



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Marcio Fernandes Leão

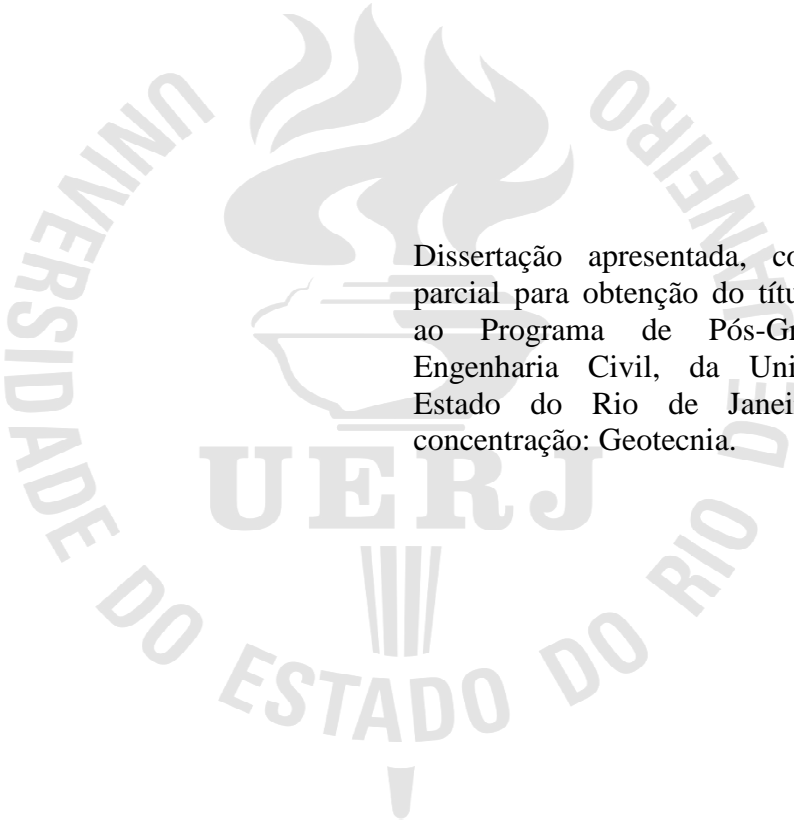
**Análise tensão-deformação de uma barragem de concreto em solo residual
preponderantemente anisotrópico**

Rio de Janeiro

2015

Marcio Fernandes Leão

**Análise tensão-deformação de uma barragem de concreto em solo residual
preponderantemente anisotrópico**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco

Coorientador: Profa. Dra. Bernardete Ragoni Danziger

Rio de Janeiro

2015

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

L433 Leão, Marcio Fernandes.
Análise tensão-deformação de uma barragem de concreto em solo residual preponderantemente anisotrópico / Marcio Fernandes Leão. – 2015.
149f.

Orientador: Marcus Peigas Pacheco.
Coorientador: Bernadete Ragoni Danziger.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil. 2. Geotecnia. 3. Barragens de concreto - Dissertações. 4. Concreto - Deformação - Dissertações. I. Pacheco, Marcus Peigas. II. Danziger, Bernadete Ragoni. III. Universidade do Estado do Rio. IV. Título.

CDU 627.82

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Marcio Fernandes Leão

**Análise tensão-deformação de uma barragem de concreto em solo residual
preponderantemente anisotrópico**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 01 de abril de 2015.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco (Orientador)

Departamento de Estrutura e Fundações - Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dra. Bernadete Ragoni Danziger (Coorientador)

Departamento de Estrutura e Fundações - Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dra. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dra. Alessandra Conde de Freitas

Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ

Rio de Janeiro

2015

DEDICATÓRIA

A Caroline por mais um desafio ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Doutor Marcus Peigas Pacheco e a Prof. Doutora Bernadete Ragoni Danziger por toda a ajuda e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho e pela amizade demonstrada nesses anos.

Um agradecimento especial a Prof. Doutora Denise Maria Soares Gerscovich pela confiança depositada em mim e grande ajuda com o programa Plaxis 2D.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

Quanto mais nos elevamos, menores parecemos aos olhos daqueles que não sabem voar.

Friedrich Wilhelm Nietzsche

RESUMO

LEÃO, Marcio Fernandes. *Análise tensão deformação de uma barragem de concreto em solo residual preponderantemente anisotrópico*. 2015. 149f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

Estudos de fundações de obras de arte, como barragens de concreto-gravidade e barragens de terra, devem contemplar todos os esforços atuantes no maciço de fundação, principalmente as tensões e as deformações esperadas durante todo o processo construtivo e no período pós-construtivo. Quando essas estruturas são apoiadas sobre rochas de boa sanidade, a escolha do barramento geralmente favorece a implantação de barragens de concreto. Entretanto, quando os maciços de fundação são formados por solos, a opção técnica geralmente mais bem aceita é quanto à utilização de barragens de terra. Em ambos os casos, as análises de estabilidade e de deformação são desenvolvidas por métodos analíticos bem consolidados na prática. Nas condições mais adversas de fundação, seja em rochas ou em solos com marcante anisotropia e estruturas reliquias herdadas da rocha-mãe, a utilização de modelos constitutivos anisotrópicos em análises por elementos finitos propicia simulações mais realistas dessas feições estruturais, contribuindo para o seu melhor conhecimento. O presente trabalho teve por objetivo demonstrar a utilização de um modelo constitutivo anisotrópico no estudo da fundação da Barragem San Juan, localizada na República Dominicana, que foi concebida como uma estrutura tipo concreto-gravidade apoiada sobre solos residuais jovens altamente anisotrópicos. Nessa obra, apesar de sua pequena altura, a presença marcante de descontinuidades ensejou um estudo mais detalhado do comportamento tensão-deformação da fundação, levando em conta o levantamento detalhado da atitude das descontinuidades presentes no maciço e os resultados de ensaios de resistência em planos paralelos e normais às descontinuidades. Para a estimativa de deformações, os respectivos módulos de Young (E_s) foram estimados com base em correlações com a resistência à penetração SPT desenvolvidas nesta dissertação, a partir de um estudo estatístico baseado em várias publicações disponíveis na literatura. As análises numéricas por elementos finitos foram desenvolvidas através do programa Plaxis 2D, utilizando-se como modelo constitutivo aquele denominado “The Jointed Rock Model”, que é particularmente recomendado para análises de estabilidade e deformação de materiais anisotrópicos. Os resultados das análises numéricas foram comparados com as análises de equilíbrio limite elaboradas para o projeto executivo da referida barragem, pelo programa Slope, utilizando o método rigoroso de Morgenstern e Price, que se mostrou conservador. Os resultados das análises numéricas mostraram sua inequívoca versatilidade para a escolha de opções de reforço da fundação, através de dentes que objetivavam o aumento das condições de estabilidade da barragem.

Palavras-chave: Solo Residual. Anisotropia. Barragem Concreto-Gravidade. Modelo Constitutivo Anisotrópico.

ABSTRACT

LEÃO, Marcio Fernandes. *Analysis strain stress of a concrete dam in residual soil predominantly anisotropic*. 2015. 149f. Dissertation (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

The design of engineering structures such as concrete-gravity and earth dams should account for all forces acting on the foundation to predict stresses and strains throughout the construction and post-constructive periods. For good quality rocks, the most common choice generally favors the use of concrete dams. However, for soil foundations, the most accepted solutions rely on earth dams. In both cases, classical limiting equilibrium stability analyses and isotropic numerical stress-strain analyses are commonly used in design. Under more adverse foundation conditions, the behavior of rocks and soils with marked anisotropy and inherited relict structures, anisotropic constitutive models provide predictions that are more realistic and contribute to a better understanding of these structural features. This dissertation aimed to demonstrate the use of an anisotropic constitutive model in the stability analysis of the foundation of the San Juan Dam, in the Dominican Republic, which was conceived as a concrete gravity-type structure supported by highly anisotropic young residual soils. Despite the small height of this dam, the intense presence of discontinuities has resulted in more detailed stress-strain analyses of the foundation, taking into account a detailed survey of the discontinuities in the soil mass and the results of direct shear tests parallel and normal to the most dominant discontinuities. To estimate settlements, the Author developed statistic correlations to estimate the Young's modulus (E_s) based on many correlations of the shear wave velocity vs versus the SPT blow count based on many publications available in the literature. The Author carried out the analyses by the finite element program Plaxis 2D, using the constitutive model “The Jointed Rock Model”, which is particularly recommended for stability and stress-strain analyses of anisotropic materials. The numerical results were compared to limit equilibrium analyses carried out for the design of the San Juan Dam using the rigorous method of Morgenstern and Price, which proved to be conservative. The numerical analyses clearly showed the versatility of the numerical model to improve the overall stability of the dam by means of a cut off trench through the anisotropic soil foundation.

Keywords: Residual Soil. Anisotropy. Concrete-Gravity Dams. Anisotropic Constitutive Model.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mapa político da República Dominicana com destaque para a Península de Samaná	17
Figura 2 – Seção esquemática típica de uma barragem concreto-gravidade.....	20
Figura 3 – Parâmetro α que define a direção das descontinuidades	27
Figura 4 – Arranjo Geral do Barramento San Juan. Escala original 1: 250	29
Figura 5 – Seção do Eixo da Barragem San Juan (vista de jusante) apresentando as cotas de 30	
Figura 6 – Mapa tectônico da região do Caribe.....	35
Figura 7 – Curvas de Isoaceleração Sísmica	36
Figura 8 – Detalhe das caixas de testemunho (A – E) da sondagem (SM-19) executada na ...	39
Figura 9 – Condicionantes Geológicos-Geotécnicos.....	40
Figura 10 – Detalhes de dissoluções cársticas.....	41
Figura 11 – Valores de permeabilidade para o maciço rochoso da Barragem San Juan.....	43
Figura 12 (a) – Curva granulométrica típica dos solos residuais estudados (BL-04).....	47
Figura 12 (b) – Curva granulométrica dos solos residuais estudados (BL-08)	47
Figura 13 – Exemplo de corpo de prova submetido ao cisalhamento direto (Bloco 9)	49
Figura 14 – Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal (mm) (Ensaio paralelo –	51
Figura 15 – Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal (mm) (Ensaio perpendicular –	52
Figura 16 – Gráfico Tensão Cisalhante x Tensão Total para os solos residuais da Barragem.55	
Figura 17 – Apresentação dos intervalos de confiança (0,5 a 1,0) para as amostras citadas ...	55
Figura 18 – Proposições de diversos autores correlacionando valores de N_{60} e V_s na obtenção	62
Figura 19 – Exclusão das curvas (proposições dos autores) fora da tendência.....	62
Figura 20 – Linearização das curvas onde é observada a linha de tendência.....	64
Figura 21 (a) – Obtenção da Equação Potencial (PROPOSTA – em vermelho) para o módulo	66
Figura 21 (b) – Obtenção da Equação Potencial (PROPOSTA – em vermelho) para o módulo de deformabilidade dinâmico.....	67
Figura 21 (c) – Comparativo entre as Equações 9 e 11.....	70
Figura 22 – Forças atuantes em barragens tipo concreto-gravidade	84
Figura 23 – Mapa geológico da fundação do bloco A2 – Contorno estrutural do topo rochoso	90
Figura 24 – Seção A2.1 – A2.1' – Maciço de fundação do Bloco A2	90
Figura 25 – Seção A2.2 – A2.2' – Maciço de fundação do Bloco A2	91

Figura 26 – Seção A2.3 – A2.3’ – Maciço de fundação do Bloco A2	91
Figura 27 – Seção A2.4 – A2.4’ – Maciço de fundação do Bloco A2	92
Figura 28 – Mapa geológico da fundação do Bloco 4 – Contorno estrutural do topo rochoso	93
Figura 29 – Seção 4.1 – 4.1’ – Maciço de fundação do Bloco 4.....	95
Figura 30 – Seção 4.2 – 4.2’ – Maciço de fundação do Bloco 4.....	95
Figura 31 – Seção 4.3 – 4.3’ – Maciço de fundação do Bloco 4.....	96
Figura 32 – Seção 4.4 – 4.4’ – Maciço de fundação do Bloco 4.....	96
Figura 33 – Mapa geológico da fundação do Bloco 9 – Contorno estrutural do topo rochoso	98
Figura 34 – Seção 9.1 – 9.1’ – Maciço de fundação do Bloco 9.....	98
Figura 35 – Seção 9.2 – 9.2’ – Maciço de fundação do Bloco 9.....	99
Figura 36 – Seção 9.3 – 9.3’ – Maciço de fundação do Bloco 9.....	99
Figura 37 – Medidas de xistosidade e fraturas para o Bloco 9.....	102
Figura 38 – Medidas de xistosidade e fraturas para o Bloco 4.....	103
Figura 39 – Medidas de xistosidade e fraturas para o Bloco A2.....	104
Figura 40 – Figura Esquemática mostrando a direção das famílias de descontinuidades.....	104
Figura 41 – Exemplo de Malha de elementos finitos para os blocos de fundação analisados.	105
Figura 42 – Detalhe do corpo da barragem com aprofundamento de 4 m da estrutura de concreto na fundação (dentes de fundação).....	106

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Resultado de ensaios de caracterização para xistos (continua)	22
Quadro 2 – Resultado de ensaios de cisalhamento direto para xistos	23
Quadro 3 – Graus de fraturamento adotados	31
Quadro 4 – Graus de alteração adotados	31
Quadro 5 – Graus de coerência adotados	31
Quadro 6 – Blocos de amostras indeformadas coletados	47
Quadro 7 – Resultado dos ensaios de caracterização realizados	48
Quadro 8 – Índices físicos para os corpos de amostra ensaiados	50
Quadro 9 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto	50
Quadro 10 – Proposições encontradas na literatura científica para correlações entre N_{SPT} e V_s	61
Quadro 11 – Valores do módulo de elasticidade	68
Quadro 12 – Análises consideradas e parâmetros considerados para o cálculo da estabilidade da Barragem San Juan	75
Quadro 13 – Fatores de Segurança para as condições analisadas e Tensões Atuantes nas bases	85
Quadro 14 – Descrição geológica dos materiais de fundação do Bloco A2	89
Quadro 15 – Descrição geológica dos materiais de fundação do Bloco 4	94
Quadro 16 – Descrição geológica dos materiais de fundação do Bloco 9	97
Quadro 17 – Classificação geológica-geomecânica dos materiais da Barragem San Juan....	101
Quadro 18 – Tensões e Deformações obtidos pelo MEF para os blocos de fundação.....	111
Quadro 19 – Tensões e Deformações obtidos pelo MEF para os blocos de fundação analisados.	112

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	15
1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
1.1 Projetos Construtivos de Barragens do Tipo Concreto-Gravidade	19
1.2 Estabilidade de Barragens com Fundação em Solo Residual	20
2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA BARRAGEM SAN JUAN	28
2.1 Caso de Estudo: Barragem San Juan.....	28
2.2 Condicionantes Geológico - Geotécnicos	30
2.2.1 Geologia	31
2.2.2 Sismicidade Natural	34
2.2.3 Comportamento Geológico-Geotécnico dos Materiais	37
2.2.3.1 Heterogeneidade dos Solos Residuais	37
2.2.3.2 Estruturas Geológicas Observadas	40
2.2.3.3 Dissoluções Cársticas e Cavidades	40
2.2.3.4 Permeabilidade	42
3. TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM SOLOS RESIDUAIS.....	43
3.1 Considerações Sobre Solos Residuais.....	44
3.2 Tensões em Solos Residuais.....	45
3.3 Obtenção dos Parâmetros Geotécnicos – Ensaios de Laboratório	46
3.4 Deformações em Solos Residuais	56
3.4.1 Estimativa do Módulo de Young para Solos Residuais.....	57
4. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM SAN JUAN ELABORADA PELA EMPRESA PROJETISTA	71
4.1 Condições de Carregamento.....	72
4.1.1 Caso de Carregamento Normal (CCN)	72
4.1.2 Caso de Carregamento Excepcional (CCE).....	73
4.1.3 Caso de Carregamento de Construção (CCC).....	74
4.1.4 Carregamentos Combinados.....	74
4.2 Condições de Carga e Fatores de Segurança	75
4.3 Cargas para Análise de Estabilidade	76
4.3.1 Peso Próprio	77

4.3.2 Empuxo	77
4.3.3 Subpressão	80
4.3.4 Forças de Inércia.....	80
4.4 Cálculo dos Coeficientes de Segurança	80
4.4.1 Coeficiente de Segurança à Flutuação (CSF).....	81
4.4.2 Coeficiente de Segurança ao Tombamento (CST).....	81
4.4.3 Coeficiente de Segurança ao Deslizamento (CSD).....	82
4.4.4 Análise das tensões	82
4.5 Resultados Obtidos por Método Pseudoestático	83
5. APLICAÇÃO DO MEF AO COMPORTAMENTO TENSÃO E DEFORMAÇÃO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO.....	86
5.1 Aspectos gerais	86
5.2 Características Geológico-Geotécnicas dos Materiais de Fundação	87
5.2.1 Características Geológico-Geotécnicas – Bloco de Fundação A2	88
5.2.2 Características Geológico-Geotécnicas – Bloco de Fundação 4.....	92
5.2.3 Características Geológico-Geotécnicas – Bloco de Fundação 9	96
5.3 Modelagem Numérica - Blocos de Fundação: BL-A2, BL-4 e BL-9.....	100
6. RESULTADOS DO ESTUDO TENSÃO – DEFORMAÇÃO PELO MEF.....	104
6.1.1 Deslocamentos Totais – Condição Sem Dentes de Fundação	107
6.1.2 Deslocamentos Totais – Condição Com Dentes de Fundação.....	108
6.1.3 Tensões Totais – Condição Sem Dentes de Fundação	109
6.1.4 Tensões Totais – Condição Com Dentes de Fundação.....	110
6.1.5 Fatores de Segurança Obtidos	112
CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	113
REFERÊNCIAS	115
APÊNDICE – MODELAGENS REALIZADAS NO PLAXIS 2D.....	124

INTRODUÇÃO

Ao se estudar uma área para a implantação de uma obra de arte, no caso barragens, sempre são analisados aspectos geológico-geotécnicos, como: (i) os materiais que ocorrem nas ombreiras e fundação, (ii) a disponibilidade desses para jazidas de empréstimo e (iii) sua relação com parâmetros geotécnicos básicos, como permeabilidade, resistência e deformabilidade.

De forma a contribuir ao julgamento dos supracitados fatores, o projeto da Barragem San Juan, realizado pela empresa Sondotécnica e localizado na Península de Samaná (República Dominicana), é apresentado como estudo de caso nesta dissertação, tendo em vista ser uma barragem de concreto-gravidade apoiada sobre solo residual jovem anisotrópico, onde seus parâmetros geotécnicos foram decisivos em todas as etapas do projeto até a sua conclusão em 2010.

Para tanto foi elaborado um banco de dados para solos argilosos, compatíveis granulometricamente com os solos residuais de fundação, onde obteve-se, através de correlações de ondas sísmicas Vs e Nspt, o módulo de elasticidade dinâmico e estático, na condição. Essas informações, juntamente com as propriedades geotécnicas dos materiais, serviram como base para uma modelagem da fundação da barragem San Juan, através do método dos elementos finitos (MEF), no período imediatamente após o enchimento do reservatório.

É imprescindível o papel do geólogo nas etapas básicas de projeto, já que é ele o responsável por suprir adequadamente os modelos que norteiam as simulações numéricas desenvolvidas pelo corpo de engenheiros, na tentativa de melhor reproduzir conceitualmente as características “in situ” dos materiais. Assim, ambos os profissionais, geólogo e engenheiro, devem saber se comunicar em uma linguagem comum, através da geotecnia e geologia de engenharia.

Quando estas obras tratam dos conhecidos corpos monolíticos de concreto, no caso as barragens de concreto-gravidade, a previsão de erros de projeto reduzem o custo, já que o desconhecimento e/ou falta de experiência do corpo técnico é compensado, por exemplo, no aumento da escavação para apoio da fundação próximo ou no topo rochoso, além de superdimensionamento relacionado aos volumes de concreto envolvidos.

Quando o maciço de fundação é formado por materiais mistos, ou seja, compostos por solos mesclados a rochas alteradas, essa relação, solo/rocha, deve ser ainda mais estreita, tendo em vista que interpretações equivocadas podem resultar em linhas construtivas pessimistas, onerando o orçamento da obra em questão, ou então, em linhas por demais otimistas, pondo em risco a segurança do projeto, muitas vezes inviabilizando-o.

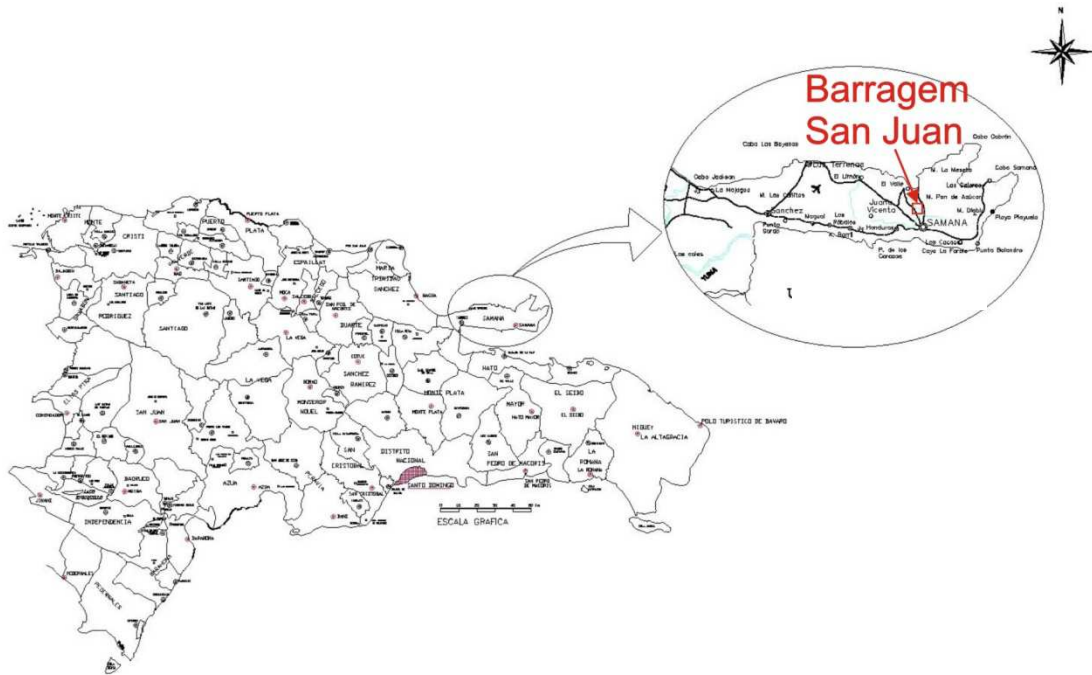
Muitas vezes, o desconhecimento geológico-geotécnico dos materiais envolvidos gera insegurança e acaba por restringir o projeto de barragens concreto-gravidade, limitando a sua altura, exigindo maiores volumes de concreto e maior área de fundação, denotando perfis menos esbeltos, ou em casos mais práticos, a alteração do tipo de barramento para barragens de terra ou enrocamento, quando existem jazidas de solo disponíveis para empréstimo.

Os materiais transicionais são muito comuns em perfis de alteração de países de clima tropical, como Brasil e República Dominicana, gerando extensos e profundos horizontes de solo residual, impossibilitando, infelizmente, a escavação da fundação até a segurança do topo rochoso.

Localização

A Península de Samaná e a província de igual nome, onde está situada a Barragem San Juan, se localiza na parte Nordeste da República Dominicana (Figura 1). A posição geográfica da província é limitada ao Norte e a Este pelo Oceano Atlântico e ao Sul pela Bahia de Samaná.

Figura 1 – Mapa político da República Dominicana com destaque para a Península de Samaná



Objetivo

A dissertação objetiva analisar o comportamento dos materiais em função das tensões e deformações aplicadas ao maciço de fundação em solo residual jovem da Barragem San Juan. Através da utilização do método dos elementos finitos (MEF), vislumbra-se estudar o efeito da atuação das solicitações originárias do peso da barragem sobre o maciço de fundação, cuja resposta deve contemplar o caráter heterogêneo do maciço em relação a inúmeros fatores responsáveis pelo bom desempenho das fundações. Dentre os principais fatores que devem influenciar o comportamento do maciço destaca-se a presença de materiais transicionais, ou seja, compostos por solos residuais mesclados a rochas alteradas. Cabe ressaltar que a presente dissertação visa não apenas apresentar o comportamento geotécnico da supracitada fundação, mas permitir também o entendimento de perfis de alteração complexos, oriundos de rochas-mãe metamórficas, para fundação de outras obras de arte na engenharia. Secundariamente pretende-se mostrar como a utilização de modelos numéricos baseados em informações preliminares pode representar de forma mais realística possível a previsão do comportamento “in situ” desses materiais.

Cabe ressaltar que a presente barragem já foi estudada pelo autor em dissertação apresentada em 2011 na Universidade Federal do Rio de Janeiro, onde foram realizadas estimativas sobre os parâmetros geomecânicos das fundações da barragem correlacionando-os com a geologia. No presente trabalho a abordagem torna-se diferente, sendo o enfoque o estudo das tensões e deformações do maciço, através da modelagem pelo método dos elementos finitos (MEF), como também a estimativa do módulo de deformabilidade do maciço em solo residual, através de correlações entre o N_{SPT} e as ondas cisalhantes V_s .

A barragem San Juan foi um projeto desenvolvido pela empresa Sondotécnica S.A para a empresa Odebrecht – República Dominicana, cujos dados foram disponibilizados ao autor.

Organização da Dissertação

Na Introdução é relatado o presente caso de estudo, com a localização e objetivos desta dissertação. No Capítulo 1 é apresentada uma revisão bibliográfica a respeito de projetos construtivos de barragens do tipo concreto-gravidade e da ferramenta numérica utilizada (Plaxis 2D). No Capítulo 2 são discutidos os aspectos geológico-geotécnicos da Barragem San Juan. No Capítulo 3 são mostrados os parâmetros de tensão e deformação utilizados para esta dissertação. No Capítulo 4 é feita uma análise sucinta da Barragem San Juan, executada pela empresa projetista. No Capítulo 5 é realizada a aplicação do MEF para o estudo de tensão e deformação das fundações, sendo apresentados os resultados no Capítulo 6 e as modelagens no Apêndice, respectivamente. Por fim é feita a Conclusão da Dissertação considerando todos os resultados obtidos.

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Projetos Construtivos de Barragens do Tipo Concreto-Gravidade

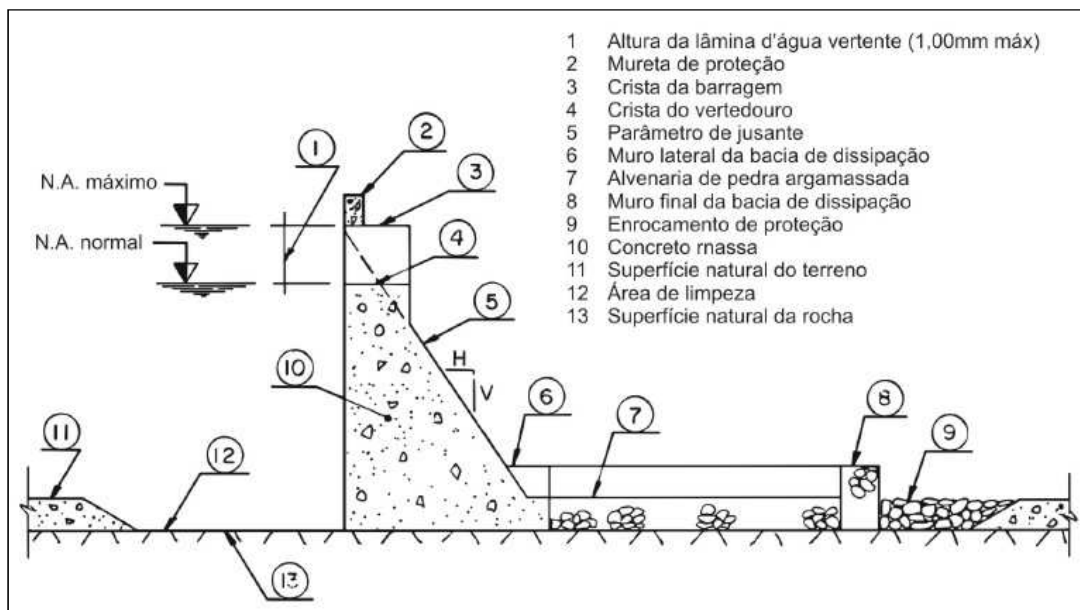
Os sistemas construtivos de barragens do tipo concreto gravidade representam basicamente monólitos de grandes dimensões, capazes de resistirem aos esforços atuantes em seu corpo e fundação. Atualmente denotam uma característica hidroaliviadora, ou seja, possuindo orifícios vertedores (drenos) superficiais ou profundos. Geralmente são rígidas nas partes em que existe contato com as ombreiras, já que em uma barragem predominantemente rígida, para uma mesma altura, o custo construtivo tornar-se-ia elevado (Pastore, 1992).

