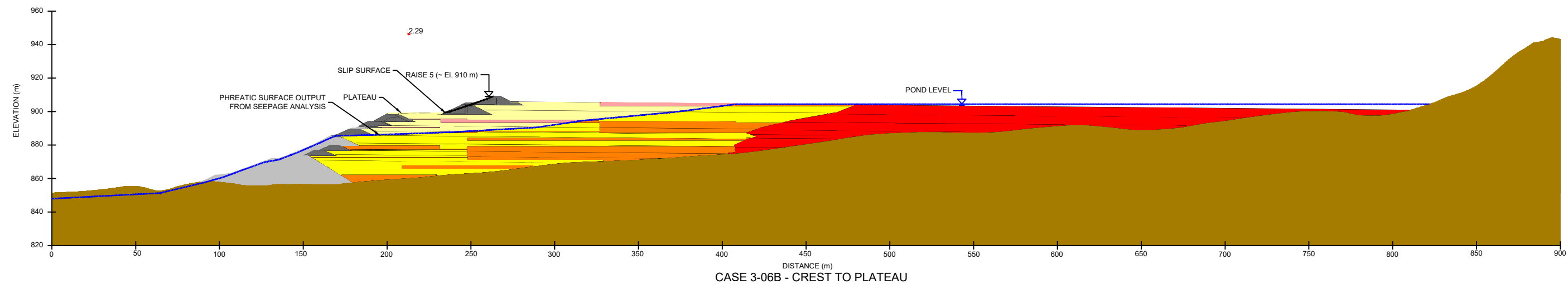
- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT	PROJECT REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1	
	TITLE STABILITY ANALYSIS RESULTS SECTION 3-3' - EL. 916.5 m PEAK STRENGTH	
SCALE 1:2,500	PROJECT No. A03355A01	FIG. No. 28