Seus projetos são bastante comuns em diversos países, principalmente por seu esquema construtivo e métodos de execução serem bastante simples, além de apresentar boa segurança para qualquer altura e para diferentes condicionantes geológico-geotécnicos que podem existir nas áreas de implantação. Na Figura 2 é apresentada uma seção esquemática típica de uma barragem de concreto-gravidade.

Preferencialmente as barragens devem ter suas fundações apoiadas em rocha sã, tendo em vista que este requisito resulta em barramentos mais esbeltos e conseqüentemente mais econômicos. O corpo de uma barragem encontra-se geralmente assente com segurança à fundação com auxílio das forças de atrito e sua estabilidade deve ser estudada como sendo um único complexo, barragem e fundação. Dentre as fundações em rocha podem ser definidas dois tipos, sendo eles: (i) as fundações em rochas resistentes, representadas por granitos, basaltos, merecendo uma atenção especial as rochas calcárias e xistos, que podem gerar feições cársticas devido a sua baixa resistência a ação da água; e (ii) fundações em materiais brandos como argilitos, margas e que, da mesma forma, apresentam grande sensibilidade a ação da água, podendo apresentar profunda meteorização. Cabe ressaltar que a avaliação da resistência da fundação em termos das tensões de compressão e cisalhamento depende de uma avaliação de estruturas geológicas presentes, levando em consideração as juntas, a xistosidade e possíveis falhas (Pfafstetter, 1963).

Barramentos apoiados em solos residuais, como no caso da Barragem San Juan, podem sofrer adensamentos ou expansibilidade, em função da umidade, quando os solos são predominantemente argilosos, ou siltosos.

Figura 2 – Seção esquemática típica de uma barragem concreto-gravidade



Fonte: Carter, 2002.

O perfil de projeto de uma barragem deve satisfazer a duas condições básicas; (i) ausência de esforços tracionais no concreto e (ii) que o monólito seja suficientemente estável ao processo de construção. Assim, na elaboração de um perfil de projeto de um barramento são considerados o carregamento do seu próprio peso, da carga hidráulica estática e a de percolação, para que desta forma o perfil possa se tornar real, adicionando outros elementos como borda livre, às vezes sendo necessário alterar sua inclinação, a construção do vertedouro, chavetas a montante do barramento e a construção de galerias (*“Universidad Del Cauca”*, {20--}).

1.2 Estabilidade de Barragens com Fundação em Solo Residual

As condições geológico-geotécnicas do maciço de fundação para projetos de barragens influenciam diretamente os aspectos construtivos. Quando tais condições são interpretadas de forma errônea a geração de incertezas é crescente prejudicando não apenas a segurança da obra de arte, mas também aumentando ou inviabilizando o projeto construtivo. Tais incertezas levam à adoção de cotas de fundação próximas ou junto ao topo rochoso, o que em países de

clima tropical podem representar elevados volumes de solo a serem escavados, aumentando o custo. Em contrapartida, a adoção de fundações em solos residuais pode gerar uma falta de confiança na estabilidade do empreendimento e, no caso de barragens de concreto-gravidade, limitar a sua altura, resultando em perfis menos esbeltos, exigindo maiores volumes de concreto e de área da base. Cabe ressaltar que é muito comum a ocorrência de materiais transicionais (solo/rocha) inseridos nesses espessos maciços de solo residual, gerando distintos comportamentos geotécnicos. A falta de conhecimento sobre esses materiais faz com que maciços em solo residual sejam evitados como fundação de barragens de concreto-gravidade. Dessa forma esses barramentos perdem espaço para barragens de terra e enrocamento devido a facilidade construtiva e abundância de material em países tropicais.

A presença desses materiais mistos, ou melhor dizendo transicionais, acarretam na geração de anisotropia da rocha e do maciço rochoso, podendo ser dividida em duas categorias: a chamada anisotropia intrínseca, consequência da textura ou de foliações (acamamento sedimentares, xistosidades, etc.) das rochas e a anisotropia adquirida, que pode se tornar acentuada quando as deformações estão sob a ação de tensões em virtude da disposição dos minerais micáceos constituintes. A anisotropia adquirida é consequência da ocorrência de planos de descontinuidades no maciço rochoso (falhas, fraturas, etc.), que podem levar, por exemplo, à resistência ao cisalhamento ao longo de uma fratura ser, em geral, muito menor do que no sentido normal a essa fratura (Ruiz, 1968).

Diversos problemas geológico-geotécnicos podem ser citados como fruto da anisotropia. A alteração de materiais, principalmente em subsuperfície através de estruturas reliquias concordantes com a xistosidade que ocorrem em cotas mais elevadas, merece um destaque, já que uma alteração diferenciada pode denotar materiais de comportamentos geomecânicos distintos.

Nos Quadros 1 e 2 são apresentados parâmetros geotécnicos provenientes de ensaios de caracterização para materiais xistosos, solos residuais e rochas, e ensaios de cisalhamento direto respectivamente, coletados na literatura científica.

Analisando os resultados é notória a grande variação entre os parâmetros obtidos para materiais xistosos principalmente relacionados à umidade, índice de vazios/ porosidade, além da redução no peso específico. Para os resultados de cisalhamento direto destaca-se a redução mecânica e queda da coesão através da perda do material de preenchimento, à medida que os materiais passam de rocha para solo. A grande variabilidade de resultados é motivada pelo grau de alteração dessas rochas, sendo ainda maior nos solos residuais devido à atuação maior desse processo. Secundariamente são percebidas variações na densidade dos grãos, explicada

pela mineralogia dos materiais, já que rochas ricas em minerais da família das micas possuem maior densidade em relação a rochas ricas em quartzo, por exemplo. Além disso, minerais da família das micas são mais susceptíveis a alteração, proporcionando finos que tendem a diminuir a porosidade da rocha.

Quadro 1 – Resultado de ensaios de caracterização para xistos (continua)

Material de Origem	Parâmetros Obtidos									
	Característica	w (%)	n (%)	e	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	G	LL	LP	Referência
Rocha	Ígneas e Metamórficas extremamente alteradas	-	-	-	-	-	-	30 - 65	0 - 25	Sowers, 1963 (in Pastore, 1992)
	Xisto cinza	10,32	21,82	0,27	20,83	23,01	2,91	-	-	Fernandes et al., 2000
	Xisto Marrom e Avermelhado	8,82	18,78	0,23	21,32	23,19	2,98	-	-	
	Xistos Brandos	-	4,4 - 29,6	0,5 - 16,7	16,93 - 26,31 (Adaptado)	-	-	-	-	Pinho, 2003
	Xistos Carbonosos e Xistos Sericíticos mais ou menos quartzosos	-	27,67	0,38	19,20	19,69	2,71	-	-	Lopes et al., 2007
	Xistos e Filitos (Variados Graus de Alteração)	-	-	-	18 a 21	20 a 23	-	-	-	Souza & Marques, { 19xx }
	Quartzo Mica Xisto	0,64	1,70	0,02	26,67	26,85	2,83	-	-	Behrestaghi, 1996
	Quartzito Xisto	0,26	0,81	0,01	25,77	25,97	2,66	-	-	
	Biotita Xisto	0,24	0,76	0,01	26,85	26,95	2,85	-	-	
	Clorita Xisto	0,07	0,26	0,00	28,22	28,42	2,90	-	-	
	Xistos extremamente alterados	-	-	-	-	-	-	48 - 53	38 - 41	Andrade & Saraiva, 1999
Xistos Carbonosos extremamente alterados	-	-	-	-	-	-	47 - 49	36 - 40		

Quadro 1 – Resultado de ensaios de caracterização para xistos (conclusão)

Material de Origem	Parâmetros Obtidos									
	Característica	w (%)	n (%)	e	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	G	LL	LP	Referência
Solo	Solo de Xisto Cinza Arenó-argiloso	14,19	48,65	0,94	13,30	-	2,59	NP	NP	Fernandes et al., 2000
	Solo de Xisto Marrom Silte argiloso	43,67	58,24	1,39	11,40	-	2,73	61	36,64	
	Solo Alterado (Xistos Carbonoso e Xistos Sericíticos mais ou menos quartzosos)	-	28,78	0,40	18,91	-	2,71	-	-	Lopes et al., 2007
	Solo Residual Maduro Clorita-xisto	12,00	-	0,67	-	1,86	-	-	-	Cruz, 1996
	Solo Residual Maduro Micaxisto	2,90	-	0,40	-	2,00	-	-	-	

Quadro 2 – Resultado de ensaios de cisalhamento direto para xistos

Material de Origem	Características	Paralela		Perpendicular		Referência
		c' (KPa)	ϕ' (Graus)	c' (KPa)	ϕ' (Graus)	
Rocha	Xisto	78	28	100	27	Durci e Vargas (1983) apud Maciel (1991) (<i>in</i> Pastore, 1992)
	Filito Micáceo	10	29	60	41	
	Xisto, Ardósia e Filito	10 - 60	30,1 - 34	-	-	Özsan, 1996
	Xistos Carbonoso e Xistos Sericíticos mais ou menos quartzosos	126,97 e 91,32	45,5 e 43,5	-	-	Lopes et al., 2007
	Xisto Cinza	46,3	30	72	69	Fernandes et al., 2000
	Rocha Xisto Marrom a Avermelhado	23,1	54	45	69,8	
	Xistos sãos	c' - 100 a 200 ; ϕ' - 40 a 65				Rocha, 1977 (<i>in</i> Gutstein, 2003)
Xistos Alterados	c' - 20 a 100 ; ϕ' - 35 a 40					
Xistos Decompostos	c' - 4 a 20 ; ϕ' - 30 a 35					
Rocha Alterada	Rochas Xistos e Filitos (Variados Graus de Alteração)	c' - 0,29 a 29,4 ; ϕ' - 25 a 40				Souza & Marques, {19xx}
Solo Residual	Maduro Clorita-xisto	c' - 1,2 ; ϕ' - 27 a 30				Cruz, 1996
	Maduro Micaxisto	c' - 1,80 a 2,85 ; ϕ' - 30				

A presença de estruturas reliquias influencia a interpretação dos resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto, sendo desta forma recomendável a realização de ensaios no sentido paralelo e transversalmente à foliação herdada da rocha, ou ainda em planos contendo estrias de atrito ou “*slickensides*”, visando a obtenção da resistência de pico e residual, além das máximas deformações do solo (Pastore, 1992). Estes planos, em geral, apresentam maior tendência à ruptura devido a possuírem menor resistência ao cisalhamento do que materiais como a matriz da rocha (muitas vezes) ou do próprio solo (algumas vezes). Ensaios realizados paralelo e perpendicular à foliação reliquiar mostraram variação entre ambos, principalmente em relação à coesão, variando de 10% a 80% (Pastore, 1992). Já Rodrigues (1971) demonstra analiticamente que para rochas do tipo xistos e micaxistos, “*in situ*”, a superfície anisotrópica influencia mais o módulo de elasticidade do que a resistência máxima, porém em ensaios de laboratório esta realidade se inverte, demonstrando mais uma vez o seu comportamento distinto, podendo resultar inclusive em grandes deslocamentos diferenciais, já que materiais de baixa resistência tendem à grande deformabilidade (Rocha, 1977 apud Gutstein, 2003).

À luz destes aspectos podem ser citados, como principais problemas a (i) ruptura, a (ii) compressibilidade, (iii) “*piping*” e (iv) “*roofing*”, (v) perdas excessivas por percolação e (vi) erosão à jusante do vertedouro. No trabalho de Pastore (1992) são descritos estes principais problemas, porém para solos de origem sedimentar.

A ruptura ocorre quando, ao longo de toda uma superfície, as tensões cisalhantes atuantes atingem à resistência ao cisalhamento. A ruptura pode ser de dois tipos; planar e circular. A primeira pode ocorrer através dos planos de cisalhamento horizontais ou inclinados e estão relacionadas entre outros fatores, à geometria da base da estrutura, à resistência do contato concreto/solo, à resistência e a ocorrência de camadas não muito profundas de baixa resistência (resistência mais baixa que a do solo) (Pastore, 1992). A segunda é a característica mais comum de rupturas profundas, tanto para solos homogêneos como para solos heterogêneos, excetuando nos casos de solos heterogêneos que possuam camadas com diferentes resistências ao cisalhamento, onde neste caso, o modelo de ruptura planar representaria melhor a instabilidade destes materiais (Grishin, 1982 apud Pastore, 1992).

A compressibilidade deriva de uma variação do volume que os solos presentes no maciço sofrem quando são submetidos à ação de forças externas, sendo o recalque a consequência mais direta. Assim, durante o processo construtivo das barragens de concreto-gravidade, deve-se levar em consideração algum tipo de recalque, imediato ou a longo prazo e desta forma, ser controlado (Pastore, 1992).

A ocorrência de “*piping*” denota uma erosão subterrânea progressiva devido à ação da percolação. Baseado no critério desenvolvido por Lane, 1935 (apud Pastore, 1992), que considera a linha de contato da estrutura com o solo como a linha crítica para a ocorrência de *piping* devido a mesma ser a mais afetada pelo escoamento, é determinado o Coeficiente de Lane, uma relação entre o somatório das distâncias verticais ao longo da linha de contato e um terço do somatório das distâncias horizontais ao longo da linha de contato, divididos pela carga hidráulica máxima, indicando ser ou não a estrutura suscetível a sofrer erosão interna em função do tipo de solo de fundação. Utilizando este critério Pastore (1992) encontrou um valor da ordem de 1,7, número compatível para argila dura (1,8), adotado em projeto para a Barragem San Juan. De qualquer forma, a análise deste coeficiente deve ser feita em conjunto com a caracterização do solo da fundação, além de outros parâmetros geométricos envolvidos no problema.

Ainda em Pastore, (1992) é mostrada uma estimativa de relação entre o tipo de solo, a tensão admissível e altura das barragens. Para o caso da Barragem San Juan, que tem sua

fundação em solos saprolíticos de xisto, de composição granulométrica essencialmente silteosa, siltes e solos silteosos compactos ($30 < N_{SPT} < 50$) e altura máxima de 12 m, a tensão admissível seria de 200 kPa. Para siltes e solos silteosos muito compactos ($N_{SPT} > 50$) e altura máxima de 24 m, a tensão máxima admissível é de 400 kPa. Considerando um barramento com altura de 10 m e seção basal de 13,33 m, semelhante à Barragem San Juan, as tensões normais mínima e máxima seriam respectivamente de 62,80 kPa e 107,20 kPa.

O fenômeno de “*roofing*”, de acordo com Pastore,1992, é a formação de espaços abertos entre a barragem de concreto e o solo subjacente, devido à acomodação de solos fofos arenosos ou silteosos por vibração.

As perdas de água por percolação não devem superar as expectativas do projeto de uma barragem, fazendo-se necessário determinar os coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical das camadas, através do modelo hidrogeológico da fundação e cálculo das vazões (Pastore, 1992). Solos aluvionares arenosos são mais suscetíveis a terem um coeficiente de permeabilidade elevado. Já solos residuais silto-argilosos, como na Barragem San Juan, tendem a apresentar coeficientes menores.

Problemas de erosão a jusante do vertedouro, devido à dissipação da energia da água a jusante da estrutura, sem provocar erosão (Pastore, 1992), podem ser remediados com a adoção adequada de vertedouros.

1.3 Método dos Elementos Finitos Através do Programa Plaxis 2D

O MEF (método dos elementos finitos) propicia a análise tensão-deformação de meios contínuos através de funções de interpolação que permitem reduzir o problema contínuo a um número finito de elementos. A realidade da solução pelo método dependerá do tamanho e do número de elementos, das funções de interpolação, levando à convergência da solução. Tal método é capaz de prever comportamentos complexos, já que é possível representar geometrias altamente irregulares, diversas condições de carregamento, heterogeneidades e não linearidade dos materiais. (Almeida, 2000).

A resolução de um problema geotécnico através do MEF consiste basicamente em cinco etapas básicas: (i) discretização do contínuo, (ii) seleção de funções de forma, (iii) derivação das equações correspondentes ao elemento, (iv) montagem do sistema global de equações, e (v) resolução do sistema de equações.

Rocha, 1974 (apud Gutstein, 2003) relata que o uso do MEF para barragens de concreto-gravidade na determinação do estado de tensões encontra dificuldade quanto ao critério de ruptura pontual na superfície de fundação ou na vizinhança. Existe uma tendência a concentração de tensões junto ao pé de montante em que os valores de σ e τ tendem ao infinito. Rocha, 1974 (apud Gutstein, 2003) conclui que o critério deve ser baseado no critério de ruptura geral, devendo ser calculado pela máxima resistência ao cisalhamento, que será mobilizada e pela aplicação de um coeficiente de segurança.

Para a presente pesquisa foi utilizado o software Plaxis 2D. Os materiais analisados são representados por elementos ou zonas, através de uma malha gerada automaticamente e cuja modelagem do comportamento do material tende a reproduzir as questões particulares de cada problema geotécnico. Esses elementos obedecem a relações pré-definidas de tensão x deformação, lineares ou não, a partir de condições limites impostas ao modelo (Brinkgreve, 2002 apud Lima, 2008).

Os modelos numéricos disponíveis pelo programa podem ser classificados em quatro tipos: (i) Elástico-Linear, (ii) Mohr-Coulomb, (iii) Hardening Soil, (iv) Soft-Soil-Creep, e (v) The Jointed Rock, sendo utilizado neste trabalho inicialmente os modelos de Mohr-Coulomb e The Jointed Rock, considerado adequado às feições de xistosidade do maciço estudado.

Para analisar o comportamento tensão x deformação do maciço de fundação não foi possível adotar o modelo de Mohr-Coulomb, que embora largamente utilizado, não é capaz de reproduzir as feições marcantes de anisotropia que controlam o comportamento do maciço em estudo.

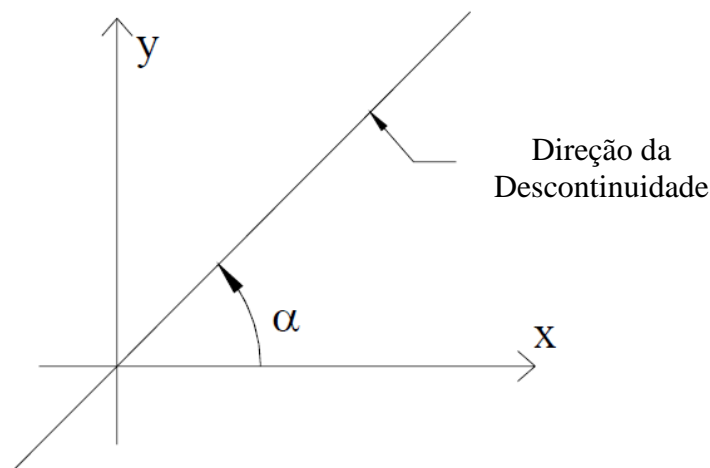
Devido às características específicas do maciço e dos materiais de fundação, optou-se pelo modelo The Jointed Rock, por melhor retratar as características de anisotropia e heterogeneidade do maciço.

Não serão discutidos os recursos e prerrogativas das ferramentas do programa Plaxis 2D, além do resumo apresentado anteriormente, sendo o trabalho concentrado na aplicação prática do mesmo para o comportamento tensão x deformação dos perfis de alteração da barragem San Juan.

1.3.1 Modelo The Jointed Rock

Este método leva em consideração a anisotropia, especialmente para simular o comportamento das camadas de rocha, que envolvem a estratificação e as direções particulares de falhas e fraturas (figura 3). As regiões de rocha intacta (entre fraturas) são admitidas como linearmente elásticas, com parâmetros E (módulo de Young) e ν (coeficiente de Poisson) constantes.

Figura 3 – Parâmetro α que define a direção das discontinuidades



The Jointed Rock é um modelo perfeitamente elástico-plástico anisotrópico, especialmente concebido para simular o comportamento das camadas de rocha estratificada e articuladas. Neste modelo assume-se que a rocha é intacta, com uma eventual direção de estratificações e as principais direções conjuntas. A rocha intacta tende a comportar-se como um material elástico, transversalmente anisotrópico, quantificada por parâmetros e orientações. A anisotropia pode resultar de estratificação ou de outros fenômenos. Nas principais direções conjuntas presume-se que as tensões de cisalhamento são limitadas de acordo com o critério de Mohr-Coulomb. Adicionalmente ao cisalhamento plástico, as tensões normais perpendiculares aos três planos são limitadas de acordo com a resistência à tração predefinida (tensão *cut-off*).

A aplicação do modelo The Jointed Rock articulado se justifica quando são presentes até duas famílias de juntas ou fraturas. Estas famílias devem ser paralelas, com sulcos não preenchidos por materiais que influam no comportamento do maciço e o espaçamento das juntas deve ser pequeno em comparação com a dimensão característica da estrutura.

2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA BARRAGEM SAN JUAN

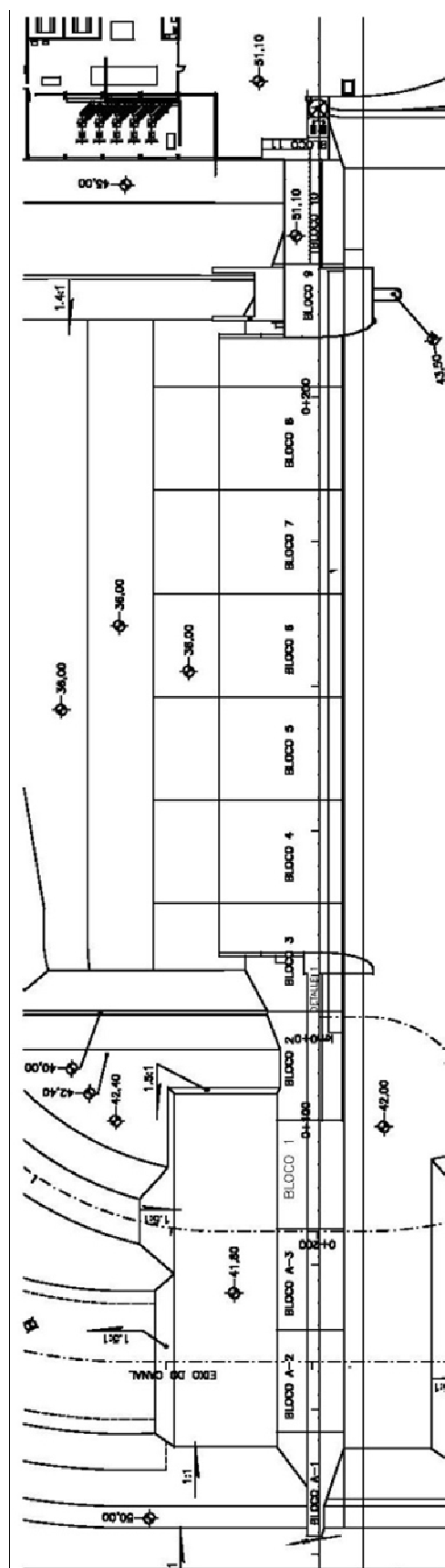
2.1 Caso de Estudo: Barragem San Juan

A Barragem San Juan, concluída em meados de 2009, foi a principal estrutura que compôs o Projeto “*Acueducto de Samaná*”, com o objetivo de suprir a demanda de água local dos principais povoados que existem na Península de Samaná (Sondotécnica, 2009).

Devido à disponibilidade de jazidas de empréstimo próximas ao local, inicialmente foi cogitada a construção de uma barragem de terra, porém devido à grande heterogeneidade dos solos existentes, esta hipótese foi descartada. Desta forma, adotou-se a construção de um barramento do tipo concreto-gravidade, de concreto simples e com muros do vertedor de concreto reforçado, regulador-derivador, de 9,5 m de altura aproximadamente e lago do tipo trampolim estriado para dissipação da energia de jusante, formando assim um reservatório em torno de 700.000 m³ (Sondotécnica, 2009).

O corpo do barramento foi construído subdividindo-se o monólito de concreto-gravidade em 14 blocos de fundação separados por juntas de contração, nomeados de Bloco 11 (localizado na ombreira direita) a Bloco 1, Bloco A3 a Bloco A1 (localizado na ombreira esquerda). Nas Figuras 4 e 5, respectivamente, são apresentados o projeto da Barragem San Juan e a seção do eixo do supracitado barramento (Sondotécnica, 2009).

Figura 4 – Arranjo Geral do Barramento San Juan. Escala original 1: 250



Fonte: Sondotécnica, 2009.

Figura 5 – Seção do Eixo da Barragem San Juan (vista de jusante) apresentando as cotas de fundação e topo rochoso estimado (vermelho). Escala original 1: 250.



Fonte: Leão, 2011.

Devido principalmente a fatores físicos, como a topografia e aspectos geológico-geotécnicos, encontrados ao longo da Península de Samaná, foram eleitos muitos locais para a locação do barramento até a situação da construção. Tais fatores podem ser exemplificados pelos extensos bancos de mármore com porções alteradas com cavidades cársticas, locais onde o vale do rio San Juan tende a ser largo, exigindo um barramento extenso, a presença de povoados em locais que seriam alagados ou ficariam isolados devido ao enchimento do reservatório, exigindo adequações de logística muito onerosas (Leão 2011).

2.2 Condicionantes Geológico - Geotécnicos

No presente item serão descritas as características geológico-geotécnicas dos materiais que compõem a fundação da Barragem San Juan, consequência de complexa heterogeneidade do maciço, mostrando particularidades distintas quanto ao comportamento e resposta geomecânica.

Para apoio à caracterização dos materiais (solos e rochas) de fundação foram utilizadas classificações com base nos conceitos apresentados pela ABGE (1998), para os graus de fraturamento, alteração e coerência conforme os quadros 3 a 5 a seguir:

Quadro 3 – Graus de fraturamento adotados

Classe	Fraturas/m	Denominações do Maciço
F1	< 1	Ocasionalmente Fraturado
F2	1 a 5	Pouco Fraturado
F3	6 a 10	Medianamente Fraturado
F4	11 a 20	Muito Fraturado
F5	> 20	Extremamente Fraturado

Fonte: IPT, 1984 apud ABGE, 1998.

Quadro 4 – Graus de alteração adotados

Classe	Descrição	Designação
A1	Corpo de rocha inalterado	Rocha Sã
A2	Corpo da rocha – Menos de 1/3 da rocha é alterado	Rocha Pouco Alterada
A3	Corpo da rocha – Até 2/3 da rocha é alterada	Rocha Medianamente Alterada
A4	Corpo da rocha é muito alterado e apresenta seus minerais friáveis a pulvulentos	Rocha Muito Alterada
A5	O corpo da rocha é todo alterado e intensamente descolorido, gradando para cores de solo	Rocha Decomposta

Fonte: IPT, 1984 apud ABGE, 1998. (Adaptado).

Quadro 5 – Graus de coerência adotados

Classe	Características	Designação
C1	Superfície dificilmente riscada por lamina de aço	Rocha muito coerente
C2	Superfície riscável por lamina de aço	Rocha coerente
C3	Sulco acentuado produzido por lamina de aço	Rocha pouco coerente
C4	Desagrega sob pressão dos dedos	Rocha friável

Fonte: Guidicini et al., 1972 apud ABGE, 1998. (Adaptado).

2.2.1 Geologia

Geologicamente a Península de Samaná é composta em sua grande maioria por xistos micáceos e mármore com limites pouco definidos entre essas unidades (Mollat et al. 2004), podendo ocorrer sobre os mármore coberturas de calcário de idades recentes.

O lugar escolhido para o barramento é localizado sobre o rio San Juan e se encontra cerca de 200 m a jusante de um trecho ligeiramente mais estreito que o vale do mesmo.

Topograficamente, a margem esquerda se abre muito mais que a direita e ambas estão recobertas por sedimentos alúvio/colúviais e solos residuais.

A área é geralmente desprovida de afloramentos rochosos, como também em ambas as ombreiras, a não ser imediatamente a jusante, na margem direita, onde ocorre um grande afloramento maciço de xisto, um dos únicos que ocorrem na localidade. Em cortes na estrada próximos a área, se observam intercalações de xistos alterados e mármore, cisalhados e dobrados com orientação preferencial da xistosidade de $N105^{\circ}/25^{\circ}SW \sim N125^{\circ}/80^{\circ}SW$.

As observações de campo realizadas não revelaram indícios de zonas de infiltração dentro do leito do rio. Os afloramentos encontrados nas margens do rio indicam a presença de xistos cisalhados e semi-alterados ou parcialmente alterados, os quais produzem um solo residual bastante argiloso de baixa permeabilidade.

Basicamente as unidades geológicas que ocorrem na área estudada, através dos mapeamentos realizados nas duas ombreiras, e na área que atualmente encontra-se alagada pelo reservatório da barragem são: xistos, mármore e solos colúvio-aluvionares.

Os xistos correspondem a unidade geológica mais predominante, ocorrendo principalmente como solo residual, onde a sua camada jovem pode alcançar até 25 m de profundidade sobre o maciço rochoso. Os xistos que puderam ser observados através das investigações geotécnicas e em afloramentos próximos à região ocorrem intercalados entre si ou com mármore, apresentando graus de alteração e coerência A2/A4 e C2/C4, sendo predominantemente micáceos, de granulometria variada, predominando ora uma porção fina silto-argilosa, ora uma porção mais areno-siltosa a areia fina siltosa, em sua maioria, com passagens silicosas marcadas por concentrações quartzosas, ou sob a forma de veios apresentando graus de fraturamento F1/F2, podendo apresentar indícios de falha. Outras variedades desta rocha em subsuperfície como: xistos grafitosos (A1, C1, F1), xistos carbonáticos intercalados ou não com mármore (A2/A3, C2/C3, F2/F3) e xistos grafitosos carbonáticos (A1/A2, C1/C2, F2/F3) foram observadas. Apresentam xistosidades NW-SE e mergulhos entre 30° e 60° para SW, fraturas paralelas ou normais a foliação, dobramentos, coloração variegada como: cinza, cinza-everdeado, cinza-amarelado, verde, amarelo e marrom escuro, podendo apresentar pequenos indícios de dissoluções e cavidades cársticas, tanto nas passagens quartzosas como predominantemente nas passagens carbonáticas. Seus comportamentos geotécnicos são particulares e distintos, podendo apresentar variados graus de resistência, escavados somente através de explosivos (passagens de xisto-grafitoso) até mesmo a pá-picareta (passagens de xisto siltoso).

Acima do manto residual maduro existe uma pequena cobertura de solo coluvionar (até 1m), homogêneo, granulometria silto-argilosa a arenosa, com cobertura vegetal superficial e de variada espessura (maior na ombreira esquerda), marcando a transição da planície de inundação para as partes mais elevadas das ombreiras. Abaixo do solo horizonte maduro ocorre uma espessa camada de solo residual jovem mosqueada, com estruturas reliquias preservadas, principalmente dobramentos, com variadas direções de xistosidades, além de pequenas fraturas preenchidas por quartzo e óxidos, principalmente de ferro e manganês, que acompanham ou cortam a xistosidade transversalmente. A resistência a escavação desses materiais é variada, tendendo a aumentar com a profundidade.

O mármore não é aflorante, ocorrendo exposições basicamente através de testemunhos de sondagens e nos cortes de estrada de acessos próximos à barragem. Apresenta graus de alteração e coerência entre A1/A3 e C1/C3 respectivamente. Os registros da obra mostram que ocorreram passagens de mármore principalmente nas escavações dos taludes da margem esquerda e raros no talude da margem direita. Possui um aspecto foliado e localmente maciço, apresentando-se bastante fraturado (F2/F5), sendo comum a ocorrência de dissoluções cársticas ao longo das fraturas ou como poros disseminados pela rocha. Podem ocorrer intercalações de rochas xistosas concordante com a foliação e com o mergulho dessas rochas. Estas unidades são cobertas por camadas de solos, coluviais e residuais, com diferentes espessuras.

Ao longo de toda a calha do rio ocorrem sedimentos fluviais arenosos a areno-pedregulhosos, podendo estar intercalados com estratos aluvionares, que recobrem toda a planície de inundação, de composição argilo-siltosa a argilo-arenosa, além de camadas arenosas a areno-pedregulhosas. Nas planícies de inundação podem ocorrer argilas orgânicas, em especial na ombreira esquerda, de baixa consistência, plásticas, de cores gris, vermelho-amarelada e marrom.

2.2.1.1 Mapeamento Geológico do Maciço de Fundação das Ombreiras e Reservatório

O maciço de fundação para as ombreira é representado por solo residual de até 22 m de espessura, granulometria siltosa a silto-arenosa com passagens saprolíticas, ocorrendo logo abaixo intercalações de xisto muscovítico e/ou xisto grafitoso com mármore, medianamente alterado a pouco alterado (A3/A2), fraturado a muito fraturado (F2/F4) estando algumas vezes

associado a vazios, com passagens decompostas (A5/A4). A variabilidade dos graus de alteração e coerência, como também a presença de trechos extensos não recuperáveis, podem indicar cavidades, zonas de fraturas e veios de quartzo, promovendo uma intensa perda de água de circulação, principalmente nos trechos onde ocorrem alternadamente as unidades geológicas referidas acima. O nível d'água na ombreira esquerda foi adotado, através das sondagens executadas, entre as elevações 39 a 40 m, ocorrendo de forma anômala na SM-45 na elevação 32,56 m. Já para a ombreira direita, o nível d'água ocorre entre as elevações 38 a 39 m, ocorrendo anormalmente na elevação 31,7 m (SM-28), porém de uma forma geral os níveis d'água encontrados nas sondagens corresponderam praticamente ao mesmo nível de água identificado na planície de inundação. Esses valores anômalos de nível d'água sugerem comunicações entre as famílias de fraturas, que além de elevar o nível d'água para cotas superiores, facilitam o processo de alteração dos materiais ali existentes.

Abaixo da planície de inundação ocorrem solos residuais principalmente de xistos intercalados com mármore. Estes materiais ocorrem em camadas com até 25 m de espessura, onde o maciço rochoso é caracterizado por rocha sã (A1) a medianamente alterada (A3), com passagens decompostas a muito alterada (A5/A4), podendo ser muito pouco fraturada (F1) a medianamente fraturada (F3), com trechos muito fraturados (F5).

Na área do reservatório inundado pelo rio San Juan, ocorrem basicamente as três unidades já referidas anteriormente: (i) os sedimentos predominantemente argilo-siltosos a argilo-arenosos, presentes na planície de inundação de variada extensão e que cobrem grande parte da superfície; (ii) os solos residuais jovens e espessos, essencialmente siltosos, provenientes das variadas rochas xisto ocorrentes, principalmente os muscovíticos, os quais cobrem também grande parte do reservatório e (iii) os solos residuais pouco espessos que cobrem os estreitos e contínuos bancos de mármore, orientados na direção NW-SE, seguindo a foliação regional, em condições de relevo ondulado.

2.2.2 Sismicidade Natural

A República Dominicana, juntamente com o Haiti, compõem a Ilha Espanhola, região esta marcada ao longo de toda a sua existência por eventos naturais catastróficos, gerando como consequência sismos naturais, que associados a estruturas geológicas existentes, como

os grandes falhamentos e marcos tectônicos, podem vir a oferecer riscos à estabilidade estrutural de projetos de barragem.

A Ilha Espanhola se encontra localizada no limite Norte da Placa do Caribe (Figura 6) onde o complexo cenário tectônico tem gerado terremotos e maremotos de grandes magnitudes.

Figura 6 – Mapa tectônico da região do Caribe

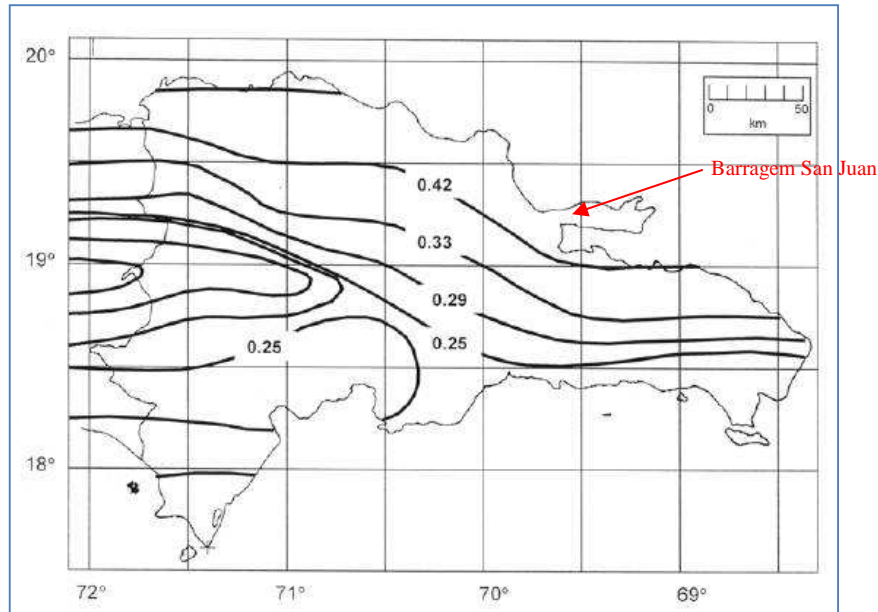


Fonte: Dolan et al., 1998 (Adaptado).

Os sistemas de falhas existentes têm sido responsáveis pela produção de terremotos catastróficos que vêm ocorrendo na ilha, desde o ano 1500 através de documentação histórica. Esses documentos relatam que a cada 60 a 80 anos ocorre um terremoto catastrófico na Ilha Espanhola, com possível permanência deste ciclo futuramente.

Verdeja (2004), em seu estudo para a Barragem San Juan, demonstrou a influência sísmica para a República Dominicana com base em curvas de contorno de isoaceleração sísmica, com uma probabilidade de acréscimo de 10% em 50 anos, equivalente a um período de retorno de 475 anos, ou seja, o tempo estimado para a ocorrência de um evento segundo as RPAS (“*Recomendaciones Provisionales para el Análisis Sísmico de Estructuras*”, 1981). Este documento mostra que as acelerações sísmicas máximas na zona nordeste, onde está situada a Barragem San Juan, são superiores a 0,42g (Figura 7).

Figura 7 – Curvas de Isoaceleração Sísmica



Verdeja, 2004. (Adaptado).

Com base nas fórmulas de Esteva (1976), Equações (1) e (2) realizou-se através do banco de dados do USGS/ NEIC – “United States Geological Survey / National Earthquake Information Center”, abrangendo um raio de 100 km a partir da Barragem San Juan, outro estudo sísmico, onde verificou-se dois sismos significativos nos catálogos NOAA – “Significant Earthquakes World Wide”, abrangendo o período de 2015 AC até 1994 DC, e no catálogo NGDC – México, Central América e “Caribbean”, abrangendo o período de 1900 a 1979, com magnitudes de 8,1 e 7,9 MsGanse (ou MsNOAA), respectivamente, ambas cerca de 54 km de distância do sítio da Barragem San Juan.

$$I = 1,45M - 5,7\log R + 7,9 \quad (1)$$

$$a = \frac{5,7g \times e^{0,8M}}{(R+40)^2} \quad (2)$$

Onde:

I – Intensidade Sísmica na Escala Mercalli Modificada;

M – Magnitude (MsNOAA);

R – Distância Focal (Km);

a – Aceleração Sísmica Máxima (cm/s²);

g – Aceleração da gravidade (m/s²);

Os resultados obtidos com as fórmulas de Esteva (1976), utilizando o sismo de maior magnitude (8,1), resultou em uma intensidade de 10 e uma aceleração sísmica máxima de

0,42g no sítio da Barragem San Juan, valor correspondente ao encontrado por Verdeja (2004) em seu trabalho.

Outra pesquisa utilizando o catálogo PDE – “*Historical & Preliminary Data*”, com a distância de 100 km da Barragem San Juan, abrangendo o período de 1973 até 2006, indicaram registros de sismos desde 1973 até 1980 com magnitudes de 5 e 6 da Escala de Mercalli Modificada, com um total de 5 sismos até 1980 e de 4 sismos entre 1980 e 1990. Outros sismos alcançaram magnitudes entre 4 e 5, totalizando cerca de 107 sismos para todo o período, merecendo destacar a grande incidência destes sismos a partir do ano 2000.

2.2.3 Comportamento Geológico-Geotécnico dos Materiais

Com base nas investigações geotécnicas de campo foi decidido que o projeto da Barragem San Juan deveria ser apoiado sobre o solo residual jovem, devido à grande profundidade e irregularidade do maciço rochoso, cabendo ressaltar que o conhecimento prévio de determinados condicionantes poderia reduzir certos ônus no projeto.

Desta forma os materiais encontrados na área da Barragem San Juan, principalmente na fundação; compõem um perfil de alteração formado por materiais de comportamentos distintos em função: (i) da profundidade, (ii) da presença ou não de água, (iii) de estruturas como falhas e fraturas, cavidades cársticas, e (iv) principalmente da presença de materiais transicionais solo/rocha, que tendem a apresentar resistências variadas, principalmente em passagens identificadas abaixo do topo rochoso estimado. Esses condicionantes são descritos a seguir.

2.2.3.1 Heterogeneidade dos Solos Residuais

A fundação da Barragem San Juan é quase que em sua totalidade composta por solos residuais jovens de rocha predominantemente xistosa, com intercalações de mármore ou não. Este material nas ombreiras se apresentou com uma resistência alta havendo a redução na presença de água, situação que se agrava devido ao gradiente hidráulico de saída, motivo pelo

qual as fundações dos blocos escavados necessitaram ser protegidas com concreto regularizador logo após a escavação.

Além do mais, existem inseridos neste maciço residual passagens ou camadas de rochas alteradas, provenientes de porções mais resistentes aos agentes intempéricos sofridos pela rocha mãe em meio ao solo residual jovem. Foram identificados trechos de solo residual de baixas resistências SPT, em torno de 2 golpes / 30 cm finais (figura 8), identificado entre as elevações de 16,50 m e 28 m, concentrando-se entre as elevações 20 m e 23 m, micáceo, com plaquetas de mica muito finas, aparentemente mais finas que na condição geralmente encontrada, (A4/A5, C4), com algumas passagens A3 de rocha xisto, sendo sedoso, úmido e com foliação pouco marcada, de cor semelhante ao padrão mais habitual do solo xistoso, cinza a marrom escuro, ocorrendo intrusões de quartzo, e de rochas carbonáticas através de preenchimento de fraturas verticais a sub-verticais preservadas, e de granulometria principalmente areno-siltosa a argilosa.

Figura 8 – Detalhe das caixas de testemunho (A – E) da sondagem (SM-19) executada na fundação do Bloco 4

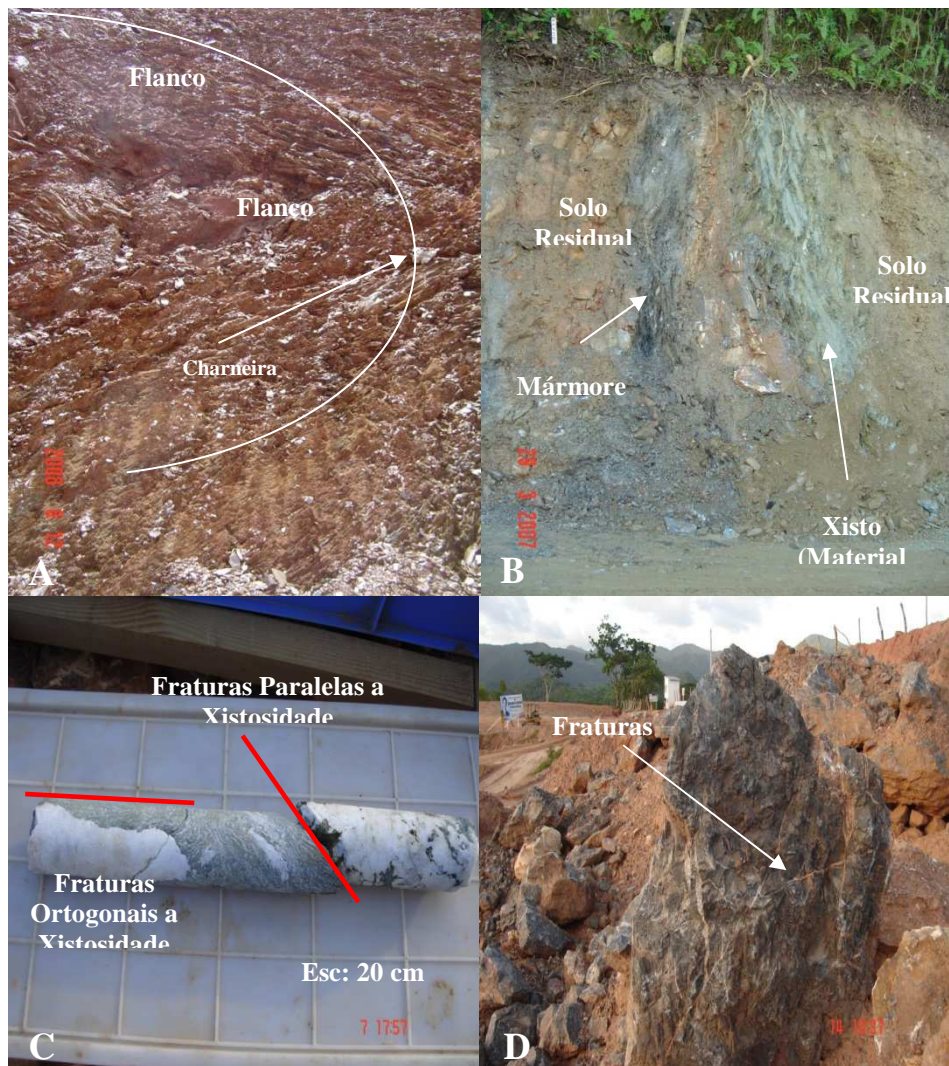


Legenda: mostrando a distinção de graus de alteração e coerência dos materiais que compõem o perfil de alteração. É apresentado também as passagens de solo residual que ocorrem abaixo de estratos rochosos sendo indicado o $N_{SPT} / 30 \text{ cm}$, sob a forma de contato brusco entre este material e a rocha sã (D – profundidade 10,45 e 11,00m) ou parcialmente alterada (A3/4, C3/4) (E - profundidade 18,10 m). Em detalhe (F) é evidenciado um dos poucos registros do material transicional (solo/rocha), sendo 90% solo residual jovem e 10% xisto (A4/C4). Outras passagens desses materiais nessa sondagem são indicadas por setas vermelhas (C – E).

2.2.3.2 Estruturas Geológicas Observadas

Na área da Barragem San Juan o rumo geral da foliação (ou no caso xistosidade) destas rochas é NW-SE, com predominância do rumo $N60^{\circ}W$ e mergulhos geralmente para SW, conforme verificado nos mapeamentos geológicos realizados (figura 9), em intercalações de xistos e mármore até as porções de solo residual, podendo ocorrer dobramentos. As principais famílias de fraturas do maciço rochoso estão dispostas em planos paralelos ou normais à foliação, condicionando, na maioria das vezes, as cavidades cársticas.

Figura 9 – Condicionantes Geológicos-Geotécnicos



Legenda: (A) Exemplo de dobra preservada originada por zona de cisalhamento (talude da ombreira direita). (B) Intercalações de xisto (material transicional) e mármore com foliação NW-SE, em talude de acesso à barragem. As fraturas, quando preenchidas, possuem material carbonático e/ou quartzoso nos xistos (C), podendo condicionar a formação de cavidades cársticas nos mármore (D).

2.2.3.3 Dissoluções Cársticas e Cavidades

A carstificação é um fenômeno natural desenvolvido por fatores climáticos, litológicos e estruturais, influenciando diretamente na condição hidrogeológica de uma localidade. Assim em uma região carstificada, pode ocorrer a intensificação deste fenômeno à medida que se aumenta o gradiente hidráulico, por exemplo pela construção de um barramento.

As rochas calcárias, juntamente com os mármore (figura 10), são tidos como principais fontes da ocorrência de cavidades e dissoluções cársticas na República Dominicana formando imensos *karst* e conhecidos localmente como *mogote* (Díaz-Del Olmo & Artigas, 2003).

Figura 10 – Detalhes de dissoluções cársticas



Legendas: O mármore foliado contém pequenas cavidades de solubilização (A), onde ao longo destes trechos ocorrem finos leitos (< 0,5 a 2 cm) acompanhando a foliação ou também na forma de poros centimétricos disseminados em determinados estratos, mais espessos da rocha (B).

Através das investigações geotécnicas de campo observou-se uma tendência na concentração de cavidades cársticas entre as elevações 20 m e 30 m, que excetuando a ocorrência em algumas sondagens, pareceu coincidir com as ocorrências de trechos falhados e brechados.

2.2.3.4 Permeabilidade

O conhecimento sobre o comportamento da permeabilidade de determinada localidade pode muitas vezes decidir alternativas de eixos de barramento mais viáveis, ou quando não, prever surpresas ao longo da sua construção, podendo ocasionar no abandono do projeto, já que problemas provenientes de possíveis fugas de água podem afetar a estabilidade da obra em si, do maciço de fundação em que esta irá se apoiar ou permitir que grandes volumes de água se percam, mesmo que se tenha este conhecimento não esgotando a possibilidade futura de problemas relativos a estanquidade. Estudos prévios da área podem propiciar soluções rápidas e menos custosas em comparação com os de reparação do problema. O planejamento correto das obras de reparação exige um conhecimento detalhado do comportamento hidráulico das formações geológicas envolvidas e não podem apenas se basear em informações em nível de escala regional (Leão, 2011).

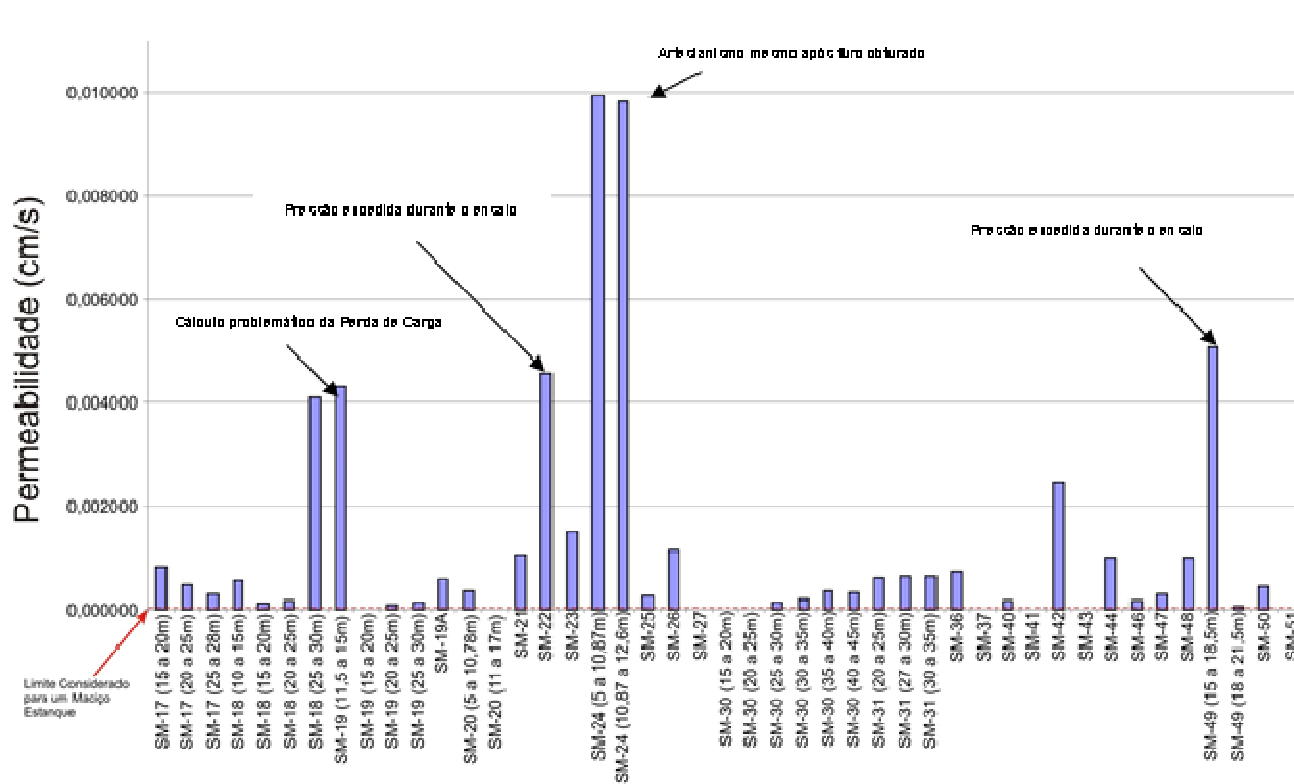
Através de ensaios Lugeon (ABGE, 1996) e Lefranc (ABGE, 1975) para rochas e solos respectivamente, foi estimada a permeabilidade (Figura 11), já que são ensaios pertinentes à execução deste tipo de projeto, onde muitas vezes é difícil a obtenção deste parâmetro devido a heterogeneidade do maciço de fundação onde camadas de solos residuais de xisto espessos e bastante silto-argilosos, impermeáveis (6×10^{-6} a 10^{-5} cm/s) e com variados valores de resistência a penetração, se intercalam na maioria das vezes com rochas mármores (10^{-5} a 10^{-4} cm/s) que muitas vezes apresentam fraturas e/ou cavidades.

O reservatório apresenta uma predominância de solos finos, argilosos a siltosos, que denotam baixas permeabilidades ($<10^{-5}$ cm/s), os quais garantem boa estanqueidade do reservatório. A presença dos bancos de mármore contínuos que possivelmente cruzam a área do reservatório seja em superfície, ou coberto por solos da planície de inundação, trouxeram grandes preocupações com a possibilidade de fugas d'água pela presença de cavidades cársticas em subsolo. Devido a esta questão houve a possibilidade de adicionar uma manta impermeabilizadora ao longo do reservatório, sendo a mesma descartada, já que através de mapeamentos mais detalhados, associados às investigações, foi constatado que o reservatório ficaria estanque devido à baixa permeabilidade do solo e devido aos principais afloramentos de rocha mármore ocorrerem acima da cota de inundação do reservatório.

Desta forma foi possível identificar em profundidade uma zona aproximadamente 15 a 25 m a partir da cota estimada para o topo rochoso destas sondagens, de baixa permeabilidade ($<10^{-5}$ cm/s), mesmo sendo identificados nos testemunhos das sondagens indícios de

falhamentos, brechas, fraturas preenchidas ou não, além de dissoluções cársticas, ou seja, fatores que contribuíram no tratamento posterior do maciço de fundação.

Figura 11 – Valores de permeabilidade para o maciço rochoso da Barragem San Juan (Leão, 2011).



3. TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM SOLOS RESIDUAIS

3.1 Considerações Sobre Solos Residuais

Em condições ideais elásticas, a obtenção das propriedades dos materiais, sejam eles solos, rochas ou seu estado intermediário (rochas alteradas), através de experimentos estáticos (relações tensões-deformações) e dinâmicos (velocidade de ondas elásticas) deveriam chegar a um mesmo resultado. Entretanto, maciços rochosos não são elasticamente ideais, principalmente quando são heterogêneos e anisotrópicos, como por exemplo xistos. Este fator pode ser ainda agravado pela gênese da rocha mãe, o que acarretaria em diferenças nos valores do módulo de deformabilidade estimados pelos supracitados métodos, influenciados pelas propriedades constituintes dos materiais, como a porosidade (Peña, 1989).

A análise de tensões e deformações em solos residuais deve ser feita levando-se em consideração diversos fatores, muitos dos quais relacionados com a história geológica do local estudado. Diferente dos solos coluvionares e aluvionares, os solos residuais sofrem processos “*in situ*”, tais como: (i) o intemperismo químico, promovido principalmente pela ação da água e dos gases nela dissolvidos e (ii) físico, através do relaxamento de tensões residuais e os agentes que atuam fisicamente desde a superfície até o maciço. Contextualmente estes agentes implicam em suas propriedades geotécnica-geomecânicas, onde algumas características como o histórico de tensões, resistência do grão ou partícula, cimentação, estruturas reliquias e descontinuidades, anisotropia, índice de vazios e densidade, além de condição insaturada influenciam o comportamento tensão x deformação de solos residuais (Brener et al. 1997 apud Reis, 2004).