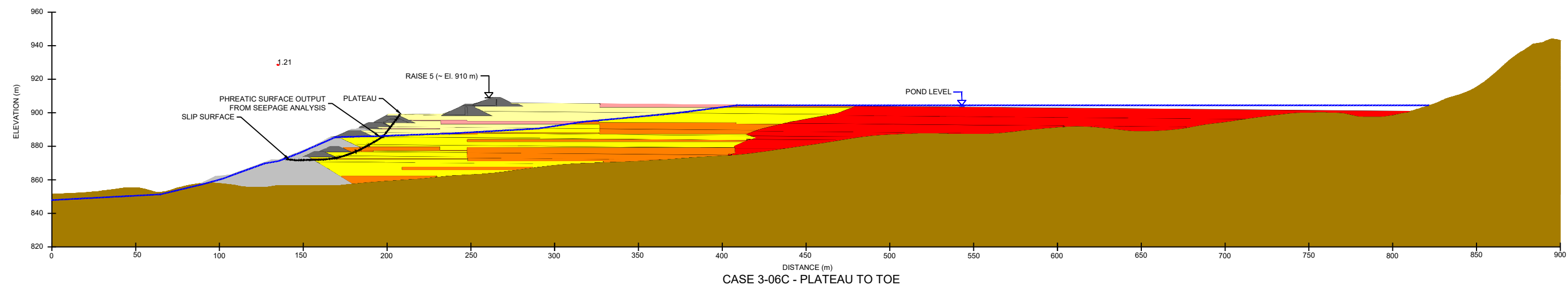
KCB-FIG-B-4



CASE 3-06A - CREST TO TOE



CASE 3-06B - CREST TO PLATEAU



CASE 3-06C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

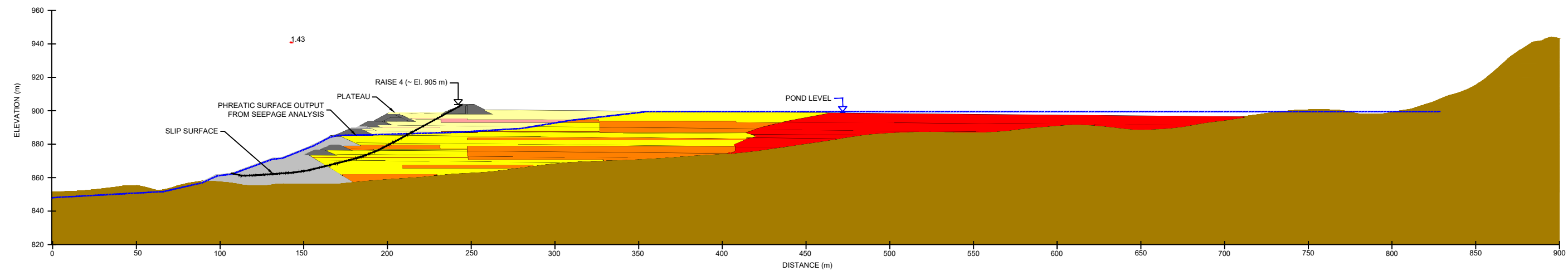
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 910 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

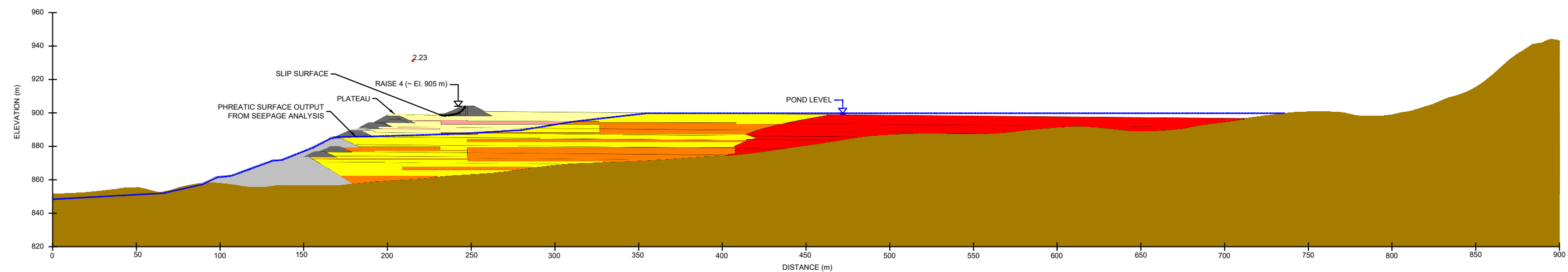
PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
29