De qualquer forma, o estudo do comportamento destes materiais ainda é alvo de muitas discussões, já que suas porções menos alteradas, ou melhor dizendo, o solo residual jovem, pode apresentar aspectos remanescentes da rocha-mãe, como por exemplo, pequenas passagens de rocha de graus variados de alteração, necessitando muitas vezes de conceitos mistos da mecânica dos solos e rochas, por vezes inadequados à sua realidade, já que parâmetros geotécnicos-geomecânicos desses materiais são difíceis de serem medidos “*in situ*”.

Em Rocha, 1981 (apud Gutstein, 2003) o autor cita que para o dimensionamento de barragens de concreto e suas fundações, excetuando estados especiais, somente os estados

limites de ruptura pontual (quando não se pode prever o comportamento de ruptura) e de ruptura geral devem ser considerados, onde este último permite uma consideração da contribuição, favorável à segurança, da redistribuição de tensões num estágio não linear para a capacidade da resistência. Cabe ressaltar que os fatores de segurança são obtidos de forma subjetiva, levando em conta a dispersão das propriedades dos materiais e o aumento de seu valor está condicionado com o aumento da dispersão. Eles devem ser ajustados com o comportamento de projetos similares concluídos.

O autor ainda menciona que alguns projetos não são baseados em solicitações de resistência e sim em deslocamentos admissíveis na estrutura, o que para o mesmo não se trata de um método apropriado para o comportamento de massas de rocha, principalmente em relação à estrutura barragem-fundação.

3.2 Tensões em Solos Residuais

O comportamento tensão x deformação entre solos transportados e residuais é muito distinto, onde o primeiro tende a um aumento da tensão normal e em alguns casos a existência de um pré-adensamento, e o segundo possui um efeito pequeno de tensões prévias devido à sua evolução progressiva através do intemperismo químico.

Problemas decorrentes da interação entre zonas com distintas tensões e deformações acarretam no soerguimento do solo, principalmente devido à diferença da rigidez dos materiais existentes, já que durante a aplicação de um carregamento qualquer o material menos rígido transfere mais carga ao mais rígido, podendo causar deslocamentos diferenciados ou mesmo colapso dos solos da fundação, além de fraturamento hidráulico em decorrência da pressão neutra atuante se igualar a tensão total no solo (tensão efetiva nula).

Quando a fundação de barragens de concreto-gravidade é feita em maciços de solo residual, existe uma grande preocupação quanto a ocorrência de recalques diferenciais pela concentração de tensões. Desta forma a configuração do projeto torna-se diferente como se fosse em maciços rochosos; (i) exigindo um corpo de barramento mais extenso e com maiores volumes de concreto, (ii) limitando o barramento a uma altura de 50 m, ou mais quando a barragem é mista. Podem ser citados diversos materiais não rochosos como maciços de fundação, dentre eles os solos argilosos e siltosos, principal produto da alteração das rochas heterogêneas e anisotrópicas no local do barramento San Juan, podendo sofrer uma

compressibilidade distinta em função do peso do próprio corpo da barragem transmitido pela fundação.

3.3 Obtenção dos Parâmetros Geotécnicos – Ensaios de Laboratório

A utilização de ensaios de laboratórios correntes para o fornecimento de parâmetros básicos de resistência como o ângulo de atrito e o intercepto de coesão são válidos, porém para a previsão de deformações de um maciço de fundação sob um carregamento qualquer é necessário recorrer a métodos de cálculo que expressem a relação tensão-deformação dos elementos envolvidos.

Para isso foram coletadas dez amostras de blocos indeformados, oito na área da Barragem San Juan e dois na localidade da sua Estação de Tratamento, já que os solos residuais que ocorrem no local apresentam semelhantes propriedades constitutivas. Os blocos foram armazenados parafinados e em caixas de madeira umedecidas, onde posteriormente foram enviadas imediatamente ao Brasil, via aérea, para que fossem ensaiadas no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente, do Departamento de Engenharia Civil da PUC-RJ (LGMA).

No quadro 6 são apresentadas as características dos materiais ensaiados bem como os locais de suas extrações.

Para a caracterização das amostras (figuras 11a e 11b) da Barragem San Juan foram utilizadas as normas brasileiras: NBR 6457 – 08/1986, NBR 7181 – 12/1984, NBR 6508 – 10/1984, NBR 6459 – 10/1984 e NBR 7180 – 10/1984. No quadro 7, são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização.

Quadro 6 – Blocos de amostras indeformadas coletados

Código da Amostra	Localização Aproximada dos Blocos Ensaçados	Característica do Solo Ensaçado
BL 01	Ombreira Esquerda - Base do talude junto a berma de 70m. Próximo a estaca 0+55m do eixo do barramento.	Amostra de Solo Residual Maduro de Xisto
BL 02	Ombreira Esquerda - Base do talude junto a berma de 60m. Proximidades da estaca 0+18m.	Amostra de Solo Residual Jovem de Xisto, com a foliação bem preservada
BL 03	Ombreira Esquerda - Base do talude junto a berma de 60m. Proximidades da estaca 0+30m.	Amostra de Solo Residual Jovem, sem foliação, com textura granular
BL 04	Ombreira Esquerda - Parte intermediária do talude de escavação, entre as bermas de 50 e 60m, próximo a elevação 55m.	Amostra de Solo Residual Jovem de Xisto, de foliação bem preservada, com placas de mica muito desenvolvidas
BL 05	Ombreira Direita - Base do talude junto a berma de 60m.	Amostra de Solo Residual Jovem de Xisto, com a foliação bem preservada, possuindo placas de mica muito desenvolvidas
BL 06	Ombreira Direita - Base do talude junto a berma de 50m, próximo a Estação de Bombeamento, nas proximidades da estaca 0 + 24m.	Amostra de Solo Residual Jovem de Xisto, com a foliação bem preservada
BL 07	Ombreira Direita - Escavação da Estação de Bombeamento, próximo a elevação 45m.	Amostra de Solo Residual Jovem de Xisto, com a foliação bem preservada
BL 08	Talude do caminho de acesso a Ombreira Direita, a jusante do eixo do barramento, próximo a elevação 43m.	Amostra de Solo Residual Jovem de Xisto, com a foliação bem preservada
BL 09	ETA (Estação de Tratamento de Água), retirado durante a escavação da fundação do tanque de lama.	Amostra de Solo Residual Jovem de Xisto, de coloração escura
BL 10	ETA, no talude de escavação do tanque de Água Suja.	Amostra de Solo Residual Jovem de Xisto, com foliação bem preservada

Figura 12 (a) – Curva granulométrica típica dos solos residuais estudados (BL-04)

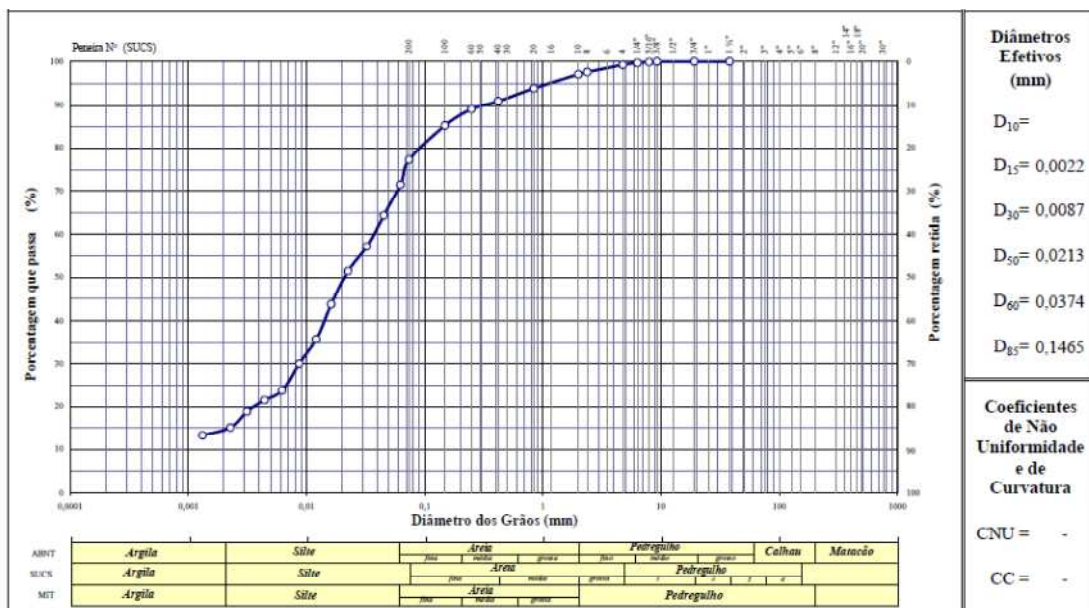
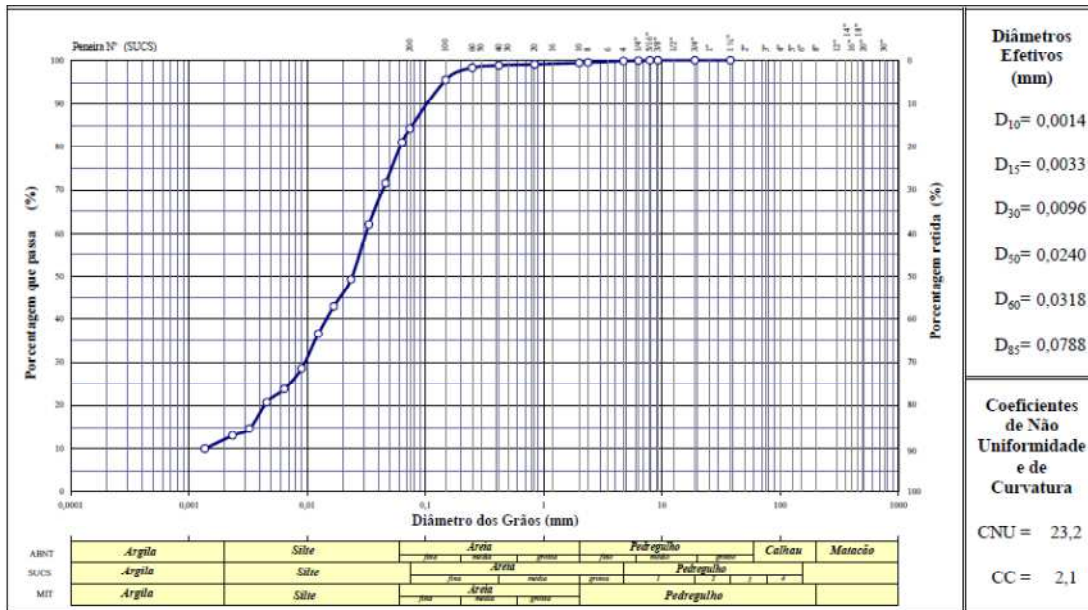


Figura 12 (b) – Curva granulométrica dos solos residuais estudados (BL-08)



Quadro 7 – Resultado dos ensaios de caracterização realizados

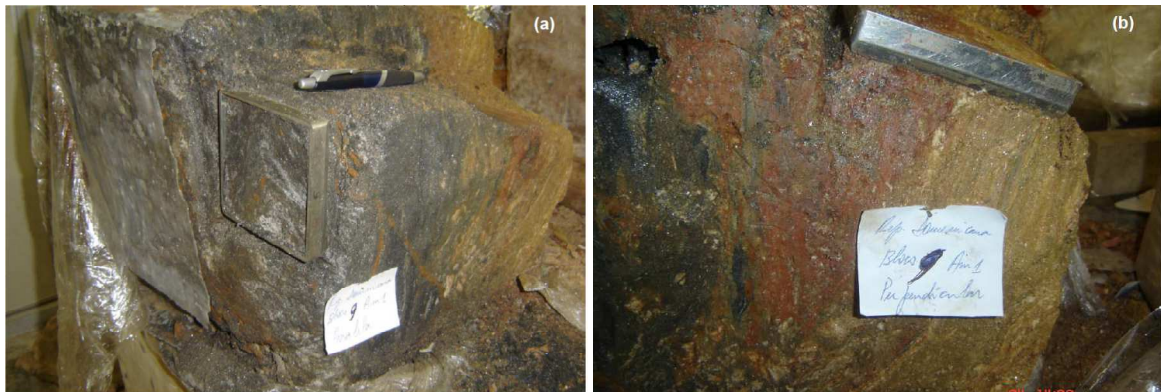
Amostra	Limites de Consistência (%)			Gs	Distribuição Granulométrica (%)			
	LL	LP	IP		Pedregulho	Areia	Silte	Argila
BL-01	ND	NP	NP	2,853	2,9	26,6	55,9	14,6
BL-02	34,1	18,2	15,2	2,717	2	64,4	30,2	3,5
BL-03	ND	NP	NP	2,807	6,1	66,2	25,4	2,3
BL-04	39,5	21,4	18,1	2,699	4,9	50,8	35,1	9,2
BL-05	ND	NP	NP	2,821	3,3	36,5	49,5	10,7
BL-06	26,2	17,9	8,3	2,917	35,1	50,6	13	1,3
BL-07	36,8	24	12,8	2,781	10,1	67	20,4	2,5
BL-08	54,2	33,7	20,5	2,834	9,4	44,2	40,8	5,6
BL-09	ND	NP	NP	2,813	2,8	49,2	39,5	8,5
BL-10	ND	NP	NP	2,763	0,6	20,3	67,2	11,9

Com base nos resultados de caracterização (quadro 7) os limites de liquidez (LL) variaram de 34 a 54 e o índice de plasticidade de 8 a 20, sendo obtidas as condições de não plástico (NP) e não definível em alguns blocos. A densidade relativa dos grãos se mostrou com baixa variação, entre 2,7 a 2,9, devido a semelhança mineralógica. A distribuição granulométrica permitiu definir os solos em dois grupos principais, os predominantemente

areno-silto argilosos e silto-areno argilosos, correspondendo às observações táctil-visuais de campo juntamente a ensaios de caracterização executados.

Para a obtenção dos parâmetros de resistência dos solos residuais foram moldados corpos de prova e posteriormente submetidos a ensaios de cisalhamento direto (figura 12) na intenção de se obter os deslocamentos horizontais e verticais, bem como as tensões normais e cisalhantes, mobilizadas na ruptura. Foram efetuadas duas séries de testes onde a primeira série compreendeu amostras moldadas de forma a se ter a superfície de ruptura do ensaio paralela ao acamamento ou xistosidade do material do bloco, representada pelo símbolo //. A segunda série compreendeu amostras moldadas perpendicularmente à xistosidade visualizada em cada bloco, representada pelo símbolo \perp . Os ensaios de cisalhamento direto foram executados em máquinas com velocidade de deslocamento controlada da Wykeham Farrance, modificados na PUC-Rio, de forma a se garantir uma separação constante entre as caixas de cisalhamento durante os ensaios e se ter o monitoramento automático das variáveis envolvidas. Os corpos de prova foram moldados e colocados nas caixas de cisalhamento sob uma tensão vertical próxima a zero iniciando-se a inundação das caixas com água destilada. No quadro 8 são apresentados os índices físicos obtidos para os materiais ensaiados.

Figura 13 – Exemplo de corpo de prova submetido ao cisalhamento direto (Bloco 9)



Legenda: Corpos de prova moldados nas direções paralela (a) e perpendicular (b) ao acamamento.

Posteriormente foram aplicadas tensões nominais de adensamento individuais especificadas de 100, 200, 300 e 400 kPa. A partir dos resultados obtidos pelo adensamento e seguindo o critério de Gibson & Henkel, 1954, definiu-se a velocidade mínima de cisalhamento do corpo de provas de forma a garantir a execução de um ensaio drenado. Ao

final da estimativa do cisalhamento drenado, determinou-se o teor de umidade final (wf) dos corpos de prova. Os resultados podem ser observados no quadro 8 e 9.

Quadro 8 – Índices físicos para os corpos de amostra ensaiados

Amostra	Série	σ_N (kPa)	Gs	wi (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	Si (%)	wf (%)
BL 01	//	100 - 400	2,85	29,75	17,52	13,51	1,07	79,20	36,63
	⊥			30,00	16,72	12,86	1,18	72,80	37,50
BL 02	//		2,72	9,96	20,75	18,88	0,42	68,93	13,38
	⊥			11,59	19,00	17,02	0,57	55,75	22,59
BL 03	//		2,81	9,95	20,44	18,58	0,48	58,73	17,38
	⊥			7,94	21,03	19,48	0,42	54,05	14,38
BL 04	//		2,70	18,59	19,11	16,11	0,73	71,70	22,97
	⊥			14,24	18,47	16,16	0,64	60,70	23,36
BL 05	//		2,82	25,83	16,69	13,26	1,09	67,13	34,77
	⊥			19,39	18,15	15,21	0,82	66,70	26,17
BL 07	//		2,78	11,02	20,22	18,22	0,50	62,53	17,73
	⊥			11,56	20,12	18,04	0,52	63,78	17,46
BL 08	//		2,83	30,44	16,69	12,80	1,17	73,70	37,21
	⊥			31,74	16,65	12,64	1,20	75,05	37,12
BL 09	//		3,81	16,11	17,77	15,31	0,80	56,63	25,99
	⊥			13,32	17,41	14,65	0,89	59,98	28,77
BL 10	//		2,76	42,78	15,50	10,86	1,50	79,00	49,98
	⊥			33,89	15,96	11,92	1,27	73,58	44,28

Quadro 9 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Amostra	Condição de Ensaio	σ'_v (kPa)	σ'_n (kPa)	τ (kPa)	δh (mm)
BL 01	//	100 - 400	268,08	167,13	7,53
	⊥		266,20	152,33	6,73
BL 02	//		253,98	127,18	1,55
	⊥		277,45	204,13	9,30
BL 03	//		264,95	234,43	5,23
	⊥		277,13	353,43	9,00
BL 04	//		264,48	167,13	5,50
	⊥		274,43	196,23	8,05
BL 05	//		263,05	118,40	5,08
	⊥		282,30	242,33	10,53
BL 07	//		266,58	210,03	5,50
	⊥		273,40	266,00	7,20
BL 08	//		268,13	197,15	7,18
	⊥		275,43	177,00	8,80
BL 09	//		264,75	140,28	5,60
	⊥		272,95	161,08	8,13
BL 10	//		262,15	136,30	4,95
	⊥		271,45	146,33	7,20

Baseadas nas curvas tensão-deslocamento obtidas como também nos critérios propostos por De Campos & Carrilo, 1995, foram definidas as tensões de ruptura determinado-se as envoltórias de resistência considerando como válido o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (envoltórias lineares) e envoltórias não lineares de resistência para cada um dos materiais.

Nas figuras 14 e 15 são apresentadas as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e a deslocamento vertical x deslocamento horizontal para condição paralela e para condição perpendicular, para os solos residuais existentes na fundação.

Figura 14 – Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal (mm) (Ensaio paralelo – inundado – Bloco 4)

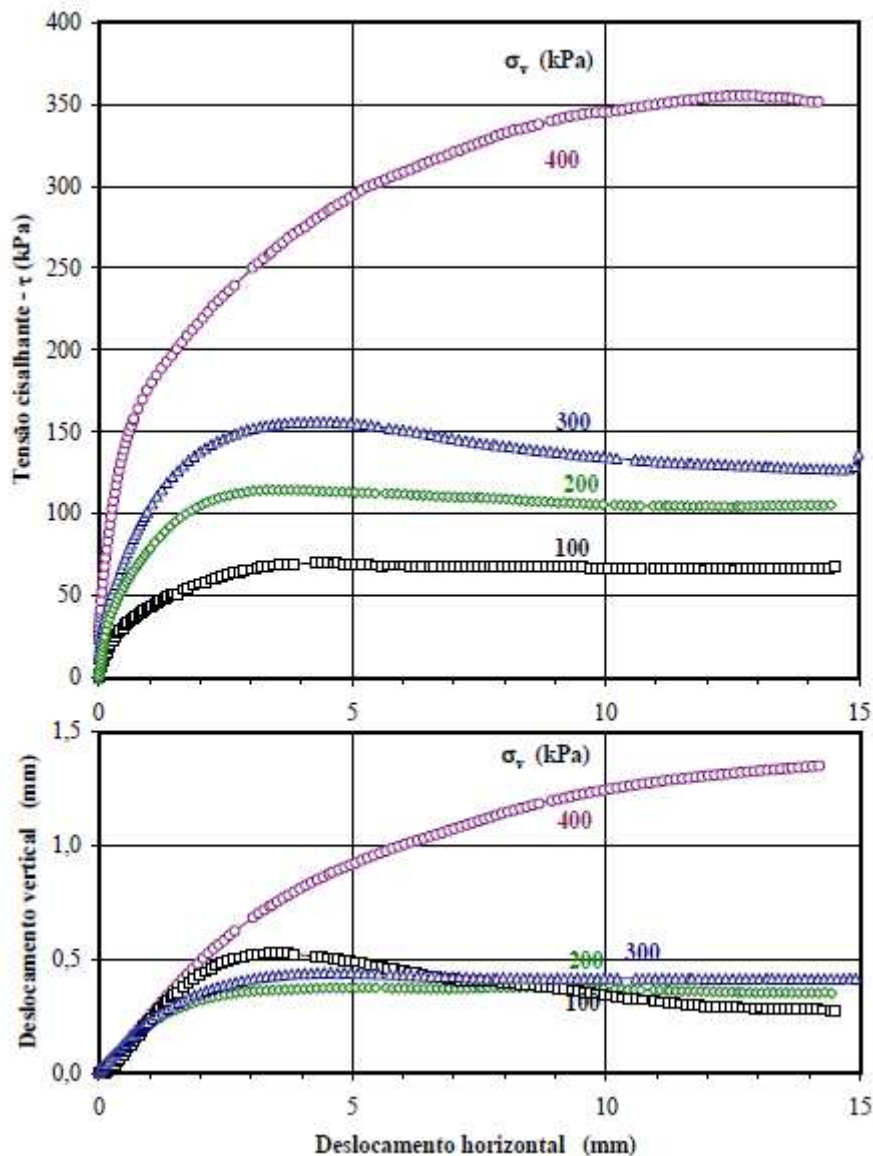
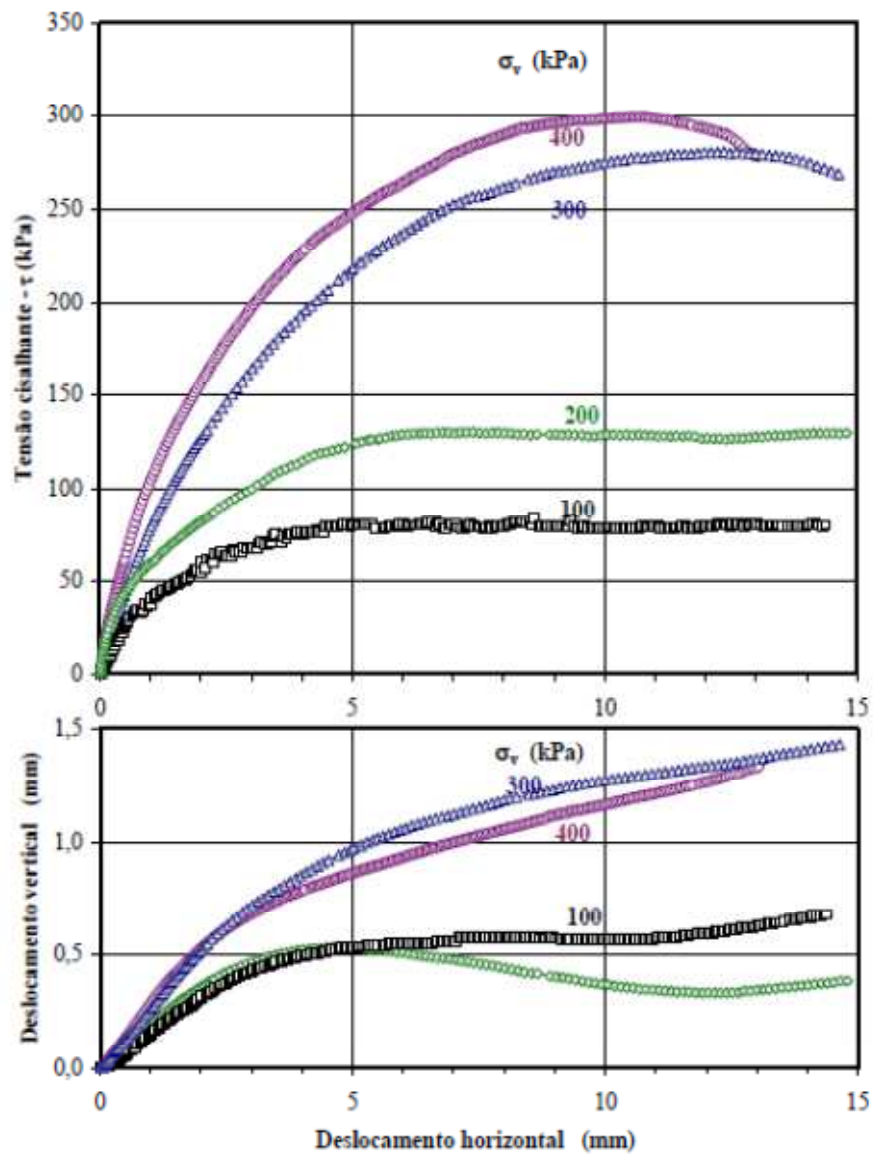


Figura 15 – Tensão cisalhante x Deslocamento horizontal (mm) (Ensaio perpendicular – inundado – Bloco 4)



Com base nas curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal foi possível notar grande regularidade nos resultados em função das diversas tensões verticais aplicadas. As curvas na sua maioria mostraram inexistência de pico de resistência para todos os níveis de tensões verticais utilizados, sendo assumido para estas curvas, que o solo havia rompido quando a curva tensão cisalhante (τ) x deslocamento atingisse uma inclinação constante.

Sabe-se que possíveis presenças de descontinuidades afetam a resistência dos materiais. Se o corpo de prova possui uma descontinuidade na direção do plano de ruptura a resistência pode tender a um valor mínimo e caso o corpo de prova não possua descontinuidades em seu interior, ele pode tender a um valor máximo.

Observando as curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal é possível notar que no sentido paralelo para os corpos de prova ocorreu dilatância, ora com contínua expansão volumétrica, ora com estabilização do volume. Já no sentido perpendicular, os corpos de prova, para estas curvas, exibiram contração com comportamentos variáveis em relação ao volume, porém com tendência a estabilização para as tensões até 200 kPA.

Segundo Freitas, 2010 existem incertezas na obtenção indireta do módulo de cisalhamento dinâmico, influenciados pela massa específica e velocidade da onda cisalhante.

Desta forma a partir de equações linearizadas expressas abaixo, foram adotados intervalos de confiança para vários desvios padrões e metodologia adotada em Neter et al. (1982) e Pacheco et al. (1996) (apud Freitas, 2010).

$$y_{\text{inf}} = \hat{y}_i - h \cdot \sqrt{V_{y \text{ individual}}}$$

(3)

$$y_{\text{sup}} = \hat{y}_i + h \cdot \sqrt{V_{y_{\text{individual}}}}$$

$$V_{y_{\text{individual}}} = V_{y_{\text{média}}} + \text{EMQ}$$

$$V_{y_{\text{média}}} = \text{EMQ} \cdot \left\{ \frac{1}{n} + \frac{(x_i - \bar{x})^2}{\sum_1^n [(x_i - \bar{x})^2]} \right\}$$

$$\text{EMQ} = \frac{\sum_1^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n-2}$$
(4)

Onde:

Y_{inf} e Y_{sup} são limites de confiança inferior e superior do intervalo de um desvio padrão respectivamente,

h o número de desvios padrão acima ou abaixo da média,

EMQ o erro médio quadrado (equivalente a uma variância constante),

Y_i o log $E_{\text{máx}}$ de cada ponto do banco de dados,

\hat{y}_i o log $E_{\text{máx}}$ da equação potencial,

n o número de pontos do banco de dados,

X_i o log N_{60} de cada ponto do banco de dados,

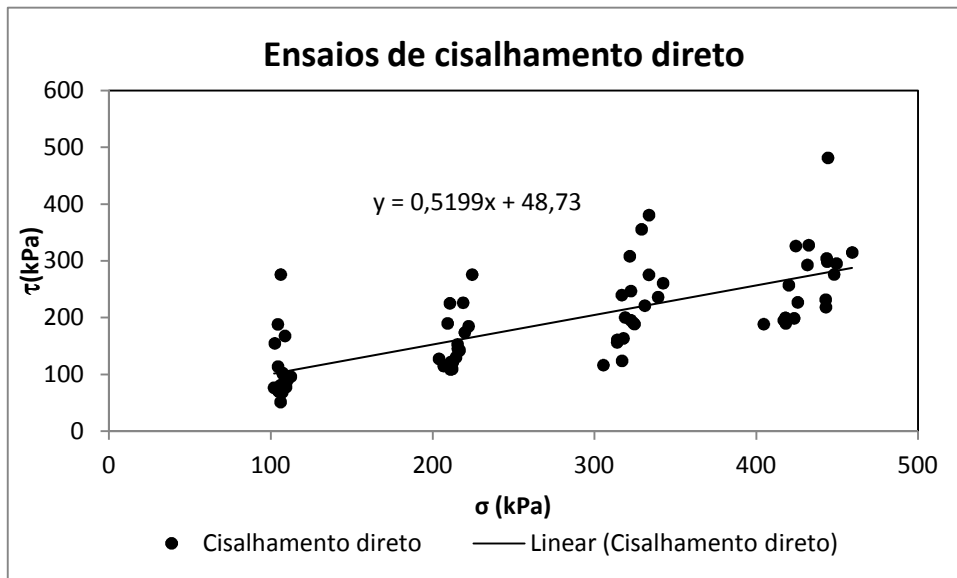
\bar{X} a média dos valores de X_i do banco de dados,

V_y média a variância da média e

V_y individual a variância individual.

Desta forma é possível definir através dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto a linearização dos resultados obtidos (figura 16)

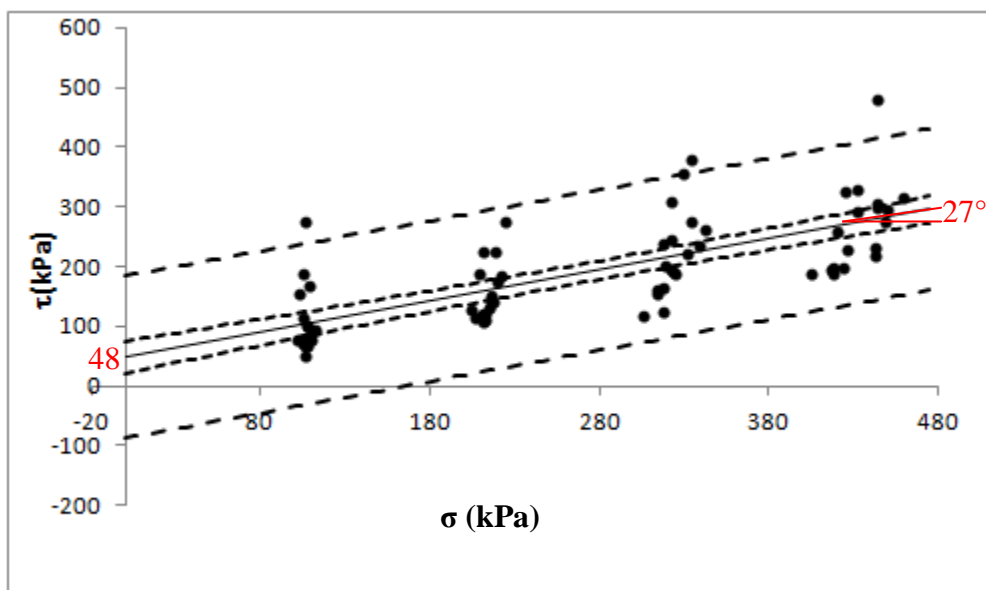
Figura 16 – Gráfico Tensão Cisalhante x Tensão Total para os solos residuais da Barragem San Juan



Neste caso, a variável x corresponde à tensão normal e y a resistência ao cisalhamento, cujos resultados individuais foram obtidos de figuras semelhantes a 14 e 15 para todos os blocos ensaiados, ou seja, blocos 1 a 10.

É possível ainda definir intervalos de confiança, para o número de desvios padrão, variando de 0,5 a 1,0 no espaço linearizado, apresentados na figura 17.

Figura 17 – Apresentação dos intervalos de confiança (0,5 a 1,0) para as amostras citadas anteriormente



Da figura 17, para o limite inferior da média, estimou-se o intercepto de coesão e o ângulo de atrito como $c = 48 \text{ kPa}$ e $\phi = 27^\circ$ respectivamente.

3.4 Deformações em Solos Residuais

Já é conhecido que o coeficiente de Poisson e o módulo da elasticidade apresentam grande influência quanto ao campo de deslocamentos, embora não aconteça o mesmo no campo de tensões (Lacerda & Mahler, 1973). Da mesma forma o conhecimento prévio da deformabilidade pode evitar a ocorrência de recalques diferenciais, não previstos, podendo ser analisada a concentração de tensões na barragem ou em sua fundação devido a regiões adjacentes com baixo módulo de elasticidade, como também a distribuição de tensões nos estudos de estabilidade (U.S. Bureau, 1987 apud Gutstein, 2003).

Em termos de deformabilidade, esse parâmetro é importante quando ocorre variação das propriedades dos materiais da fundação da barragem, bem como a presença de estruturas geológicas e zonas de fraqueza (U.S. Bureau, 1976 apud Gutstein, 2003), conforme afirmação de Silveira et al., 1974 (apud Gutstein, 2003), que após modelagens em fundações heterogêneas constatou que para carregamentos oriundos do peso próprio e empuxos hidrostáticos as mesmas se comportam de modo diferente, dando origem a esforços na estrutura distintos.

Maciços de fundação em solo residual jovem, como os da Barragem San Juan, tendem a apresentar uma grande anisotropia, conforme comentado em capítulos anteriores. Quando esses maciços apresentam passagens de rochas de baixa resistência, a anisotropia dessas passagens influencia diretamente o comportamento do maciço, aumentando esta influência a medida que a resistência diminui. A heterogeneidade, responsável por causar uma variação da deformabilidade de ponto para ponto, pode também implicar em grandes deslocamentos diferenciais (Rocha, 1977 apud Gutstein, 2003).

Devido à grande variabilidade de parâmetros que possam vir a ocorrer em função dos supracitados argumentos, por vezes é necessário verificar não apenas um resultado, mas sim uma tendência de resultados, obtidos de forma direta através de investigações e/ou ensaios tecnológicos, como indiretamente por correlações empíricas de parâmetros geotécnicos.

3.4.1 Estimativa do Módulo de Young para Solos Residuais

Os métodos de caracterização geomecânicos de maciços de solos residuais são válidos para pequenas deformações, onde é adotado um comportamento linear elástico. Quando as deformações são elevadas e o maciço passa a apresentar grandes deformações, a análise é dificultada pela interpretação de dados obtidos “*in situ*”, sendo de suma importância a definição do tipo de módulo de elasticidade a ser adotado (Fonseca & Coutinho, 2008).

Através de relações empíricas para a estimativa do módulo de deformação cisalhante utilizando solos residuais de granitos, Viana da Fonseca, 1996; Barros, 1997; e Viana da Fonseca et al. 2006 (apud Fonseca & Coutinho, 2008), concluíram que este módulo é maior quando comparado a sedimentos recentes granulares, possivelmente pelas distintas relações existentes entre as partículas dos grãos somados ao grau de alteração.

A utilização de métodos indiretos para a estimativa do módulo de Young, através de ensaios geofísicos, por exemplo, é baseada na medição de propagação da onda sísmica cisalhante (V_s) no substrato analisado, obtendo-se um módulo de elasticidade “*in situ*”. Em solos homogêneos as velocidades das ondas horizontal e vertical apresentam os mesmo valores, o que não acontece em solos heterogêneos, sejam eles argilosos ou arenosos (Bellotti et al., 1996 apud Correia, 2004), já que nesses materiais ocorrem camadas alternadas de solos rijos e moles, além da própria anisotropia, onde na condição “*in situ*” do ensaio geofísico é difícil a distinção entre a contribuição estratigráfica e a anisotrópica.

São conhecidas na literatura científica diversas correlações propostas de V_s em função de valores índices, como por exemplo, o número de golpes em um ensaio SPT, obtidos através de ensaios geotécnicos ou calcados analiticamente, através de correlações empíricas e semi-empíricas, a fim de se obter uma estimativa para o módulo de elasticidade. Na literatura científica internacional podem ser citados os trabalhos realizados para solos na Grécia (Tsiambaos & Sabatakakis, 2011), Índia (Kulkarni et al., 2010; Hanumantharao & Ramana, 2008, Uma Maheswari et al., 2010 e Anbazhagan et al., 2012), China (Baoshan & Chopin, 1983), Turquia (Iyisan, 1996, Hasancebi & Ulusay, 2007 e Akin et al., 2011), e Itália (Madiai & Simoni, 2004) onde esse materiais são divididos em função nada além de sua granulometria, desconsiderando informações a princípio relevantes, como a gênese e características mineralógicas. A maioria dessas correlações utilizou como base para seus experimentos solos de idade quaternária alúvio-coluvionares, sendo sua aplicação estendida à solos residuais sem muito critério. Poucos trabalhos voltados a solos residuais podem ser

citados (Sandroni, 1991, apud Velloso e Lopes 1996), correlacionando o módulo de Young com resultados de N_{SPT} para solos residuais de gnaiss, através da relação $E=0,5 N_{SPT}^{0,14}$ kN/m².

Em estudos com solos residuais de São Paulo, Prado, 1994 (apud Taioli, 1999) concluiu que são necessárias muitas investigações SPT para se obter um bom resultado em correlação com ondas sísmicas provenientes de ensaios crosshole. Cabe ressaltar que a correlação de propriedades elásticas dinâmicas com parâmetros geotécnicas, no caso o N_{SPT} , em muitos estudos não leva em consideração características geotécnicas dos materiais, principalmente a heterogeneidade e anisotropia.

Sykora & Stokoe, 1983 (apud Uma Maheswari et al., 2008), afirmam que a idade geológica e o tipo de solo não são parâmetros importantes na correlação entre V_s e N_{SPT} . Basicamente as supracitadas correlações dividem os solos com base apenas na granulometria, sendo elas, argila, silte, areia e considerando o solo como um todo. Essas formulações praticamente apresentaram resultados semelhantes, mostrando que o tipo de solo tem pouca influência sobre essas correlações (Thaker & Rao, 2011), com exceção de solos pedregulhosos (Iyisan, 1996 apud Dikmen, 2009).

Maheswari et al., 2010 concluíram em seus estudos que correlações entre V_s e N_{SPT} , quando o valor de N é ou não corrigido em função da energia, apresentaram uma pequena variação quanto à análise estatística, fornecendo valores praticamente iguais.

Modestas variações entre os valores de V_s podem ser atribuídas às condições de consolidação, estrutura e textura dos solos analisados (Baoshan & Chopin, 1983). Holzer et al. (2005) acrescentam o ambiente deposicional como outro fator que influenciaria V_s , já que dependendo da condição de deposição a textura nos sedimentos pode variar para um mesmo sítio.

É necessária uma avaliação mais detalhada de certas propriedades índices dos materiais como o conteúdo de finos, índice de vazios, umidade e peso específico e sua efetiva influência nessas correlações, já que solos residuais, distinguem em muitos aspectos de solos colúvio-aluvionares. Muitas correlações encontradas na literatura não especificam as características básicas dos solos estudados, como aspectos tátil-visuais, mineralogia, e no caso de solos residuais, foliação, estruturas reliquias, etc.

Ogunsanwo, 1991 realizou um estudo mostrando como o efeito da xistosidade influencia o valor de V_s . Utilizando perfis de alteração de mica-xistos foram projetadas ondas cisalhantes em direções paralelas, transversais e inclinadas à xistosidade. Comparando com os trabalhos realizados por Press, 1966 (apud Ogunsanwo, 1991) para um mica-xisto e por

Stokee & Richart, 1973, (apud Ogunsanwo, 1991) para um sedimento silto-arenoso, o autor conclui que os valores de V_s obtidos em amostras com xistosidade transversal e inclinadas em relação à onda são muito próximos aos observados para sedimentos silto-arenosos. Com base somente nos resultados de ondas cisalhantes o saprolito pode apresentar um resultado comportamental de rocha alterada, solo residual jovem ou maduro, dependendo da inclinação dos planos de xistosidade, gerando imprecisão no resultado caso este venha a ser interpretado isoladamente.

Aung & Leong (2011) estudando a rigidez de perfis de alteração de granitos, concluíram que a resistência do solos aumentam em função da profundidade e que o perfil de rigidez obtido através de ensaios CSW (Continuous Surface Wave) é semelhante ao aumento da resistência do solo através de resultados de ensaios SPT e CPT (cone penetration test), porém o autor ressalta da necessidade de mais investigações geotécnicas a fim de equalizar melhor a interpretação.

Sendo assim é possível observar que determinados métodos investigativos podem gerar equivocadas interpretações quando observado isoladamente ou quando correlacionado a outros métodos.

Tendo em vista as observações anteriormente citadas o presente trabalho estimou para os solos residuais do barramento o módulo de elasticidade com base nas correlações de V_s com N_{SPT} (com correção da energia para N_{60}), seguindo uma metodologia parecida a apresentada por Freitas, 2010, porém ao invés de se realizar um banco de dados com solos essencialment arenosos, foi reunido um banco de dados com solos essencialmente siltosos e argilosos, e quando sim, argilo-arenosos e silto-arenosos, na condição drenada, devido a semelhança com os materiais de fundação da barragem San Juan. Cabe ressaltar que o fator de correção adotado de N_{SPT} para N_{60} foi de 1,20, tendo em vista a execução do ensaio e utilização de equipamentos de origem brasileira (Freitas, 2010). O intervalo de correlação de N_{SPT} utilizado foi até 50 golpes / 30 cm finais, tendo em vista ser o limite para a classificação do solo residual jovem resistente (até 50 golpes). Hanumantharao e Ramana (2008) recomendam estas correlações para N_{SPT} até 40 golpes e para valores posteriores o uso de forma criteriosa devido a incertas.

Com base nas diversas correlações apresentadas anteriormente, foi reunido um banco de dados para o intervalo de N_{SPT} de 1 a 50, sendo este valor devidamente corrigido para N_{60} a fim de normalizar os resultados, tendo em vista a não especificação de normas de execução do ensaio. Desta forma foram obtidos os valores para V_s e posteriormente o emprego dos mesmos nas equações (5) a (7), referentes ao módulo de elasticidade dinâmico ($E_{máx}$) e ao

módulo de cisalhamento dinâmico ($G_{m\acute{a}x}$), considerando um valor para o coeficiente de Poisson de 0,3, aceleração da gravidade (g) de $9,8\text{m/s}^2$ e peso específico (γ) de 13 kN/m^3 .

$$E_{\max} = 2 \cdot G_{\max} \cdot (1 + \nu) \quad (5)$$

$$G_{\max} = V_s^2 \cdot \rho \quad (6)$$

$$E_{\max} = 2 \cdot \left(V_s^2 \cdot \frac{\gamma}{g} \right) \cdot (1 + \nu) \quad (7)$$

Através dos resultados obtidos, foi elaborado um gráfico de $E_{m\acute{a}x}$ (dinâmico) x N_{60} (figura 18), para esta dissertação, com base em todas as proposições encontradas na literatura e apresentadas no quadro 10, em sua maioria para solos de origem sedimentares silto-argilosos.

Quadro 10 – Proposições encontradas na literatura científica para correlações entre N_{SPT} e V_s

Autor	Correlação (V_s x N_{SPT})	Granulometria	País
Maheswari et al., 2010	$V_s = 90,75N_{60}^{0,304}$	Argila	Índia
	$V_s = 89,31N_{SPT}^{0,358}$		
Imai, 1977 (apud Maheswari et al., 2010)	$V_s = 80,20N_{SPT}^{0,292}$	Argila	Índia
	$V_s = 102N_{SPT}^{0,292}$		
JRA, 1980 (apud Maheswari et al., 2010)	$V_s = 100N_{SPT}^{0,33}$	Argila	-
Lee, 1990 (apud Maheswari et al., 2010)	$V_s = 114,43N_{SPT}^{0,33}$	-	-
	$V_s = 106N_{SPT}^{0,33}$		
Jafari et al., 2002 (apud Maheswari et al., 2010)	$V_s = 27N_{SPT}^{0,73}$	-	-
	$V_s = 22N_{SPT}^{0,77}$		
Pitilakis et al., 1999 (apud Maheswari et al., 2010)	$V_s = 132N_{60}^{0,271}$	-	-
Hasancebi & Ulusay, 2007 (apud Maheswari et al., 2010)	$V_s = 97,89N_{SPT}^{0,269}$	-	-
	$V_s = 107,63N_{60}^{0,237}$		
Iyisan, 1996	$V_s = 43,7N_{SPT}^{0,324} \times \sigma_v^{0,237}$	Argila	Turquia
Dikmen, 2009 (apud Bellana, 2009)	$V_s = 44N_{SPT}^{0,48}$	Argila / Silte	-
	$V_s = 60N_{SPT}^{0,36}$		
Sun, et al., 2012	$V_s = 75,76N_{SPT}^{0,371}$	Solo Residual Arenoso / Rocha Alterada	Coréia
	$V_s = 107,94N_{SPT}^{0,418}$		
Athanasopoulos, 1995 (apud Bellana, 2009)	$V_s = 76,55N_{SPT}^{0,445}$	Argila	-
Bellana, 2009	$V_s = 102,76N_{60}^{0,301}$	Silte / Argila	-
	$V_s = 122,95N_{60}^{0,25}$		
Lee, 1992 (apud Dejong, 2007)	$V_s = 103,99(N_{SPT+1})^{0,334}$	Silte / Argila	-
	$V_s = 138,36(N_{SPT+1})^{0,242}$		
Pitilakis, 1999 (apud Dejong, 2007)	$V_s = 145N_{SPT}^{0,178}$	Silte / Argila	-
	$V_s = 105,64N_{SPT}^{0,32}$		
Ohta & Goto, 1978 (apud Dejong, 2007)	$V_s = 86,9N_{SPT}^{0,333}$	Argila	-
Thaker & Rao, 2011	$V_s = 62,41N_{SPT}^{0,42}$	Argila	Índia
Akin, et al., 2011	$V_s = 78,1N_{SPT}^{0,116} \times Z^{0,35}$	Argila	Turquia
	$V_s = 104,61N_{SPT}^{0,049} \times Z^{0,232}$		
Pitikilas et al., 1992	$V_s = 162N_{SPT}^{0,17}$	Silte / Arenoso	Grécia
	$V_s = 165,7N_{SPT}^{0,19}$	Argilas Moles	
	$V_s = 357,5N_{SPT}^{0,19}$	Argilas Duras	
Kalteziotis et al., 1992	$V_s = 76,6N_{SPT}^{0,45}$	Solos Coesivos	Grécia
Raptakis et al., 1995	$V_s = 105,7N_{SPT}^{0,33}$	Argilas Moles	Grécia
	$V_s = 184,2N_{SPT}^{0,17}$	Argilas Duras	
Hanumantharao & Ramano, 2008	$V_s = 86N_{SPT}^{0,42}$	Silte - Arenoso / Areia - Siltosa	Índia
Ima & Tonouchi, 1982	$V_s = 107N_{SPT}^{0,274}$	Argilas	Japão

Figura 18 – Proposições de diversos autores correlacionando valores de N_{60} e V_s na obtenção de $E_{m\acute{a}x}$ para solos argilosos

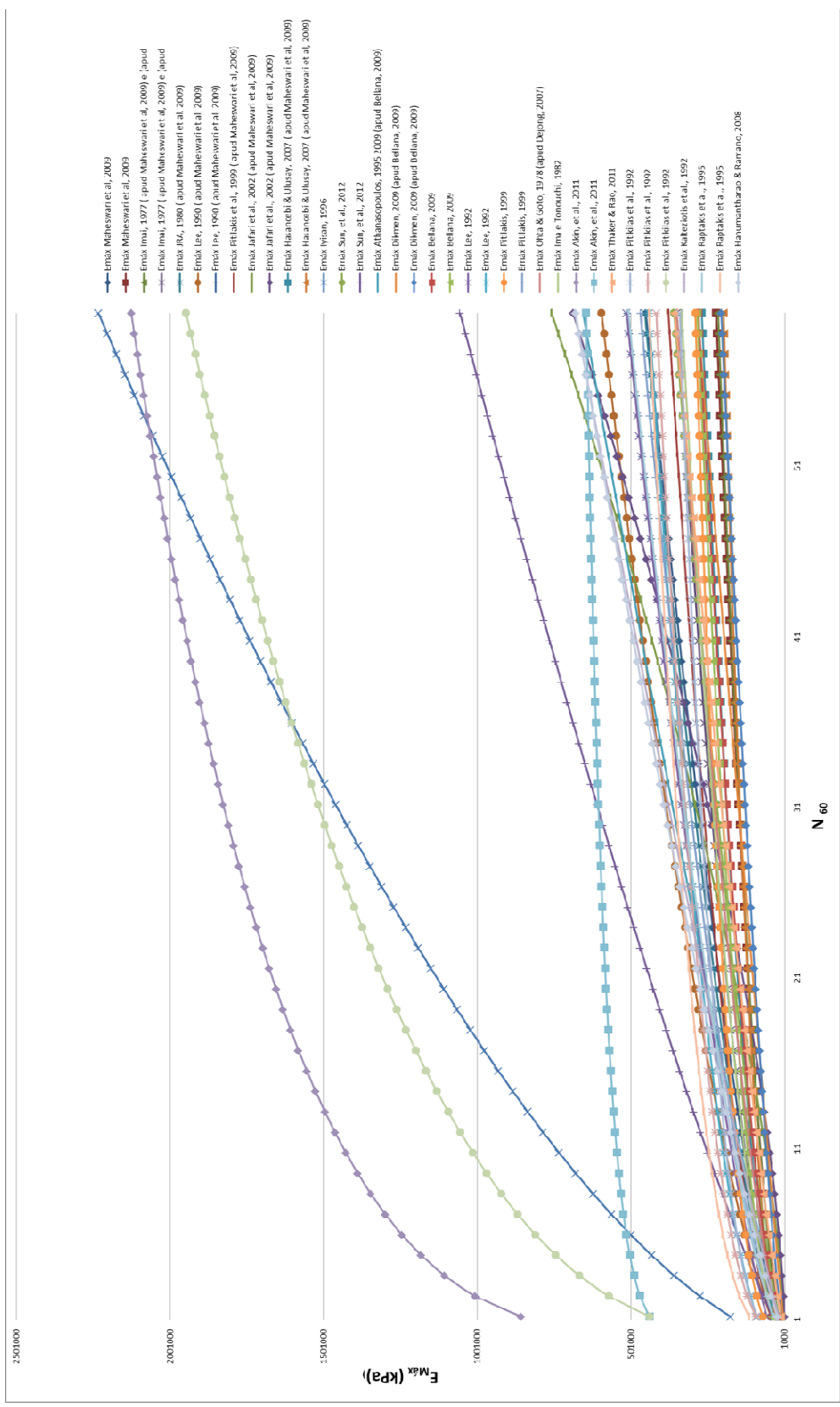


Figura 19 – Exclusão das curvas (proposições dos autores) fora da tendência

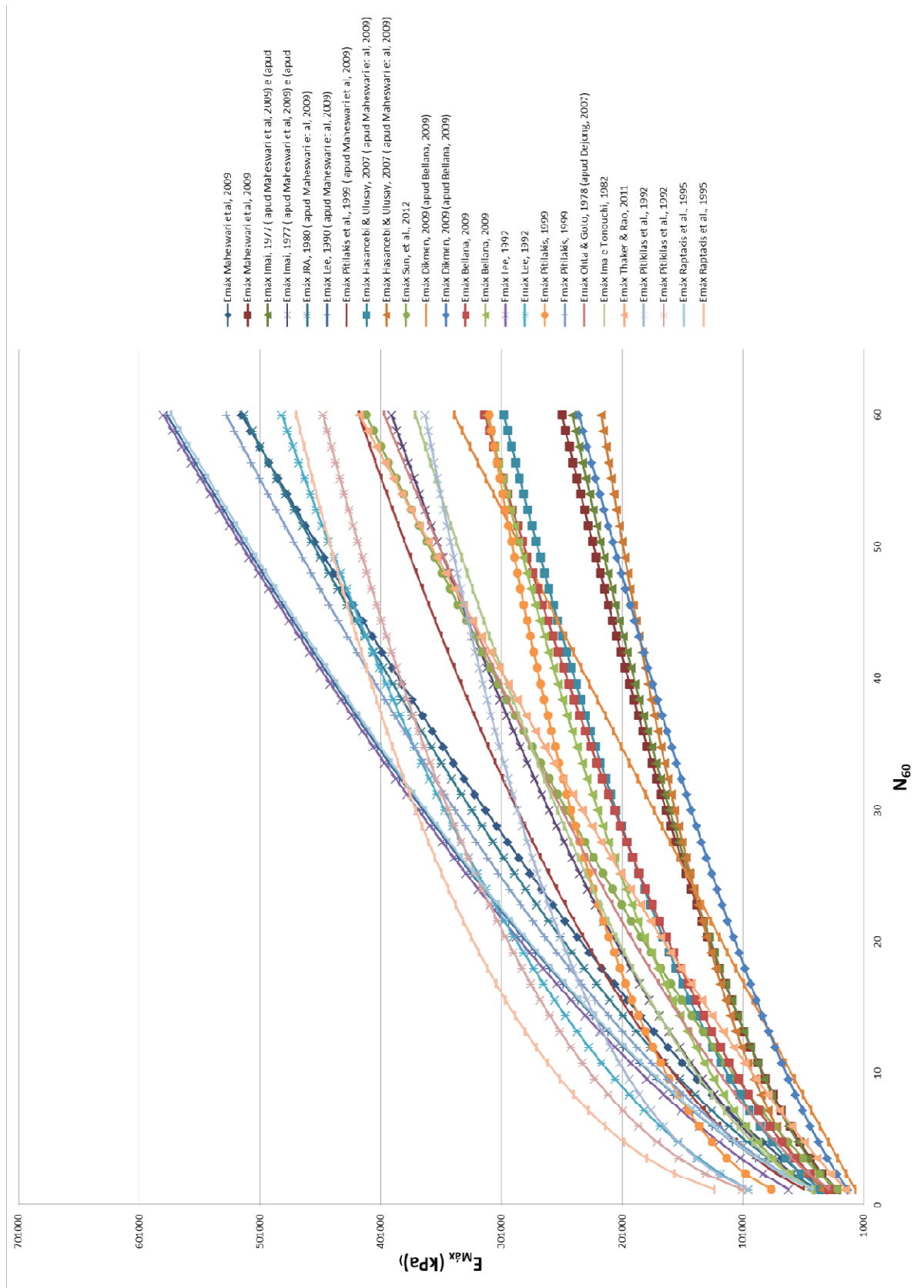
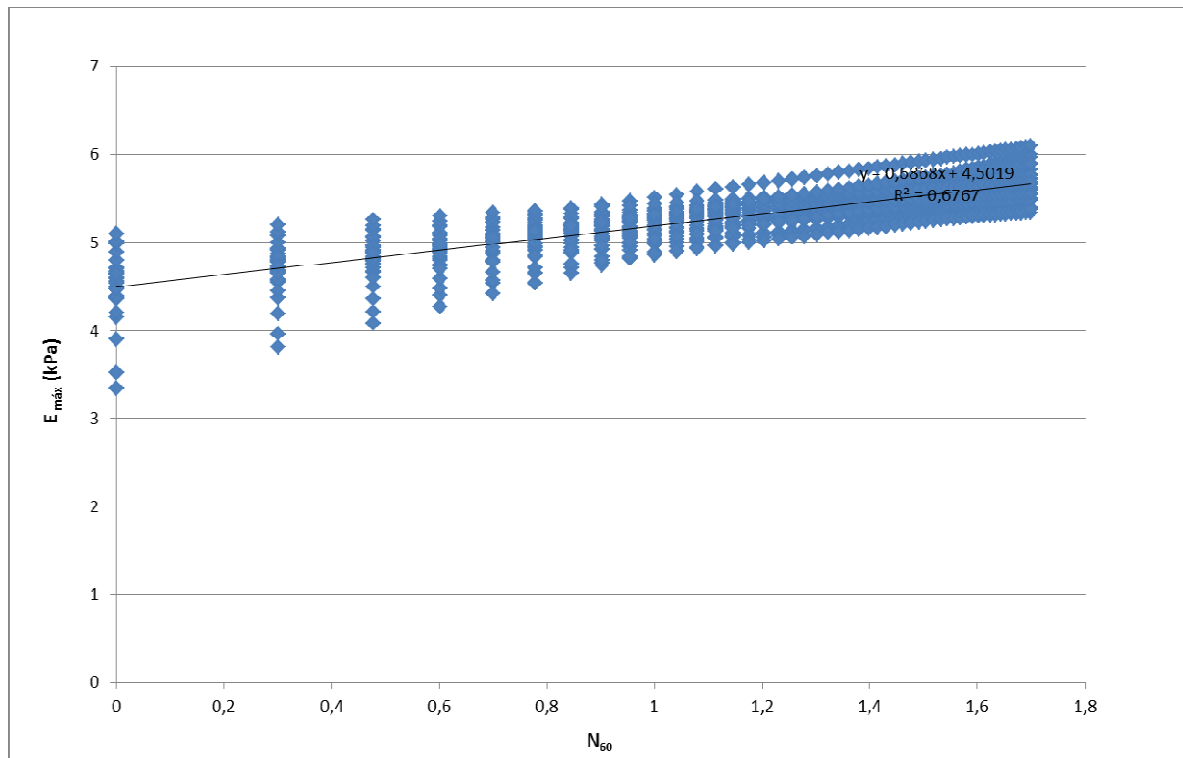


Figura 20 – Linearização das curvas onde é observada a linha de tendência



É possível observar uma grande variação dos módulos de deformabilidade dos solos analisados, possivelmente relacionados a gênese dos mesmos. Essa característica é ainda mais marcante em solos de granulometria variada. De qualquer forma é possível notar que para todas as correlações existe aumento progressivo de $E_{máx}$ com o aumento de $NSPT_{60\%}$.