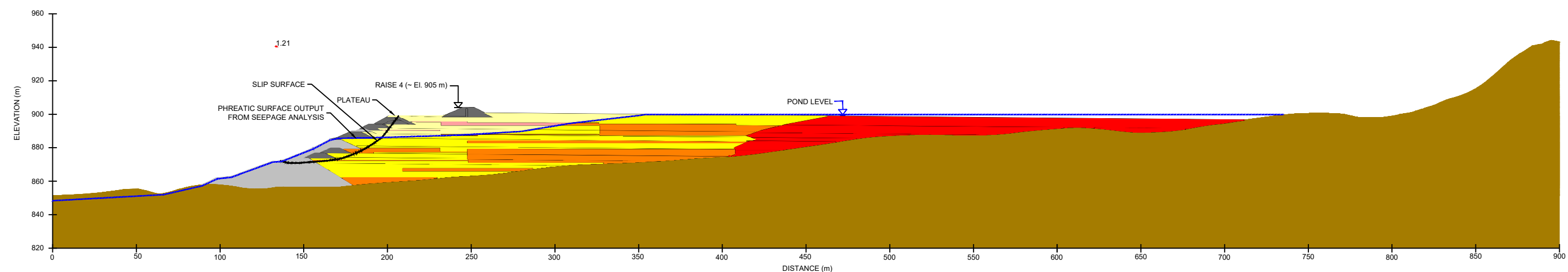
KCB-FIG-B-4



CASE 3-07A - CREST TO TOE



CASE 3-07B - CREST TO PLATEAU



CASE 3-07C - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

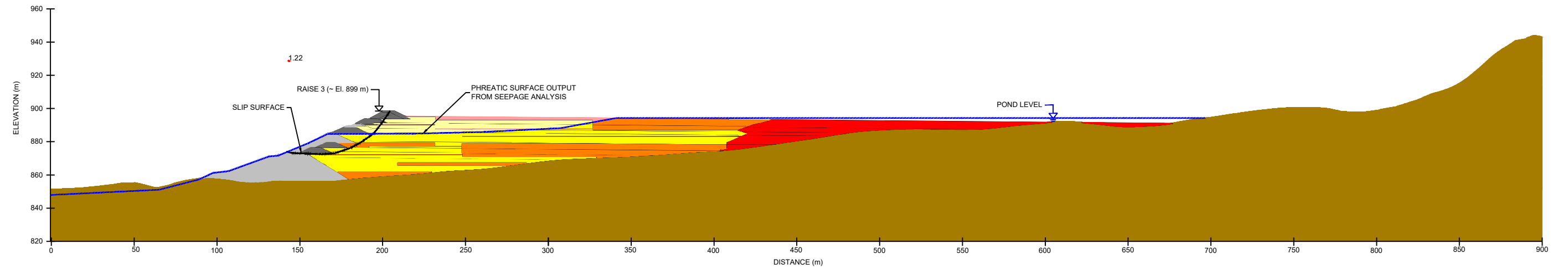
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 905 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

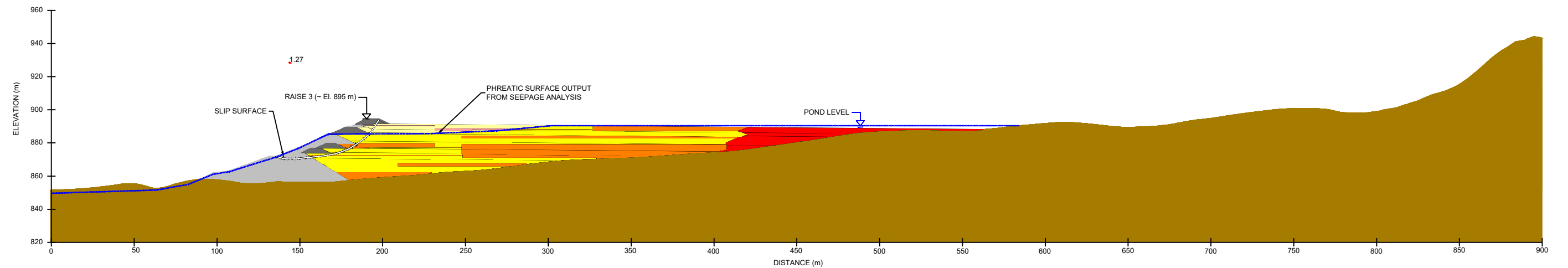
PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
30

KCB-FIG-B-4



CASE 3-08A - CREST TO TOE



CASE 3-09A - CREST TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

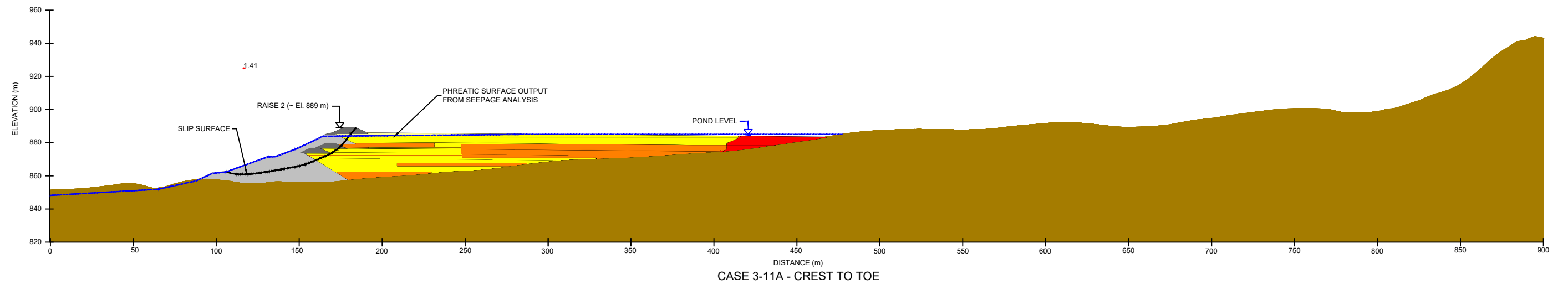
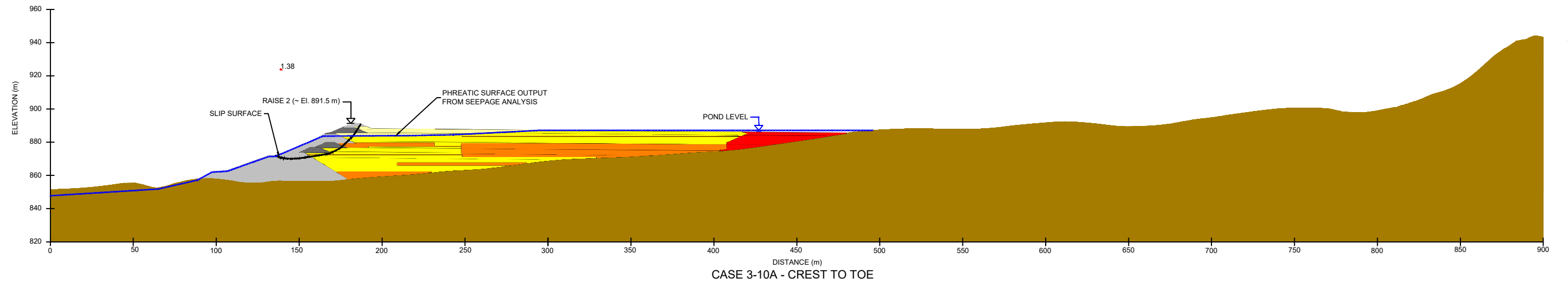
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 899 m AND 895 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
31

KCB-FIG-B-4



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

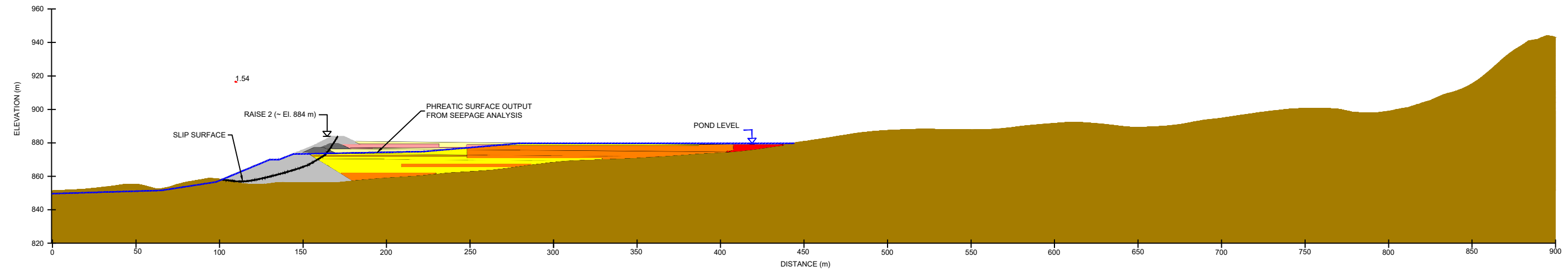
STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 891.5 m AND 889 m
PEAK STRENGTH

SCALE
1:2,500

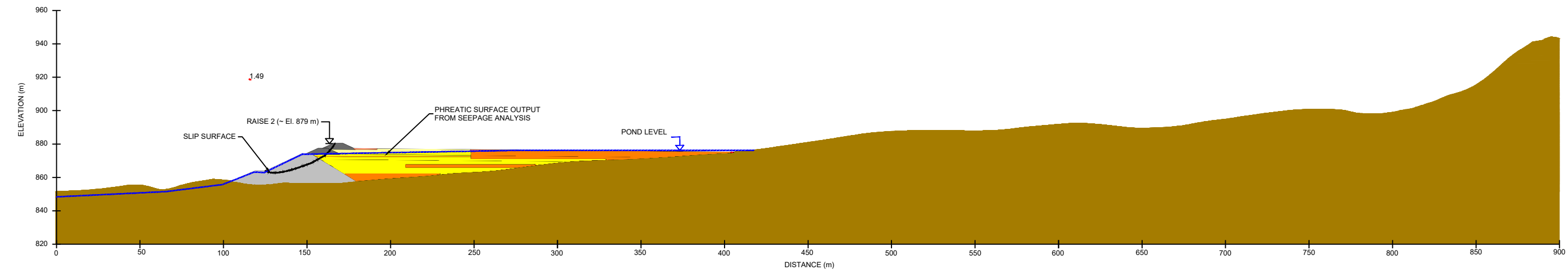
PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
32