De forma a buscar uma tendência nas supracitadas expressões foi estabelecida uma regressão linear em escala logarítmica para o gráfico anterior excluindo os pontos fora da tendência (figuras 18 a 19), ou seja, com módulos de deformabilidade fora da faixa logarítmica de 3,5 a 5 kPa, onde por fim a equação potencial encontrada para $E_{máx}$ dinâmico foi inserida junto aos demais autores aqui citados (figura 20), sendo destacada na figura 20b.

Desta forma, para os solos argilosos analisados, considerando $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$ e $\nu = 0,3$ e com base no banco de dados, foi encontrada a equação $\log(E_{máx}) = 0,69 \cdot \log(N_{60}) + 4,5019$, onde $R^2 = 0,68$. Assim obteve-se a equação potencial para o módulo de elasticidade dinâmico:

$$E_{máx} = 31761 N_{60}^{0,69} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (8)$$

Na figura 21a (em vermelho) é apresentada a equação potencial encontrada para os solos residuais estudados junto as propostas pelos outros autores para solos quaternários,

mantendo a conformação na tendência. Nota-se que nesse caso a gênese do solo, praticamente não influenciou nos resultados, possivelmente devido a não preservação suficiente de estruturas reliquias nesses materiais. Na figura 21b (em vermelho) é destacada graficamente a proposta para esta dissertação.

Figura 21 (a) – Obtenção da Equação Potencial (PROPOSTA – em vermelho) para o módulo de deformabilidade dinâmico

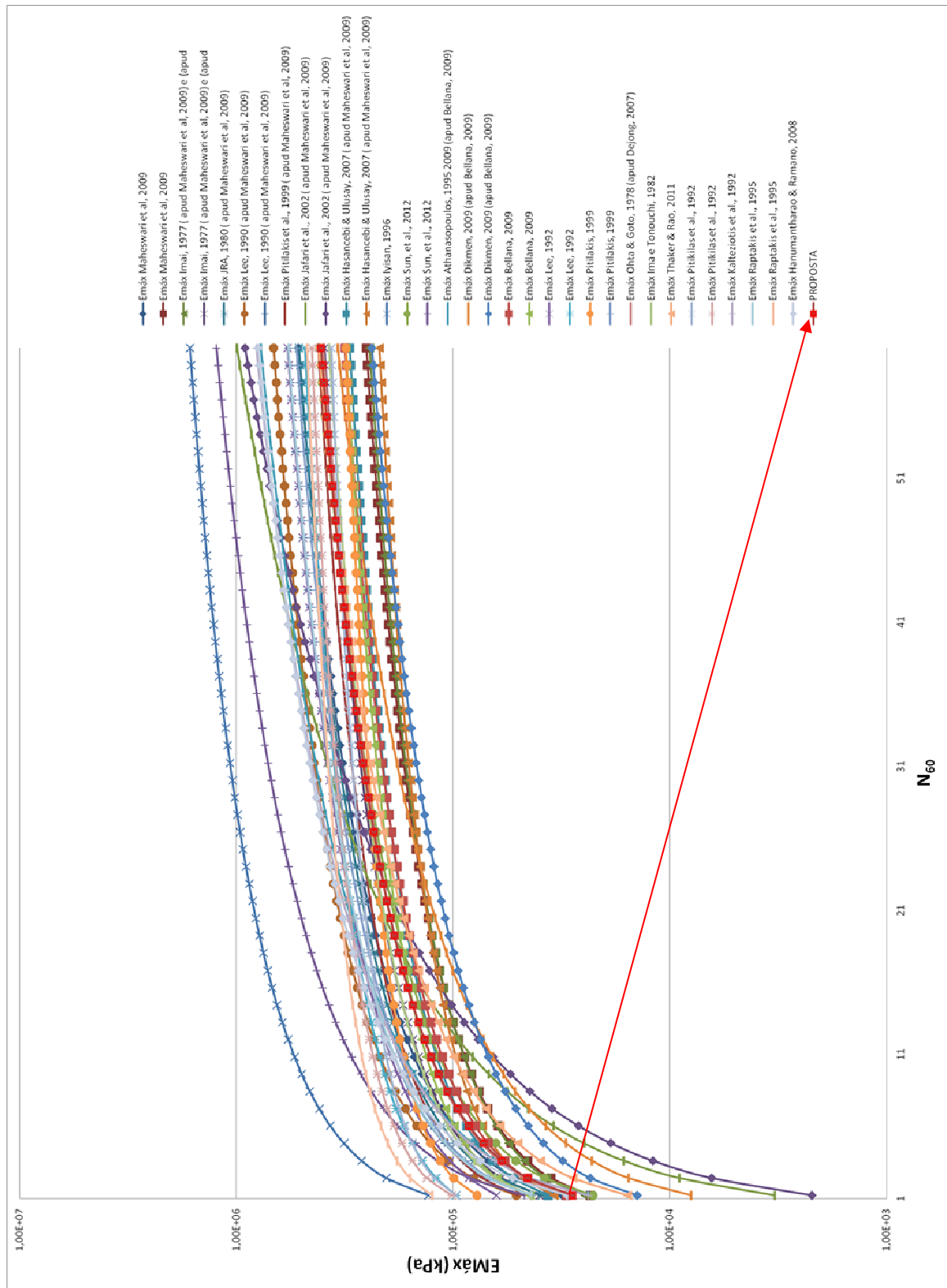
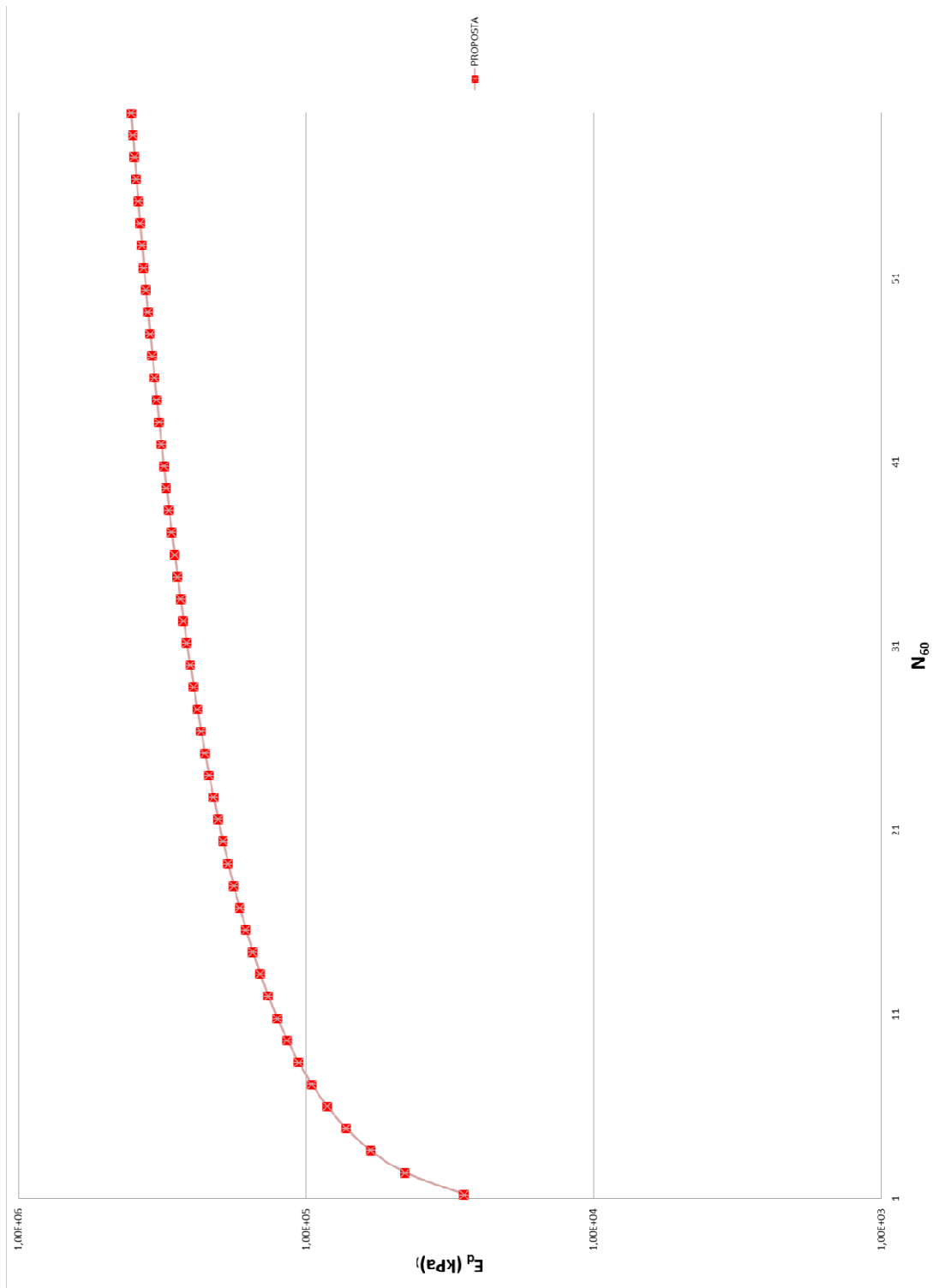


Figura 21 (b) – Obtenção da Equação Potencial (PROPOSTA – em vermelho) para o módulo de deformabilidade dinâmico



Com base na equação obtida para o módulo de elasticidade dinâmico (E_d), na condição de carregamento drenado, foi estimado o módulo de elasticidade estático (E_s) para os supracitados solos, através da relação E_d/ E_s proposta por Buzdugan, 1972, para solos argilosos e siltosos, considerando limites inferiores e superiores, apresentadas no quadro 11, onde foi encontrada a relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e estático de $E_d/ E_s = 10,562$.

Quadro 11 – Valores do módulo de elasticidade

Natureza	Módulo de Elasticidade Estático (E_s) (x 100 ³ N/m ²)	Módulo de Elasticidade Dinâmico (E_d) (x 100 ³ N/m ²)	Relação E_d / E_s	
			Limite Inferior	Limite Superior
Argila Rija	80 - 500	1000 - 5000	12,5	10
Argila Média	60 - 200	400 - 1500	6,67	7,5
Solos Duros	60 - 500	1000 - 5000	16,7	10
Solos Moles	40 - 80	500 - 1500	12,5	18,75
Argilas com Pouca Matéria Orgânica	20 - 50	100 - 300	5	6
Valores médios de E_d / E_s para os limites do intervalo			10,674	10,450
Valor médio de E_d / E_s para solos argilosos			10,562	

Fonte: Buzdugan, 1972 (Adaptado).

A partir da relação $E_d/ E_s = 10,562$ e considerando que $G_{m\acute{a}x}$ e N_{60} são os mesmos anteriormente citados, aplica-se a equação de E_d encontrado anteriormente (Eq. 8), obtendo assim o módulo de elasticidade estático para os solos argilosos estudados, sendo a mesma apresentada abaixo:

$$E_s = 3007 N_{60}^{0,69} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (9)$$

Freitas, 2010 estabeleceu para areias puras, na condição drenada, a seguinte correlação:

$$E_s = 8000 N_{60}^{0,8} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (10)$$

De forma a homogeneizar uma correlação aplicável igualmente a solos argilosos e arenosos, propõe-se ajustar a Eq. 9 em números redondos como:

$$E_s = 3000 N_{60}^{0,8} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (11)$$

A figura 20c compara a Eq. 11 com a Eq.9, em função de $E_{m\acute{a}x}$, indicando uma diferença muito pequena para fins práticos.

Cabe ressaltar que a Eq. 10 aplica-se apenas às areias puras. Por outro lado, tomando-se por base as referências bibliográficas, utilizadas para a obtenção da Eq. 9, esta deve ser utilizada apenas nos casos de solos onde a variação de E com o tempo seja desprezível, como nas argilas rijas e duras.

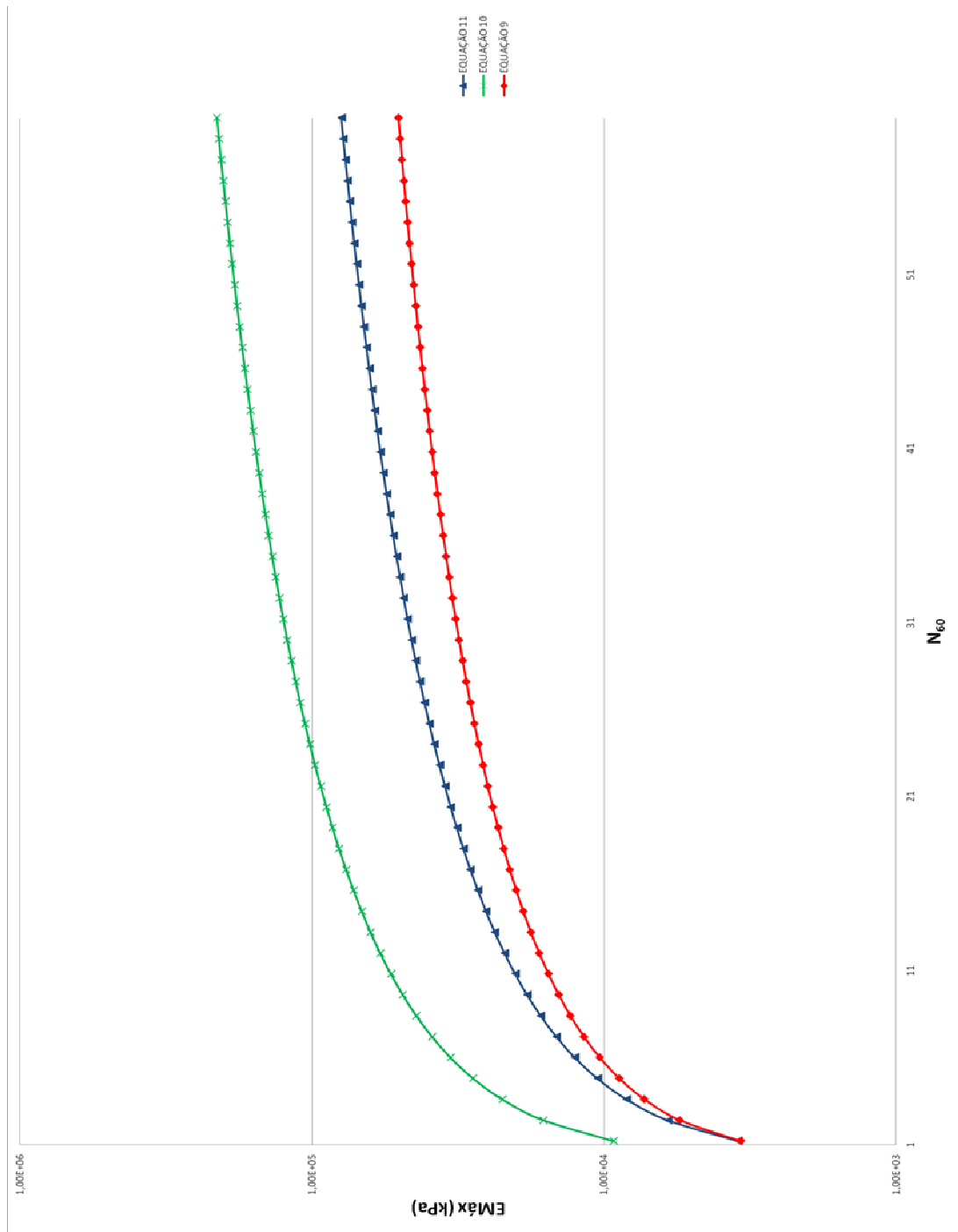
Com base nas Equações 10 e 11, propõe-se nesta dissertação uma correlação única (Eq. 12), aplicável às areias e aos solos argilosos, do tipo:

$$E_s = \eta N_{60}^{0,8} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (12)$$

Onde $3000 \text{ kN/m}^2 < \eta < 8000 \text{ kN/m}^2$, cujo valor inferior ($\eta = 3000 \text{ kN/m}^2$) se aplica aos solos predominantemente argilosos, enquanto o valor superior ($\eta = 8000 \text{ kN/m}^2$) se aplica às areias puras. Portanto valores intermediários de η podem ser ajustados subjetivamente com base na distribuição granulométrica ou na classificação tátil-visual do solo, para a condição drenada.

Finalmente, cabe enfatizar, com base nas correlações originais disponíveis na literatura consultada, que as correlações propostas nesta dissertação, assim como a Eq. (10) (Freitas, 2010), devem ser restritas a valores de N_{60} na faixa $4 < N_{60} < 30$.

Figura 21 (c) – Comparativo entre as Equações 9 e 11



4. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM SAN JUAN ELABORADA PELA EMPRESA PROJETISTA

As principais forças atuantes sobre as barragens de concreto podem ser divididas em três categorias: as (i) cargas principais, que atuam diretamente sobre as estruturas (carga de água, carga do peso próprio e carga de infiltração); as (ii) cargas secundárias, que podem ser temporárias ou não e se manifestar durante a vida útil da obra (carga de deposição de sedimentos, carga hidrodinâmica de ondas; carga devido ao congelamento, carga térmica, rigidez relativa e deformações diferenciais da barragem e sua cimentação e a carga hidrostática sobre as ombreiras); e as (iii) cargas excepcionais, que podem aparecer em eventos extremos (carga sísmica e efeitos tectônicos) (“*Universidad Del Cauca*”, {20--}), onde estas últimas podem ganhar uma amplificação dinâmica se somadas ainda às más condições dos materiais construtivos (Pedroso et al., 2005).

Dessa forma, a análise da estabilidade de um barramento costuma ser feita considerando que o concreto é homogêneo, isotrópico e uniformemente elástico, não existindo movimentos diferenciais na área da barragem devido à carga de água nas paredes e no fundo do reservatório. Essas cargas são suportadas pela ação da gravidade dos blocos não sofrendo suporte lateral de elementos vizinhos, pressões verticais unitárias ou esforços normais sobre planos horizontais, variam uniformemente em linha reta desde a frente de montante até a de jusante, e os esforços cortantes horizontais apresentam variação parabólica desde a frente de montante até a de jusante (“*Universidad Del Cauca*”, {20--}).

Resumidamente, pode-se considerar duas condições principais: a análise estática, abrangendo basicamente os métodos de análise do equilíbrio limite de “corpo rígido” e da linearidade elástica, além da análise sísmica, quando necessária, devendo ser incluídos elementos como a fissuração e a interação do reservatório e fundação. No caso da avaliação do efeito das tensões e deformações a análise deve ser feita considerando a movimentação do terreno de montante para jusante, podendo ser incluída a movimentação de direção transversal ao vale. Feita essa estimativa, é possível projetar um perfil seguro principalmente quanto à flutuação (CSF – Condição de Segurança a Flutuação), ao tombamento (CST – Condição de Segurança ao Tombamento) e ao deslizamento (CSD – Condição de Segurança ao Deslizamento).

Devido às condições geológico-estruturais da localidade, com grande propensão à ocorrência de sismos naturais, foram utilizados conceitos para análise de barragens em regiões sísmicas, definindo com base em três tipos de solicitações sísmicas de projeto, ou seja:

- MCE (Maximum Credible Earthquake) – Refere-se à evolução das potenciais fontes sísmicas que podem ter influência significativa para o local e consideradas as atenuações em função da distância da obra à fonte sísmica, com um tempo de retorno da ordem de 500 a 1000 anos, dependendo do projeto;

- MDE (Maximum Design Earthquake) – Sismo que pode vir a ocorrer e a barragem vir a sofrer danos, porém não deve causar sua ruptura. Pode ter a mesma ou inferior intensidade que o MCE, quando refere-se a barragens com pequena propensão a sofrer danos estruturais; e

- OBE (Operational Basis Earthquake) – A barragem não deve sofrer danos que impliquem na perda da sua funcionalidade. Usualmente são adotados sismos com mais de 50% de chances de ocorrer durante a vida útil da barragem, considerada da ordem de 100 anos, com sismos de tempo de retorno por volta de 150 anos.

Baseado em critérios de projeto foi adotada uma aceleração de pico de 0,42g MDE, correspondendo a um período de retorno de 500 anos. Para um sismo da ordem de 150 anos de retorno, denota uma aceleração sísmica de 0,30g (OBE – Operacional Basis Earthquake). Estes critérios levaram em consideração que o barramento é de pequena altura, o volume calculado para o reservatório é pequeno sendo pequeno número de pessoas que residem a jusante da barragem (Sondotécnica, 2009).

4.1 Condições de Carregamento

4.1.1 Caso de Carregamento Normal (CCN)

Neste caso são combinadas todas as ações que apresentam grande probabilidade de ocorrência ao longo de toda a vida útil do barramento, ou seja, durante a operação normal ou

manutenção normal da obra e em condições hidrológicas normais. As forças atuantes seriam representadas pelo (i) peso próprio, o empuxo de aterros, reaterros e assoreamentos; (ii) carga accidental uniformemente distribuída, concentrada e cargas móveis e vento; (iii) carga relativa a atividades rotineiras de operação e manutenção da obra; (iv) esforços hidrostáticos com N.A. do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis máximo normal e mínimo normal, selecionando a condição mais severa para cada estrutura; (v) subpressão e drenos operantes; (vi) esforços hidrodinâmicos decorrentes de fluxo hidráulico pelas passagens d'água e durante a operação da usina; (vii) temperatura e retração do concreto; (viii) ancoragens ativas; e (ix) esforços sobre a estrutura no primeiro estágio de operação, em casos em que o segundo estágio da estrutura deve ser completado posteriormente (Gutstein, 2003).

4.1.2 Caso de Carregamento Excepcional (CCE)

Para tal condição atuam quaisquer forças com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, relacionadas às condições hidrológicas excepcionais, falha no sistema de drenagem, manobra de caráter excepcional, efeito sísmico, etc. Todas as forças consideradas para o caso de CCN são consideradas com as seguintes modificações para as condições de operação e manutenção, como: (i) reservatório no N.A. máximo normal e N.A. jusante no máximo, correspondente ao reservatório, ou reservatório no N.A. máximo normal e N.A. jusante correspondendo a vazão zero, incluindo efeitos sísmicos; (ii) subpressão de drenos inoperantes e N.A. jusante máximo além de drenos operantes com N.A. jusante entre normal e mínimo; e (iii) quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio, (Gutstein, 2003).

4.1.3 Caso de Carregamento de Construção (CCC)

Para este caso são analisadas todas as combinações das ações que possuem a probabilidade de ocorrerem durante a construção da obra por períodos curtos em relação a vida útil e em boas condições de controle; neste caso deverão ser considerados os esforços durante a fase de construção, pela permanência ou ação temporária de equipamentos, de cimbramento e descimbramento, e da construção como a execução e ancoragens, injeções, esgotamento, enchimento, compactação e outros, inclusive os níveis d'água a montante e a jusante durante a fase de construção (Gutstein, 2003).

4.1.4 Carregamentos Combinados

Para tal análise devem ser consideradas: (i) as cargas variáveis em intensidade e direção do modo mais desfavorável; (ii) cargas acidentais, uniformemente distribuídas ou concentradas, nas combinações mais desfavoráveis em termos de intensidade, localização, direção e sentido, não se considerando qualquer redução de esforços internos por elas causadas; (iii) combinação mais desfavorável de N.As de montante e jusante com os correspondentes diagramas de subpressão; (iv) peças e elementos estruturais na região da fundação e no interior das estruturas serão analisadas com e sem subpressão; (v) empuxos de terra nas estruturas devem levar em conta a ocorrência de lençol freático caso exista; e (vi) os esforços de ondas podem ser desprezados nos estudos das estruturas de gravidade (Gutstein, 2003).

4.2 Condições de Carga e Fatores de Segurança

Foram considerados três casos de carga, incluindo situações críticas quanto à estabilidade, ou seja, com a atuação de sismos, além da operação normal da estrutura. Essas condições são descritas no quadro 12.

Quadro 12 – Análises consideradas e parâmetros considerados para o cálculo da estabilidade da Barragem San Juan

Situações Analisadas		Fatores de Segurança por Condição de carga			Fatores de Segurança Parciais para o Cálculo da Estabilidade quanto ao Deslizamento para as Diferentes Condições de Carga	
Caso	Descrição	FS Tombamento	FS Deslizamento	FS Flutuação	FS do atrito ($\tan\phi$)	FS da coesão
Normal	- N.A normal no reservatório, na elevação 49 m; - Sem sismos; - Com o reservatório sedimentado entre as elevações 45 e 42 m.	1,5	1	1,2	1,5	3
Excepcional	- N.A normal no reservatório, na elevação 49 m; - Ocorrência de sismo OBE, com aceleração de pico de 0,3g, aceleração horizontal para a verificação da estabilidade 0,5(a) a 0,6(b) de pico e vertical 0,5 de aceleração horizontal; - Com o reservatório sedimentado entre as elevações 45 e 42 m.	1	1	1	1,2	1,5
Extremo	- N.A normal no reservatório, na elevação 49 m; - Ocorrência de sismo MDE, com aceleração de pico de 0,42g, aceleração horizontal para a verificação da estabilidade 0,5 (a) a 0,6 (b) de pico e vertical 0,5 de aceleração horizontal; - Com o reservatório sedimentado entre as elevações 45 e 42 m.	1,2	1,1	1,05	1,1	1,3

Fonte: Sondotécnica, 2009.

Conforme os critérios definidos pela US Army Corps of Engineers, 1995 a Barragem San Juan, com altura total de 23 m a partir da fundação e 13 m de altura a partir do nível do terreno (jusante), pode ter sua análise de estabilidade realizada por método pseudoestático, uma vez que sua altura é menor de 33 m e a aceleração máxima de pico seria da ordem de 0,42 g.

No quadro 12 são apresentados os FS globais para as condições ao Tombamento e a Flutuação e parciais para as condições ao Deslizamento, como também para os parâmetros de resistência ao cisalhamento da fundação, em função dos diferentes carregamentos considerados. Esses fatores foram estipulados pela projetista através de método pseudoestático, detalhado mais a seguir.

4.3 Cargas para Análise de Estabilidade

Conforme descrito em Gutstein, 2003 é muito comum utilizar-se de processos iterativos para analisar a segurança global da estrutura e as tensões admissíveis, ou seja, é feito um arranjo preliminar da estrutura seguido de estudos de estabilidade e análise de tensões. Caso a estrutura não atenda, então o arranjo é modificado e analisado novamente, e no caso de estarem sendo atendidas, um novo estudo pode ser feito na intenção de otimizar o projeto, equilibrando segurança e economia da obra.

Assim, segundo o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 2001 apud Gutstein, 2003) para estruturas de gravidade a análise considera um conjunto monolítico, devendo ser verificadas as condições de estabilidade globais quanto à flutuação, tombamento e ao deslizamento, para todos os casos de carregamento e planos potenciais de ruptura.

A seguir são apresentadas as considerações realizadas pela projetista (Sondotécnica, 2009) para o cálculo pseudoestático dos esforços atuantes na Barragem San Juan.