KCB-FIG-B-4



CASE 3-12A - CREST TO TOE



CASE 3-13A - CREST TO TOE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 884 m AND 879 m
PEAK STRENGTH

SCALE

1:2,500

PROJECT No.

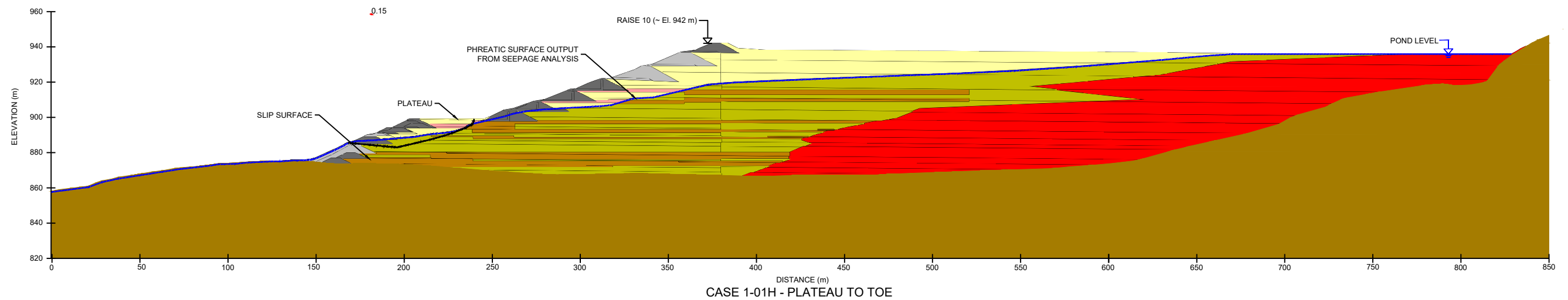
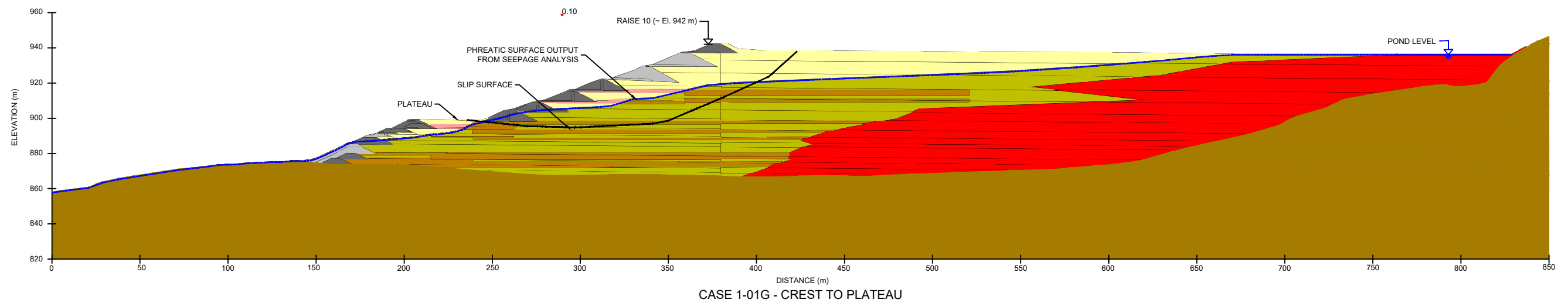
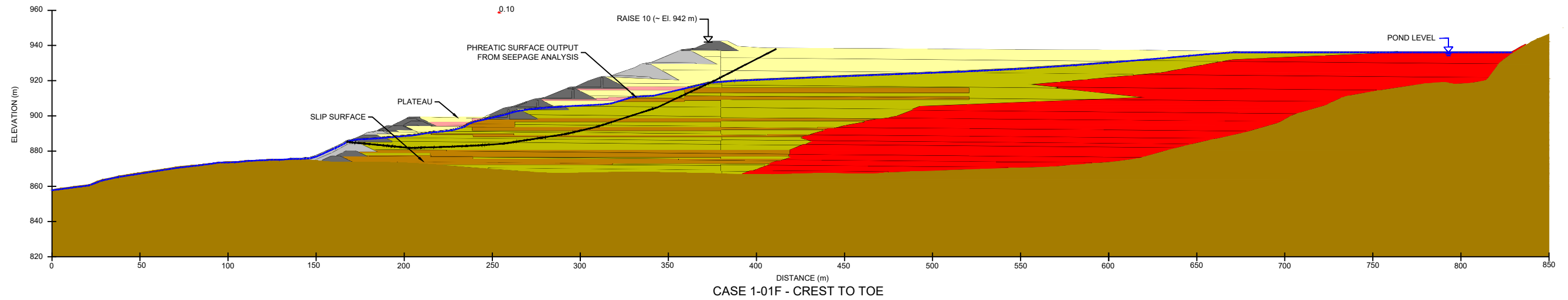
A03355A01

FIG. No.

33

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

KCB-FIG-B-4



1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

	COARSE TAILINGS		SLIMES
	FINE TAILINGS		COARSE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (TAILINGS)		FINE TAILINGS (DRAINED)
	COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL)		PHREATIC SURFACE
	FOUNDATION SOIL		POND LEVEL

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

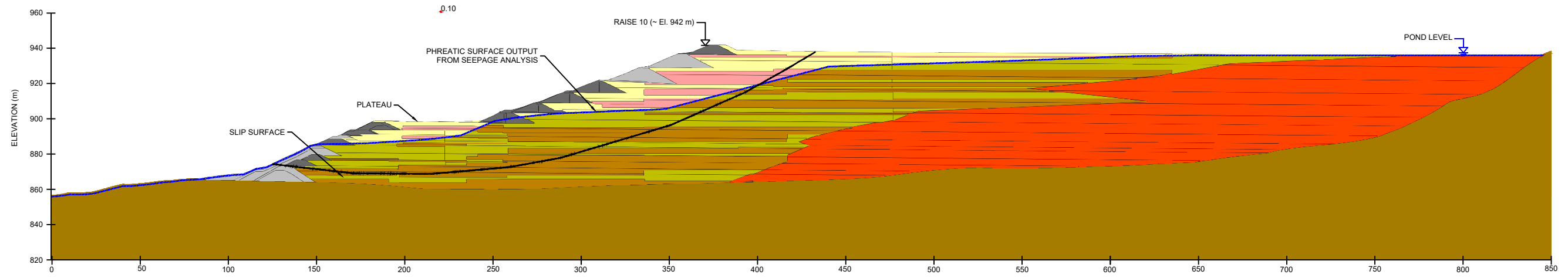
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 1-1' - EL. 942 m
LIQUIFIED STRENGTH

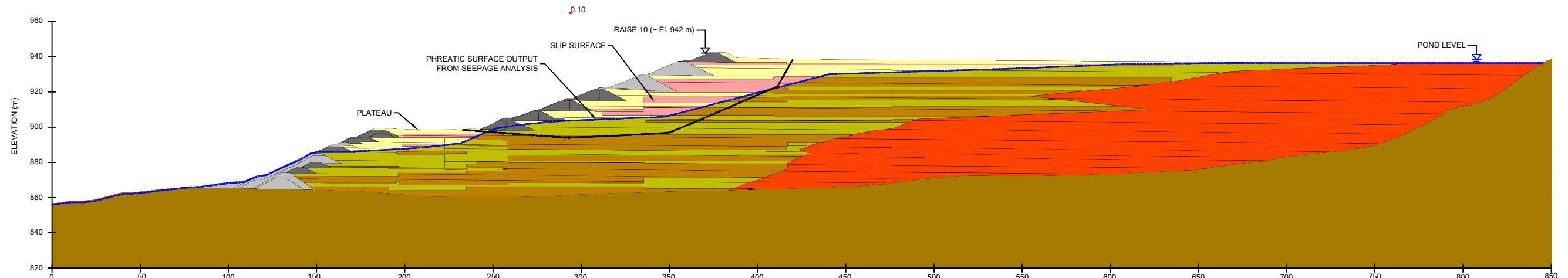
SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