4.3.1 Peso Próprio

Corresponde aos pesos que atuam na estrutura, ou seja, o peso do solo, do sedimento no reservatório e da água sobre os parâmetros de jusante e montante da barragem e seu peso próprio. Estas forças são dadas pela expressão:

$$P = \gamma \cdot A \quad (13)$$

Onde:

γ = Peso específico do material (solo, água, concreto) em kN/m³;

A = Área do material considerado em m².

Para condições onde o sismo deve ser considerado, o incremento do esforço estático vertical correspondente ao peso da barragem, do solo e do sedimento do reservatório apoiado sobre os parâmetros de montante e de jusante, poderá ser obtido através da fórmula:

$$F_v = K_v \cdot P \quad (14)$$

Onde:

k_v = Coeficiente sísmico vertical;

P = Peso em kN/m.

4.3.2 Empuxo

A barragem será considerada como deslocável, havendo movimento do empuxo ativo e de 1/3 do empuxo passivo. O Empuxo ativo pode ser dado pela expressão, em kN/m:

$$E_a = (1/2) \cdot \gamma_{sub} \cdot h^2 \cdot k_a \quad (15)$$

Sendo:

$$k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{(\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta) \div \sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta))} \right]^2} \quad (16)$$

O empuxo passivo pode ser dado pela fórmula, em kN/m:

$$E_p = (1/2) \cdot \gamma_{sub} \cdot h^2 \cdot k_p \quad (17)$$

Sendo:

$$k_p = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{(\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta) \div \sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta))} \right]^2} \quad (18)$$

Onde:

γ_{sub} = Peso específico submerso do solo em kN/m³;

h = Altura da camada de solo em metros;

k_a = Coeficiente de empuxo ativo;

k_p = Coeficiente de empuxo passivo;

α = Ângulo do paramento da barragem com a horizontal;

φ = Ângulo de atrito do solo;

δ = Ângulo de atrito entre o solo e o paramento da barragem; e

β = Ângulo de inclinação do solo a montante da barragem com a horizontal.

O efeito da água sobre o empuxo pode ser obtido por, em kN/m:

$$E_w = \gamma_w \cdot (h^2/2) \quad (19)$$

Onde:

γ_w = Peso específico da água.

O efeito sísmico sobre o solo pode ser calculado pela Teoria de Monobe, 1929, a qual considera o efeito sísmico como sendo uma modificação na magnitude da aceleração gravitacional e uma inclinação do solo que exerce o empuxo.

Esses empuxos podem ser calculados pela seguinte forma:

$$\theta = \arctan(k_h/1 - k_v) \quad (20)$$

Onde:

k_h = Coeficiente sísmico horizontal;

k_v = Coeficiente sísmico vertical.

O empuxo ativo pode ser dado por:

$$Ea = (1 - k_v) \cdot (\gamma_{sub} \cdot h^2 \cdot k_{a,sismo}) / 2 \quad (21)$$

Sendo:

$$k_{a,sismo} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{(\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta - \beta) \div \cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \cos(\beta - \psi))} \right]^2} \quad (22)$$

O empuxo passivo nessa situação pode ser expresso por:

$$Ep = ((1 - k_v) / 2) \cdot \gamma_{sub} \cdot h^2 \cdot k_{p,sismo} \quad (23)$$

Sendo:

$$k_{p,sismo} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \psi)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{(\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \theta + \beta) \div \cos(\psi + \theta) \cdot \cos(\beta - \psi))} \right]^2} \quad (24)$$

Onde:

h = Altura da camada de solo em metros;

$k_{a,sismo}$ = Coeficiente de empuxo ativo considerando o sismo;

$k_{p,sismo}$ = Coeficiente de empuxo passivo considerando o sismo;

ψ = Ângulo do paramento da barragem com a vertical;

ϕ = Ângulo de atrito do solo;

δ = Ângulo de atrito entre o solo e o paramento de solo;

β = Ângulo de inclinação do solo a montante do barramento com a horizontal.

4.3.3 Subpressão

Refere-se à atuação das forças que ocorrem na base da estrutura tanto na parte de jusante e montante da estrutura, sendo equivalente à pressão hidrostática. Cabe ressaltar que não existe influência sísmica para a subpressão, sendo dada pela expressão:

$$U = \gamma_w \cdot (h_{w,ab} + h_{w,ar}) \cdot B/2 \quad (25)$$

Onde:

γ_w = Peso específico da água;

$h_{w,ab}$ = Altura do nível d'água (jusante) em metros;

$h_{w,ar}$ = Altura do nível d'água (montante) em metros;

B = Base da barragem.

4.3.4 Forças de Inércia

Para condições com sismo, as forças horizontais de inércia decorrentes da componente horizontal da aceleração atuante na barragem e relativas aos sismos, podem ser dadas pela expressão:

$$F_h = k_h \cdot P \quad (26)$$

Onde:

k_v = Coeficiente sísmico horizontal;

P = Peso em kN.

4.4 Cálculo dos Coeficientes de Segurança

A utilização de coeficientes de segurança à análise da estabilidade de barramentos é válida tendo em vista a dispersão das propriedades dos materiais, havendo acréscimo nos seus valores a medida que a dispersão também aumenta.

A seguir são apresentados os cálculos dos coeficientes de segurança globais a flutuação e ao tombamento, bem como o coeficiente de segurança parcial para a condição ao deslizamento.

4.4.1 Coeficiente de Segurança à Flutuação (CSF)

Representado pela relação do somatório das forças gravitacionais e das forças de subpressão, definido pela expressão abaixo:

$$FS_f = \Sigma (V/U) \geq FS_{f,adm} \quad (27)$$

Onde:

FS_f = Fator de segurança a flutuação;

ΣV = Soma algébrica de todas as forças verticais, excetuando a poropressão;

ΣU = Soma das componentes verticais da subpressão.

De uma forma geral despreza-se o efeito do atrito das faces laterais do bloco, já que a consideração deste fator acarretaria em ajustar o Coeficiente de Segurança Mínimo, devendo ser aumentado.

4.4.2 Coeficiente de Segurança ao Tombamento (CST)

Em qualquer direção é definido pela relação entre o Momento Resistente e o Momento Atuante em relação a um ponto ou linha efetiva de rotação definido na expressão abaixo:

$$FS_t = \Sigma (M_r/M_a) \geq FS_{t,adm} \quad (28)$$

Onde:

FS_t = Fator de segurança ao tombamento;

ΣM_r = Soma dos momentos resistentes;

ΣM_a = Soma dos momentos atuantes.

São desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação. Não se considera este efeito para a estrutura já que a base tem dimensão igual ou superior a altura. Da mesma forma para cada condição os valores devem ser superiores a 1,5 (CCN), 1,2 (CCE) e 1,3 (CCC).

4.4.3 Coeficiente de Segurança ao Deslizamento (CSD)

Os valores característicos devem se definidos para cada caso particular e de forma adequada para cada estrutura sob análise, sendo definido pela expressão abaixo:

$$FS_d = \frac{[\Sigma(N - U) \cdot (\tan\phi / F_\phi)] + \Sigma T_r + [(c/F_c) \cdot A_e]}{\Sigma T_a} \geq 1 \quad (29)$$

Onde:

FS_d = Fator de segurança ao deslizamento;

F_ϕ = Coeficiente de segurança para o atrito;

F_c = Coeficiente de segurança para a coesão;

ϕ = Ângulo de atrito desenvolvido na superfície do deslizamento;

$\Sigma(N-U)$ = Soma algébrica das componentes normais a superfície de deslizamento de todas as forças atuantes;

c = Coesão do solo de fundação ao longo da área efetiva da superfície de deslizamento;

A_e = Área efetiva da superfície de deslizamento;

ΣT_a = Soma algébrica das componentes paralelas a superfície de deslizamento, forças atuantes;

ΣT_r = soma algébrica das componentes paralelas a superfície de deslizamento, forças resistentes.

4.4.4 Análise das tensões

É considerado para o cálculo das tensões normais nas seções transversais a partir de esforços não majorados por quaisquer coeficientes, na base da fundação ou em qualquer outro

plano, considerando os materiais como isotrópicos e homogêneos, resistentes a tração e a compressão, no regime da Lei de Hooke, baseados nas equações abaixo:

$$\sigma = \Sigma (N - U) / B + ou - \Sigma M_c / (B^2/6) \quad (30)$$

Onde:

$\Sigma (N-U)$ = Soma algébrica das componentes normais a superfície de deslizamento de todas as forças atuantes;

B = Base da barragem em metros;

M_c = Soma do momento de todas as forças atuantes em relação ao centro da base do barramento.

Os valores obtidos devem ser comparados com as tensões admissíveis. Para carregamentos normais as seções nas estruturas permanentes de concreto-massa devem trabalhar a compressão ou com tensões de tração menores que a tensão admissível no concreto. Já nas seções das fundações e na base não são admitidas tensões de tração, devendo ficar limitadas a certos valores. A estabilidade da estrutura quanto ao tombamento e tensão de compressão no terreno deve ser contemplada, ou seja, a resultante dos esforços deve estar aplicada no núcleo central da área da base; apenas em carregamentos excepcionais esta resultante pode estar aplicada fora do núcleo central, devendo ser realizados os procedimentos para evitar a abertura de fissuras. Para o efeito sísmico, considera-se que devido ao efeito cíclico natural não ocorre aumento da subpressão na situação de fissura aberta.

4.5 Resultados Obtidos por Método Pseudoestático

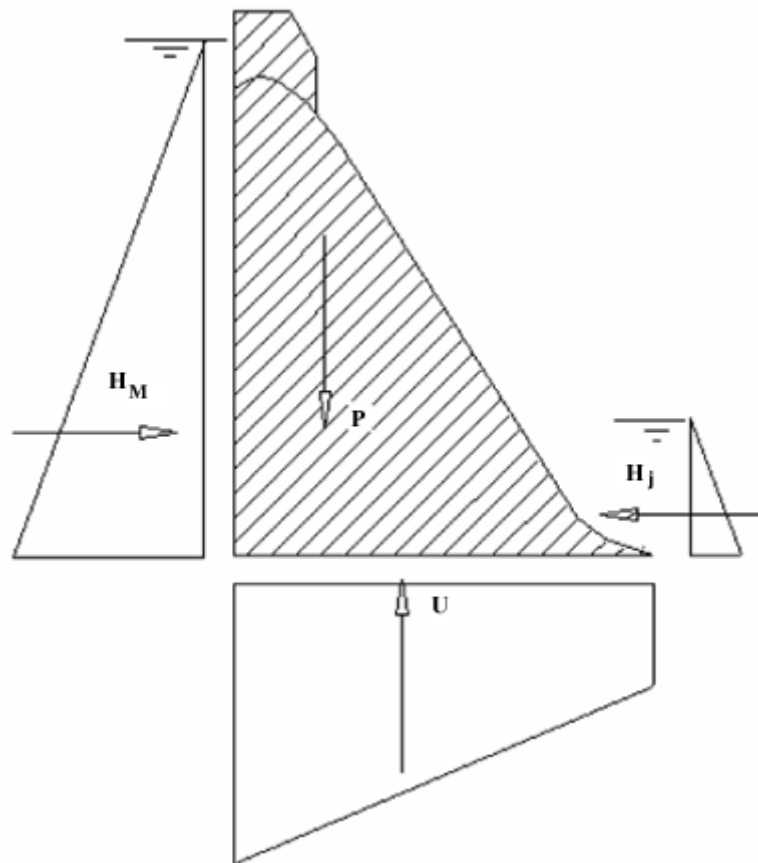
Este tipo de método representa uma análise simplificada, ideal para um pré-dimensionamento das estruturas, partindo do princípio de que a rigidez da barragem de concreto-gravidade pode ser avaliada como um único corpo rígido. A aceleração sísmica, será igual à aceleração do solo de fundação (adjacente), admitindo que não existe deformação na estrutura. Assim, a massa da barragem, quando excitada por uma ação sísmica gera forças de inércia proporcionais à sua massa, onde as mesmas são aplicadas no centro da estrutura. A combinação destas forças de inércia com as cargas estáticas é uma estimativa aproximada das ações que solicitam a estrutura (Amaral, 2013).

É apresentado, o método do Equilíbrio-Limite cujos resultados são apresentados no quadro 13 para o estudo de estabilidade, obtidos para os três dos quatorze blocos de fundação

aqui estudados (9, 4 e A2), que compõem o barramento San Juan. Os resultados dos cálculos de estabilidade apresentados no quadro 9, foram feitos pelo programa Slope, utilizando o método rigoroso de Morgenstern e Price, pela empresa projetista Sondotécnica S.A. em 2009, porém não serão aprofundados nesse trabalho.

A figura 22 mostra as forças atuantes no corpo da barragem. Para os casos de carga com sismo (a) Excepcional e (b) Extremo foram consideradas acelerações equivalentes a 50% e 60% de aceleração de pico, análises a e b respectivamente. Para o caso Extremo 1b o fator de segurança ao deslizamento obtido foi 0,94, para 60% da aceleração de pico, o qual é aceitável em função do modelo aplicável. As tensões atuantes na base da figura 21 são também apresentadas no quadro 13.

Figura 22 – Forças atuantes em barragens tipo concreto-gravidade



Apesar de se tratar um método simples e de, ainda assim, prover boa acurácia nos resultados, o método do Equilíbrio-Limite possui premissas importantes como: (i) o material não incorpora um modelo constitutivo rígido plástico, não sendo obtidas informações sobre as

deformações, (ii) as tensões são admitidas exclusivamente na superfície de ruptura, (iii) o Fator de Segurança está relacionado aos parâmetros de resistência e não à resistência ao cisalhamento propriamente dita, e (iv) admite-se trajetória de tensão vertical, o que não corresponde ao carregamento de campo (Gerscovich, 2009).

Quadro 13 – Fatores de Segurança para as condições analisadas e Tensões Atuantes nas bases dos blocos de fundação 9, 4 e A2 da Barragem San Juan

Bloco	Tipos de Carga	Fatores de Segurança por Condição de carga						Tensões Atuantes na Base do Bloco para as Diversas Condições de Carga	
		FS Tombamento		FS Deslizamento		FS Flutuação		Montante (kN/m ²)	Jusante (kN/m ²)
		Obtido	Admitido	Obtido	Admitido	Obtido	Admitido		
A2	Normal	2,24	1,50	1,93	1,00	3,39	1,20	110,82	158,87
	Excepcional (a)	1,72	1,20	1,22	1,00	3,15	1,10	21,57	220,65
	Excepcional (b)	1,64	1,20	1,11	1,00	3,10	1,10	5,88	231,44
	Extremo (a)	1,57	1,20	1,09	1,00	3,06	1,10	0,00	242,22
	Extremo (b)	1,48	1,00	0,94	1,00	3,00	1,05	0,00	259,88
	Normal	2,80	1,50	1,64	1,00	4,30	1,20	259,88	307,93
4	Excepcional (a)	2,16	1,20	1,11	1,00	4,04	1,10	128,47	393,25
	Excepcional (b)	2,06	1,20	1,03	1,00	3,99	1,10	104,93	407,96
	Extremo (a)	1,98	1,20	1,03	1,00	3,94	1,10	81,40	423,65
	Extremo (b)	1,87	1,00	0,94	1,00	3,88	1,05	50,99	443,26
	Normal	2,61	1,50	1,48	1,00	4,09	1,20	220,65	242,22
9	Excepcional (a)	2,04	1,20	1,11	1,00	3,83	1,10	94,14	358,92
	Excepcional (b)	1,95	1,20	1,03	1,00	3,78	1,10	73,55	342,25
	Extremo (a)	1,87	1,20	1,04	1,00	3,73	1,10	53,94	355,00
	Extremo (b)	1,77	1,00	0,95	1,00	3,67	1,05	27,46	372,65

Fonte: Sondotécnica, 2009.

No capítulo 6, serão apresentados os valores dos FS encontrados na modelagem por elementos finitos, sendo feito um comparativo com os FS encontrados pelo método pseudoestático (empresa projetista). Cabe ressaltar que a modelagem pelo MEF abrangeu apenas o caso Normal (quadro 12), ou seja, a condição sem sismo, tendo em vista que na opinião do autor as análises pseudoestáticas apresentam uma visualização irrealista do comportamento dinâmico real, não justificando sua inclusão nessa dissertação.

5. APLICAÇÃO DO MEF AO COMPORTAMENTO TENSÃO E DEFORMAÇÃO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

5.1 Aspectos gerais

Neste capítulo é apresentado o estudo baseado na modelagem pelo MEF de seções transversais ao eixo, de três blocos de fundação da Barragem San Juan, presentes nos extremos esquerdo (Bloco A2), direito (Bloco 9) e parte mediana (Bloco 4), conforme apresentado na figura 3 (Capítulo 2). De forma preliminar foram apresentadas as resoluções pelo método do Equilíbrio-Limite, para fatores de segurança admissíveis, elaborados por ocasião de projeto, e posteriormente sua comparação com os valores encontrados com a modelagem.

Neste âmbito são definidas as características do barramento, do tipo concreto-gravidade, fundada em solo residual jovem, sendo adotadas condições de carregamento, com níveis hidrostáticos, mecanismos de subpressão, bem como as propriedades constitutivas do maciço de fundação e do concreto.

Conforme Gutstein, 2003, em barragens de baixa ou média alturas, em maciços rígidos, as tensões normais verticais podem ser calculadas pelo método da gravidade, adotando a teoria clássica de flexão composta da Resistência dos Materiais, onde é considerada uma distribuição linear de tensões normais na seção transversal da barragem. Oliveira et al., 2002 (apud Gutstein, 2003) citam que a análise de tensões como as fissuras prováveis de ocorrer, na interface barragem-fundação pelo método da gravidade, podem ser afetadas pela deformabilidade da rocha da fundação, que não é levada em conta na concepção do método da gravidade.

Ainda em Gutstein, 2003, os valores máximos de tensão nas juntas da barragem devem ser comparados às tensões admissíveis do concreto à tração e à compressão, da mesma forma que os planos de descontinuidades na fundação ou contato concreto-rocha, comparando-se as resistências dos respectivos materiais. Deve-se desprezar, caso apareçam, trechos sob a influência de tração na verificação da estabilidade da barragem, como também deve ser verificada a tensão admissível à compressão, pouco influente em barragens de concreto-gravidade, no maciço de fundação, onde a tração é admitida apenas em carregamento excepcional evitando a percolação e abertura de fraturas.

Outro ponto relevante que influencia a análise de estabilidade é a rigidez dos materiais de fundação e do concreto pelo método dos elementos finitos (U.S. Corps of Engineers, 1995 apud Gutstein, 2003). Porém, a vantagem da utilização deste método é a possibilidade real de modelar fundações complexas, em função de diferentes materiais bem como a presença de descontinuidades.

Em Jansen, 1988 (apud Gutstein, 2003) aquele autor afirma, que modelagens bidimensionais das fundações de barragens de concreto-gravidade, com espessura igual a uma e três vezes a base da barragem, respectivamente é suficiente para avaliar às tensões na fundação, porém Celestino, 1983 (apud Gutstein, 2003) afirma que em vales estreitos estas modelagens desprezam os efeitos de arqueamento das barragens, não sendo o caso da Barragem San Juan.

Para o estudo foi utilizada uma seção típica da barragem San Juan, de concreto-gravidade, de forma trapezoidal, de seções vertentes e não vertentes, facilitando o processo construtivo e evitando a percolação de água. A fundação da mesma provém de dentes de jusante e montante para facilitar seu ancoramento. Foram considerados em todos os blocos de fundação o aprofundamento de 4 m na fundação desta estrutura.

A coluna de água totaliza 12 m a montante e 0 m a jusante do eixo, representando valores em fase de funcionamento da mesma. O corpo da barragem é bi-facetada inclinada, ou seja, a montante e a jusante ela forma ângulos agudo e obtusos respectivamente, sendo ela uma seção típica de estudos de tensões e deformações.

5.2 Características Geológico-Geotécnicas dos Materiais de Fundação

No capítulo 3 foram apresentadas as características geológicas dos materiais existentes na área do barramento San Juan. Conforme descrito, esses materiais são regidos por condicionantes naturais que influenciam diretamente suas propriedades geotécnicas e geomecânicas.

Basicamente os materiais que compõem a fundação da barragem San Juan são solos residuais jovens de xisto, bem como porções menos alteradas dessa rocha, intercaladas ou não com rocha mármore, onde neste caso a rocha chega a sua condição sã.

Em Leão (2011), as camadas foram classificadas geomecanicamente em cinco categorias: (i) Fq, quando o $N_{SPT} < 10$, (ii) F quando o $10 < N_{SPT} < 30$, (iii) M quando $30 <$

$N_{SPT} < 50$, (iv) R2 quando existem solos M junto a material rochoso alterado e (v) R quando é composto por rocha sã. Para a presente modelagem numérica realizada no Plaxis 2D, esta classificação geomecânica foi simplificada, tendo em vista que os materiais que apresentam golpes SPT superiores a 30 golpes / 30 cm finais (M, R2 e R) não apresentam tensões e deformações significativas para o estudo elaborado.

5.2.1 Características Geológico-Geotécnicas – Bloco de Fundação A2

Na figura 23 é apresentado o mapeamento geológico do Bloco de fundação A2 juntamente com as curvas do topo rochoso. As figuras 24 a 27 são apresentadas seções típicas do Bloco A2, com a correlação geológica-geomecânica dos materiais existentes na fundação. O quadro 14 apresenta a descrição geológica dos materiais de fundação do Bloco A2.

Quadro 14 – Descrição geológica dos materiais de fundação do Bloco A2

Unidade	Descrição
X1	Superfície de fundação em xisto silitoso cinza, predominando partes A4, C2/3, F1, possuindo trechos em rocha mais sã (A1) e resistente.
X1'	Solo residual jovem de xisto formado por camadas irregulares e alternadas de cores variegadas, marrom (parte micácea), amarela (porção argilosa), escura (porção arenosa), e outras argilo-siltosas acinzentada. Apresentam de forma aleatória trechos em solos totalmente decompostos (A5, C4, F1), partes resistentes (A2/3, C2, F1) e resistentes, apresenta dobramentos, com muitas concentrações quartzo-carbonáticas, com sinais de corrosão. No contato com a unidade X3' a unidade se apresenta com intensos dobramentos e de aspecto mais brando e cor variegada, desde cinza a amarelo, com direções proximais as xistosidades locais, apresentando partes muito dobradas, indicando matéria intrusiva secundária. Concentrações quartzo-carbonáticas são percebidas pela unidade, apresentando bastante fugas d'água, com vazões reduzidas.
X3'	Superfície em solo de xisto silitoso com finas e alternadas camadas arenosas (escuras), argilosas (amarelas e cinza), medianamente resistente, pouco a medianamente dobrado. No contato desta unidade com a unidade X1' é brusco sugerindo a presença de falha; marcado no mapa pela letra B.
X4	Rocha xisto sã, com intercalações de xisto grafitoso carbonático com indícios de falha geológica.
B	Possível fratura, representada por camada que corta a xistosidade, com espessura variada, inferior a 10cm, de matéria argilosa não carbonática, de cor amarela e com atitude preferencial N125º/45ºSW, que limita abruptamente a superfície das unidades X1' e X3', indicando falha, porém não foi observado deslocamento das camadas.
QTZ	Corpos quartzo-carbonáticos, em geral formados de camadas paralelas a xistosidade, intrusivos, de cor branca, com presença de pequenos e variados buracos, possíveis corrosões, alguns apresentam capa de material escuro, sendo possíveis oxidações por manganês. Alguns apresentaram saídas de água após as escavações das camadas.

Materials
Geológicos
Encontrados

Figura 23 – Mapa geológico da fundação do bloco A2 – Contorno estrutural do topo rochoso