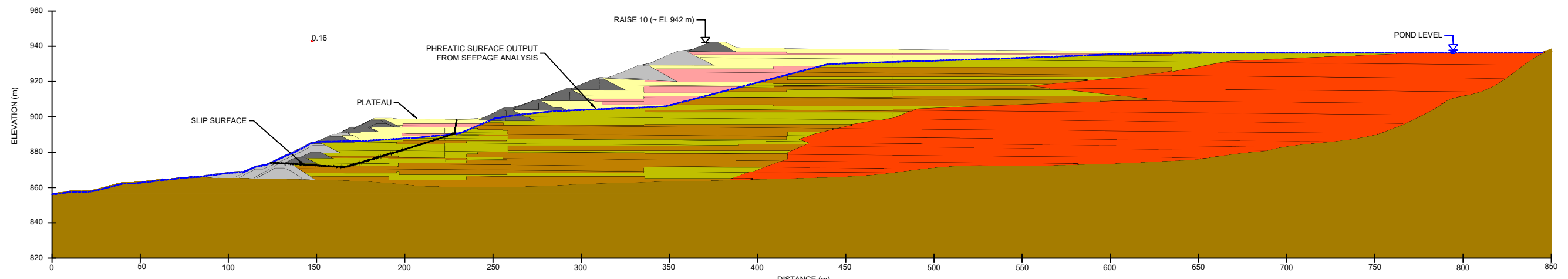
FIG. No.
34



CASE 2-01F - CREST TO TOE



CASE 2-01G - CREST TO PLATEAU



CASE 2-01H - PLATEAU TO TOE

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | |
|-------------------------------------|---------------------------|
| COARSE TAILINGS | SLIMES |
| FINE TAILINGS | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | PHREATIC SURFACE |
| FOUNDATION SOIL | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

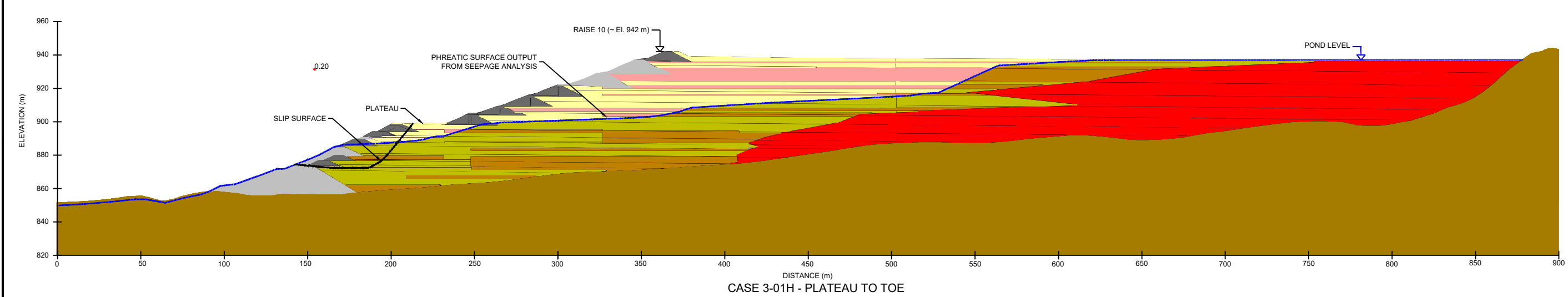
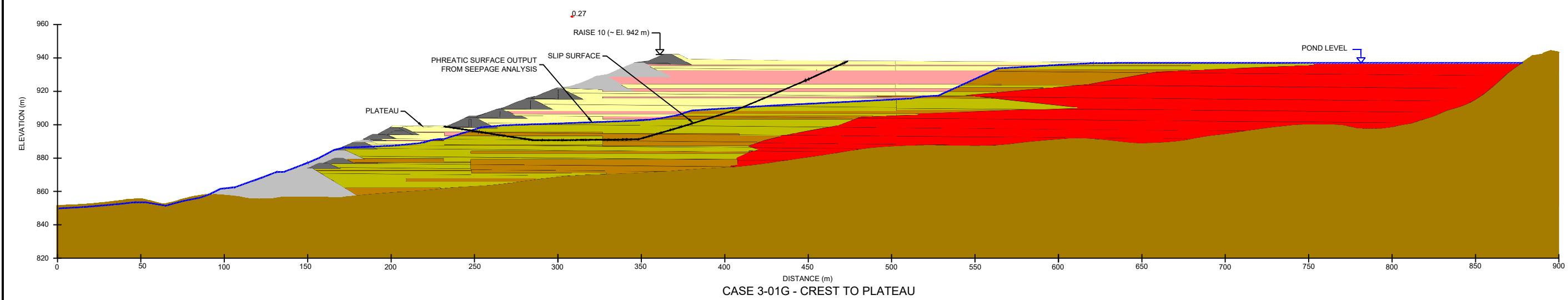
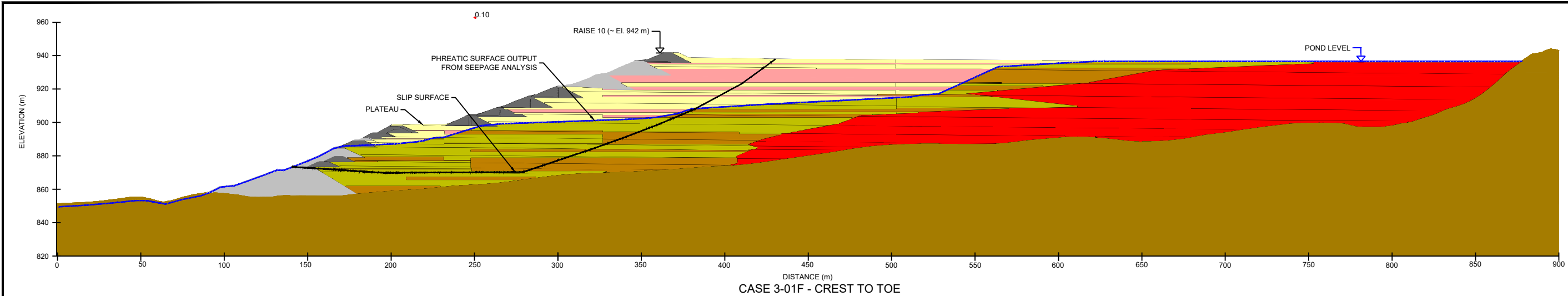
TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 2-2' - EL. 942 m
LIQUIFIED STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
35



NOTES:

1. ALL DIMENSIONS AND ELEVATIONS ARE IN METERS UNLESS STATED OTHERWISE.
2. MATERIAL PARAMETERS ARE OUTLINED IN APPENDIX E.
3. ONLY SLIP SURFACES CONSIDERED MOST CRITICAL ARE PRESENTED.

LEGEND:

- | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---------------------------|
| | COARSE TAILINGS | | SLIMES |
| | FINE TAILINGS | | COARSE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (TAILINGS) | | FINE TAILINGS (DRAINED) |
| | COMPACTED BERM FILL (RESIDUAL SOIL) | | PHREATIC SURFACE |
| | FOUNDATION SOIL | | POND LEVEL |

CLIENT

PROJECT

REPORT OF THE EXPERT PANEL ON THE TECHNICAL CAUSES OF THE FAILURE OF FEIJÃO DAM 1

TITLE

STABILITY ANALYSIS RESULTS
SECTION 3-3' - EL. 942 m
LIQUIFIED STRENGTH

SCALE
1:2,500

PROJECT No.
A03355A01

FIG. No.
36

1:2,500 0 25 50 m BASED ON A 11"X 17" DRAWING SIZE