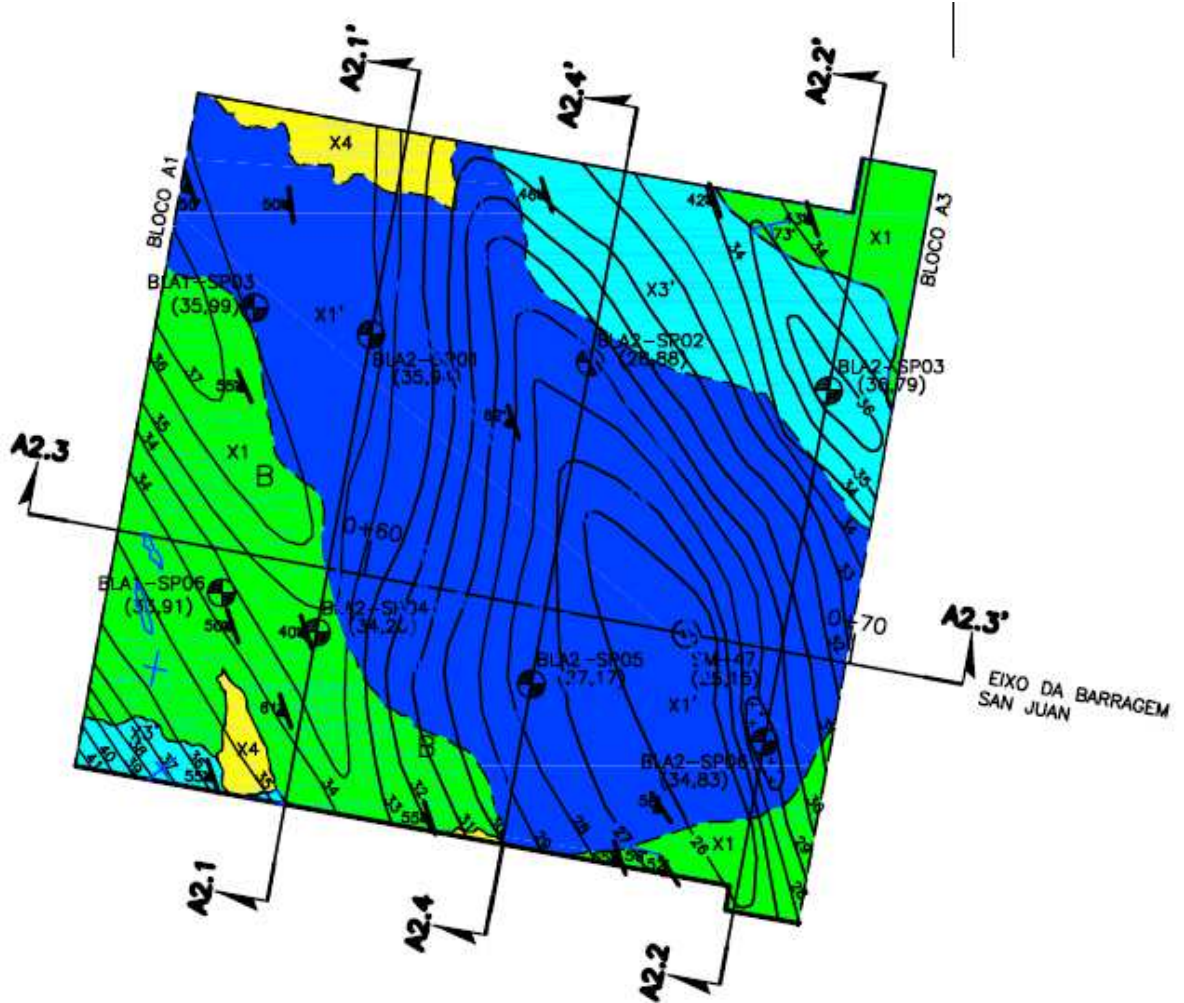


Figura 24 – Seção A2.1 – A2.1' – Maciço de fundação do Bloco A2

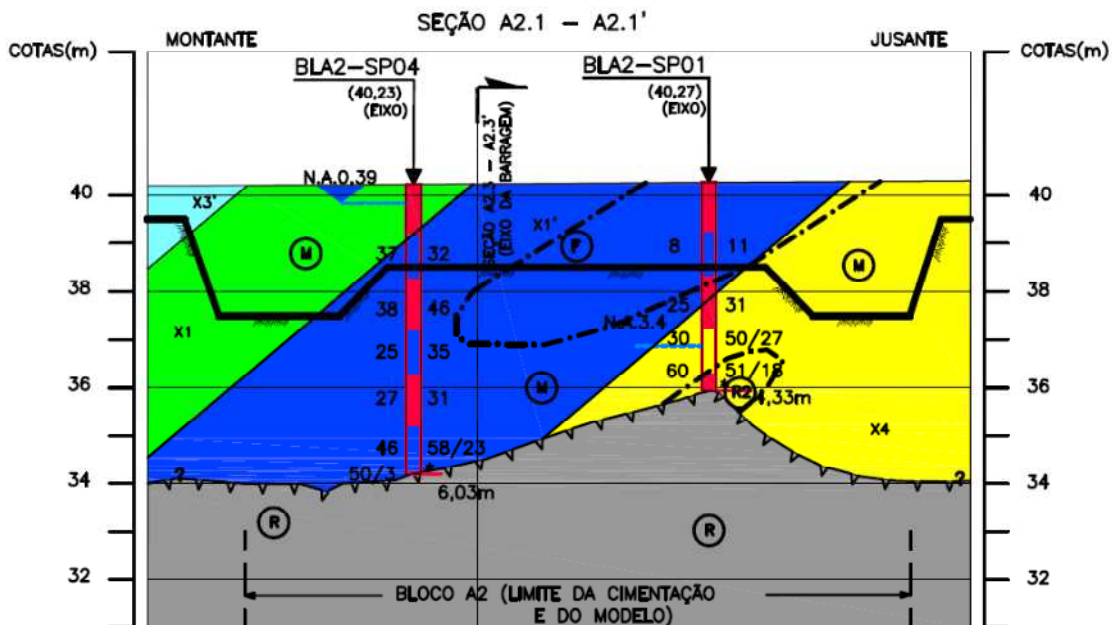


Figura 25 – Seção A2.2 – A2.2' – Maciço de fundação do Bloco A2

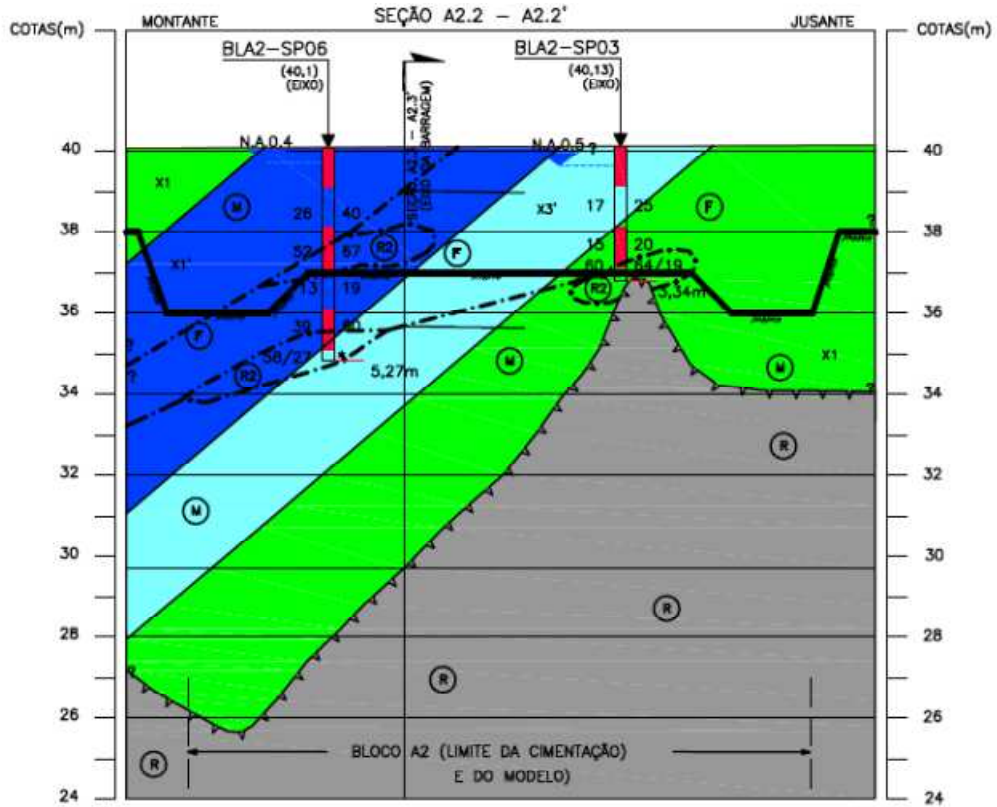


Figura 26 – Seção A2.3 – A2.3' – Maciço de fundação do Bloco A2

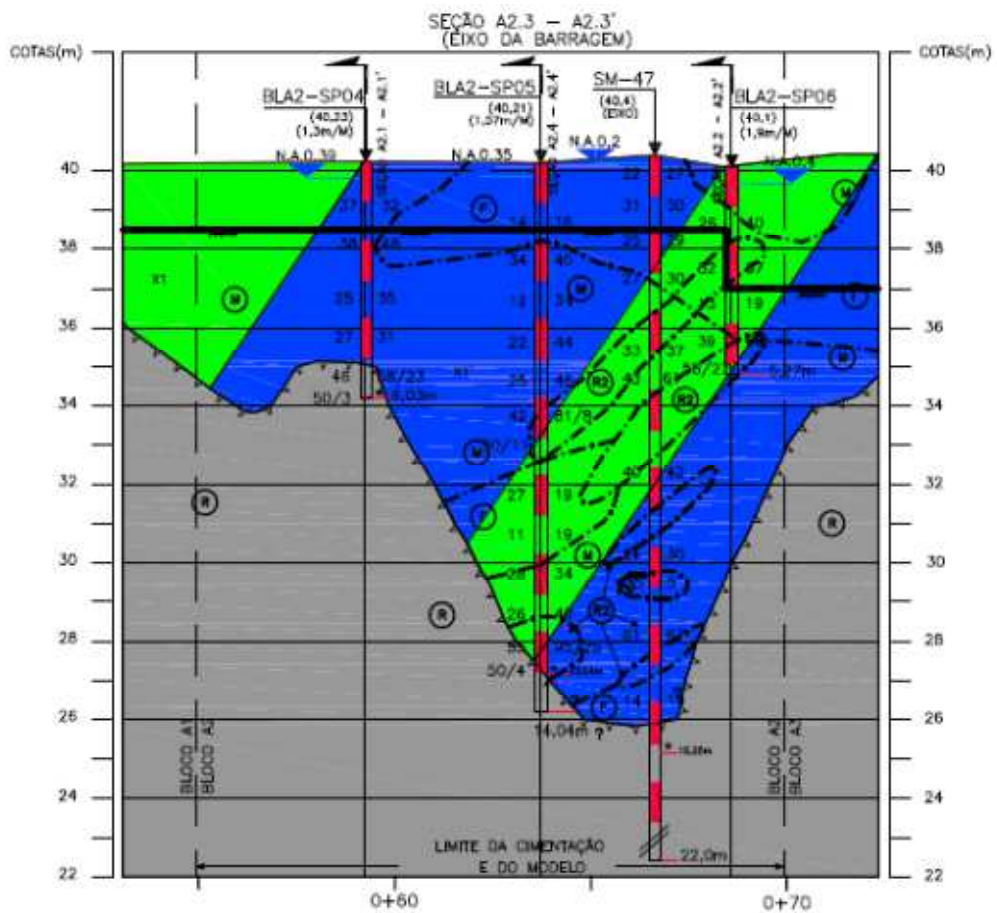
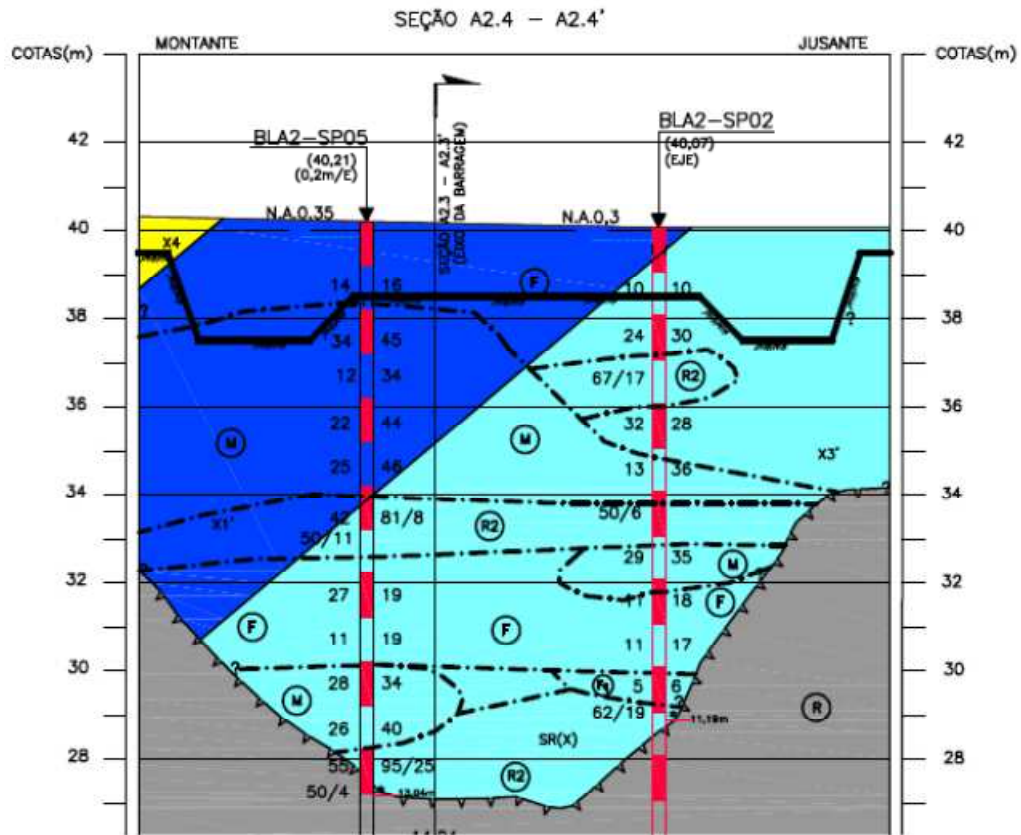


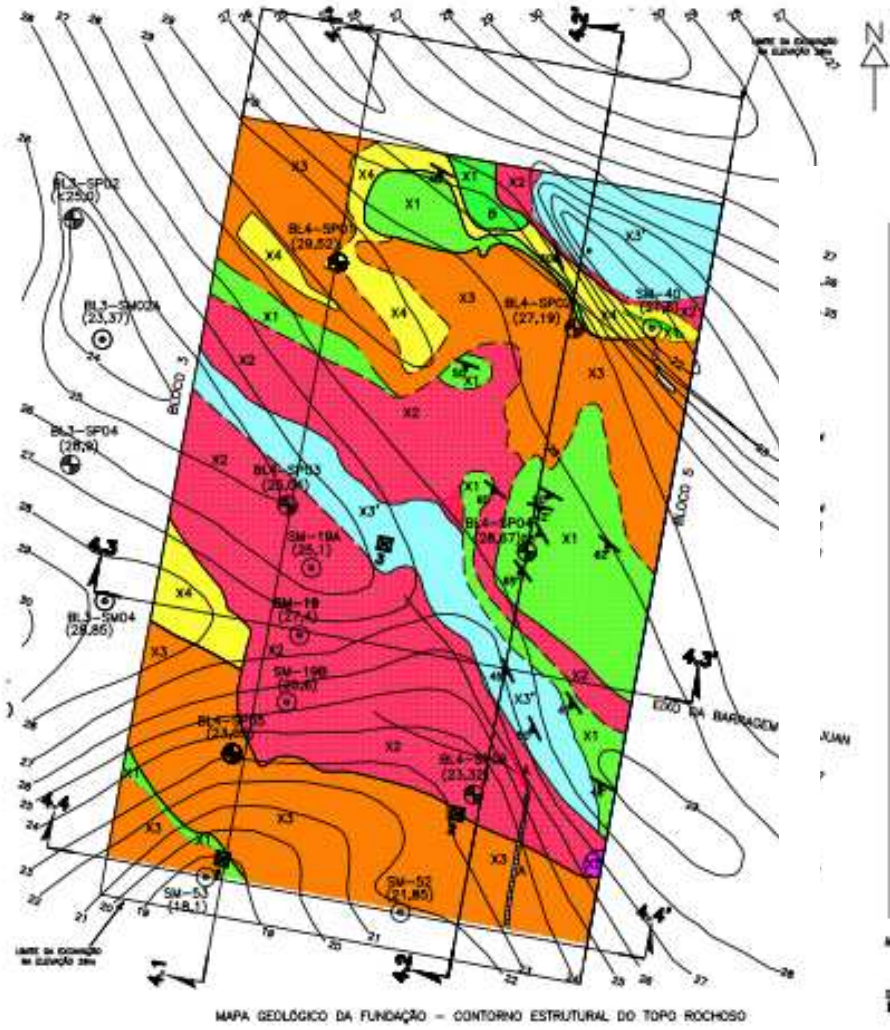
Figura 27 – Seção A2.4 – A2.4' – Maciço de fundação do Bloco A2



5.2.2 Características Geológico-Geotécnicas – Bloco de Fundação 4

O quadro 15 apresenta a descrição geológica dos materiais de fundação do Bloco 4. Na figura 28 é apresentado o mapeamento geológico do Bloco 4 juntamente com as curvas do topo rochoso. Nas figuras 29 a 32 são apresentadas seções típicas do Bloco 4, com a correlação geológico-geomecânica dos materiais existentes na fundação.

Figura 28 – Mapa geológico da fundação do Bloco 4 – Contorno estrutural do topo rochoso



Quadro 15 – Descrição geológica dos materiais de fundação do Bloco 4

Unidade	Descrição
X1	Xisto siltoso, micáceo, com xistosidade bem definida, as vezes irregular, com oxidação (cor escura) entre as camadas, em geral resistente especialmente quando recém escavado. Ocorre em camadas ou pequenos trechos intercalados em outros xistos, como a jusante deste bloco. Apresenta coloração verde a cinza-esverdeado. A3/A2, C3, F1.
X1'	Xisto siltoso (ocasionalmente medianamente argiloso e/ou silicoso), de resistência mediana a baixa a escavação. Pode apresentar camadas geralmente finas, alternadas, de cores marrom, escura e amareladas, medianamente a muito dobradas com contatos oxidados e escuros. As camadas mais silicosas geralmente são mais resistentes. Apresentam finos veios ou pequenas concentrações de quartzo (leitoso) fragmentado, de superfície escura, permeáveis, com pequenas cavidades. A3/A2, C3/C2, F1.
X2	Xisto silto arenoso pouco a medianamente argiloso, com camadas de composições e espessuras variadas: siltosas, arenosas silto-argilosas, decompostas, de cores marrom escura, marrom amarelada e amarelada. Dobrado porém com xistosidade na direção regional, com resistência baixa a escavação, permeável. Finas camadas e concentrações quartzosas, com indicio de ação tectônica intensa, com transição para X2' (A4/5, C4, F1).
X3	Xisto semelhante ao X2, menos argiloso, um pouco mais resistente, com idêntica formação de camadas, menos dobrado, com finas lentes de quartzo. Cor predominantemente marrom amarelado.
X3'	Xisto de composição semelhante ao X2, intensamente dobrado, com muitas e pequenas fraturas transversais a xistosidade (especialmente no lado direito do bloco 4), com indicio de falhas e/ou intensa ação tectônica (sem deslocamentos) com direção preferencial segundo a xistosidade local.
X4	Xisto grafitoso carbonático, com finas camadas grafitosas (escuras) e carbonáticas (claras) intercaladas, A1, C1, F1, cujas fraturas são transversais a xistosidade e preenchidas por material carbonático.
X5	Trechos ou camadas de solo residual de xisto argiloso a pouco siltoso (argilas de muito baixa resistência), com dimensões ou formas muito irregulares, porém com direção preferencial a xistosidade regional. Apresentam aleatoriamente camadas mais finas e/ou arenosas escuras.
QTZ	Veios ou concentrações de quartzo leitoso muito fragmentado, com óxidos escuros nas superfícies, paralelas ou não a xistosidade, muito permeáveis a água.
A	Fratura preenchida por camada argilosa amarela (espessura inferior a 10 cm), de muito baixa resistência, cuja espessura diminui progressivamente para o interior da área do bloco. Material de preenchimento de fratura que corta transversalmente o solo xistoso da fundação, estreitando-se para o interior da mesma, curvando-se e prosseguindo paralela a xistosidade até desaparecer. Apresenta algumas ramificações.

**Materiais
Geológicos
Encontrados**

Figura 29 – Seção 4.1 – 4.1' – Maciço de fundação do Bloco 4

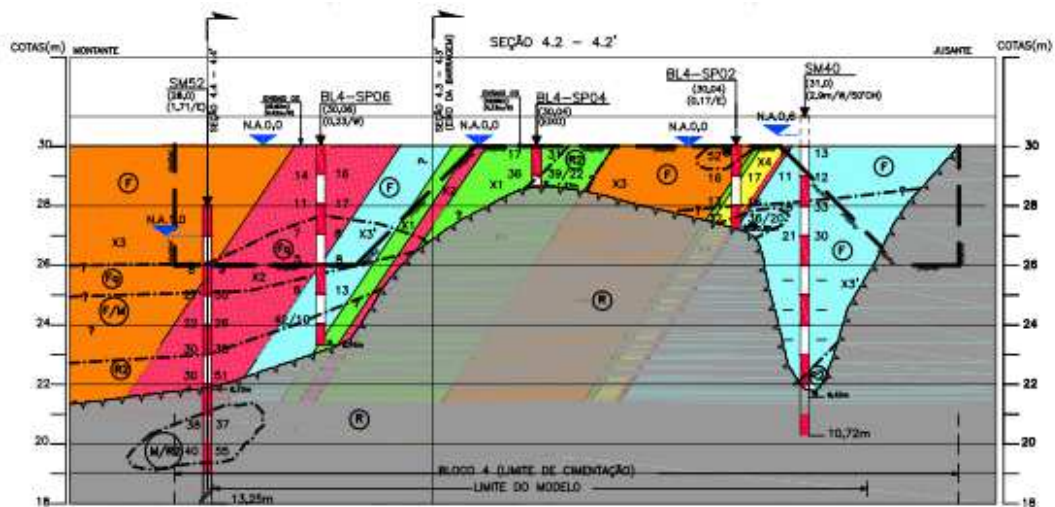
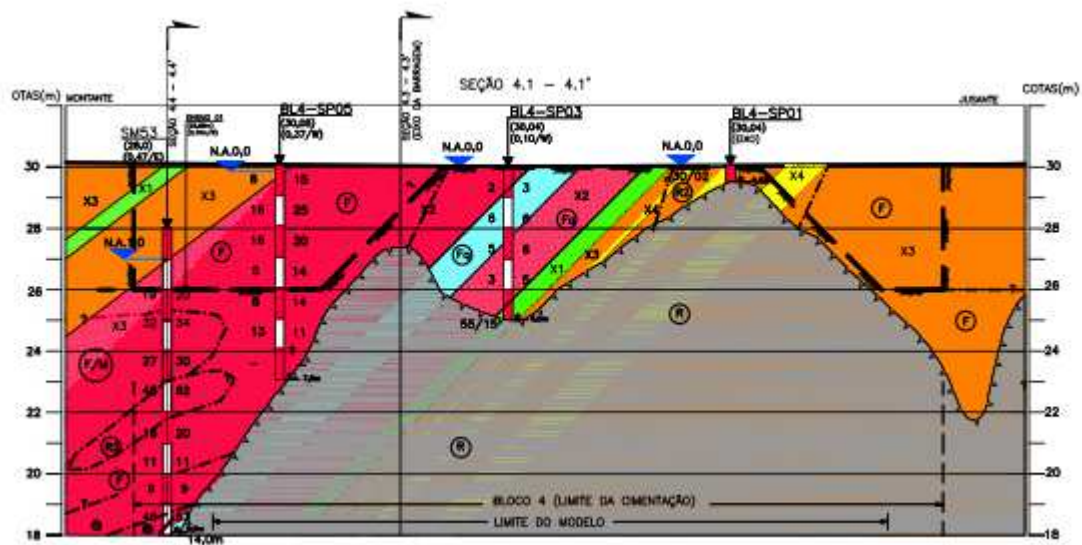


Figura 31 – Seção 4.3 – 4.3' – Maciço de fundação do Bloco 4

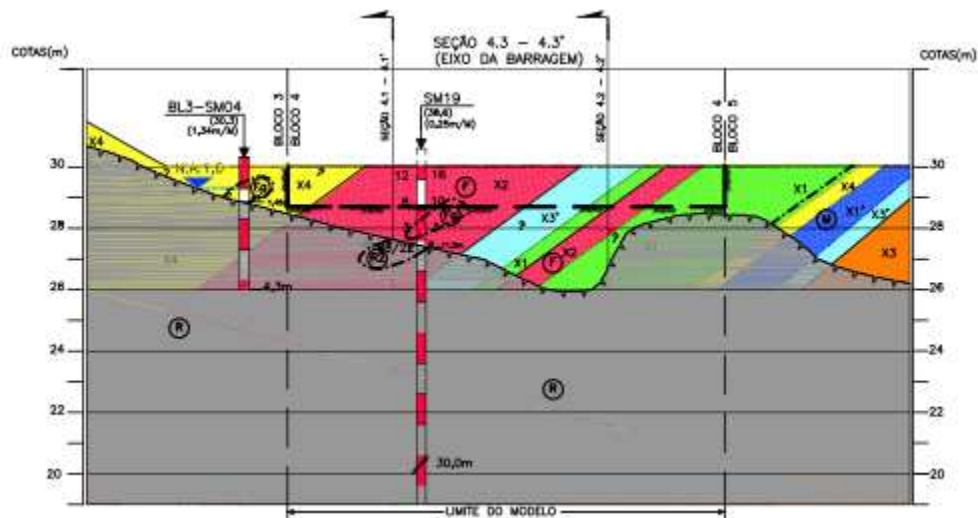
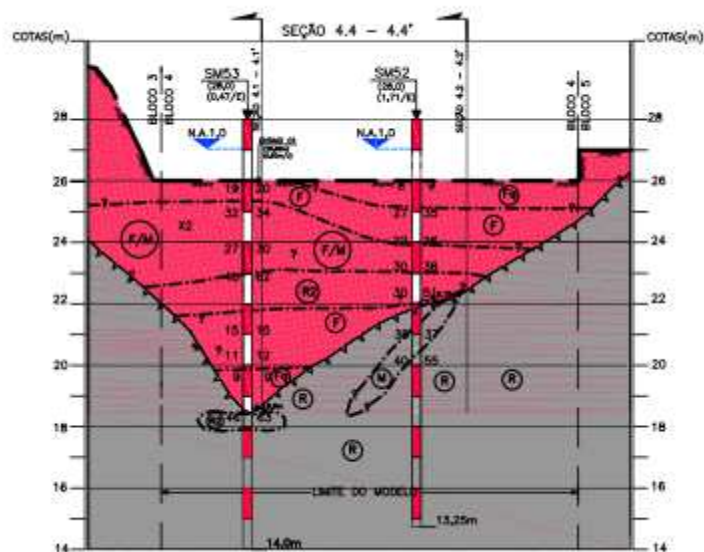


Figura 32 – Seção 4.4 – 4.4' – Maciço de fundação do Bloco 4



5.2.3 Características Geológico-Geotécnicas – Bloco de Fundação 9

Na figura 33 é apresentado o mapeamento geológico do Bloco de fundação 9 juntamente com as curvas do topo rochoso. As figuras 34 a 36 são apresentadas seções típicas

do Bloco 9, com a correlação geológica-geomecânica dos materiais existentes na fundação. O quadro 16 apresenta a descrição geológica dos materiais de fundação do Bloco 9.

Quadro 16 – Descrição geológica dos materiais de fundação do Bloco 9

Unidade	Descrição
X1	Blocos decompostos de xisto siltoso, com camadas pouco a medianamente silicosas, arenosas e argilosas, de variadas espessuras (predominantemente inferiores a 1m), graus de alteração e cores, predominando marrom-e amarelada e parcialmente verde-acinzentada. Em geral medianamente resistentes a escavação, com poucos e suaves dobramentos. Apresenta veios finos e/ou pequenas concentrações quartzosas, em geral com surgências de água proveniente do nível freático, tendo poucas evidências de fraturas nas camadas mais resistentes, as quais são em geral transversais a xistosidade, com comprimentos inferiores a 50cm.
X1'	Camada de solo residual de xisto siltoso, micáceo, de cor verde a cinza-esverdeado, com espessura variada (trechos inferiores a 1m), e porções medianamente alterada (A3). Quando decompostas apresentam cor predominantemente amarela e de composição silto-argilosa e muito baixa resistência a escavação.
X2	Solo residual de xisto siltoso, silicoso com eventuais camadas silto-arenosas, pouco a medianamente argilosas, com quantidade de finas e alternadas camadas de cores variadas, cinza a cinza esverdeado, também com cores escuras, marrom amarelada a amarelo intenso (proveniente da decomposição de rocha xisto granular). Presença de veios e/ou concentrações quartzosas (fragmentadas e com MnO2), ocorrendo surgências de água do nível freático.
X2'	Solo residual de xisto semelhante ao X2, de cor predominantemente marrom acinzentado e com considerável presença de veios e concentrações quartzosas, com intensos dobramentos. Direções e mergulhos variados. A área se distingue pela intensa tectônica sofrida e por se localizar adjacente a camada argilosa X3, descrita abaixo.
X3	Camada de solo residual de xisto, sem xistosidade evidente que aparece próximo a extremidade direita desta fundação. Apresenta poucas e finas lentes de xisto cinza siltoso, grafitoso, de quartzo fragmentado e de xisto tipicamente granular, alterado, em meio a massa argilosa de cor alaranjada, evidentemente proveniente da decomposição de xisto granular verde (que frequentemente ocorre nas perfurações das sondagens). Tem rumo da xistosidade local e evidências de intensa tectônica.
A	Camada argilosa de cor marrom acinzentado, ligeiramente irregular, que corta transversalmente a xistosidade. Apresenta algumas "ramificações" paralelas a xistosidade, com espessura máxima de 10cm. Indica fratura com preenchimento decomposto. A sondagem complementar BL9-SP03 foi ligeiramente deslocada e executada sobre esta estrutura.
QTZ	Os veios de quartzo apresentam espessuras inferiores a 5cm, ou ocorrem na forma de concentrações quartzosas, tipicamente leitosas, muito fragmentado, com presença de oxidações escuras paralelas ou não a xistosidade. Muito permeável a água. Geralmente ocorrem em locais com indícios de eventos tectônicos (falhas, dobramentos intensos) podendo estar associados a rochas carbonáticas.

**Materiais
Geológicos
Encontrados**

Figura 33 – Mapa geológico da fundação do Bloco 9 – Contorno estrutural do topo rochoso

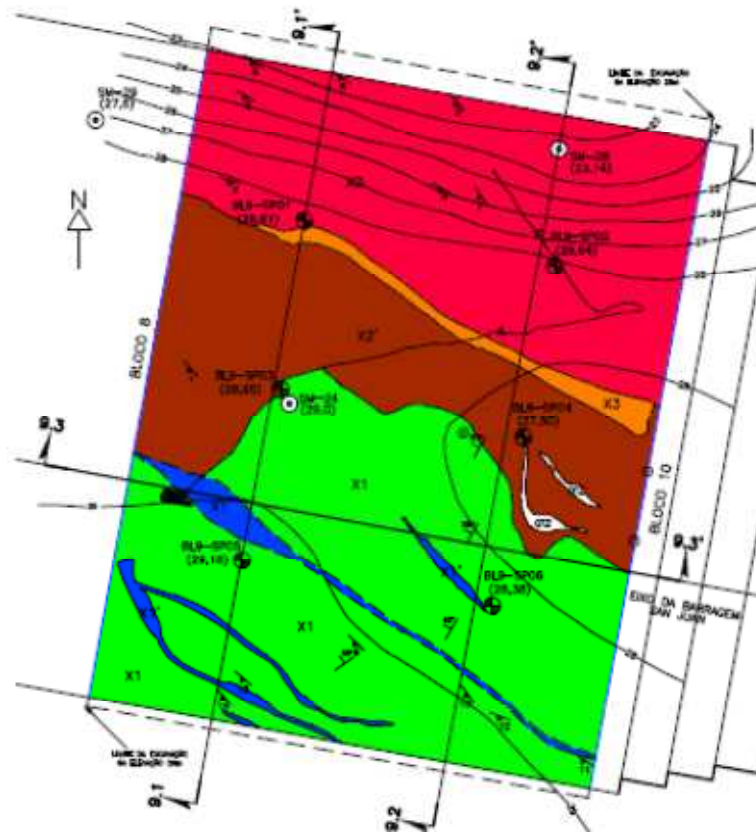


Figura 34 – Seção 9.1 – 9.1' – Maciço de fundação do Bloco 9

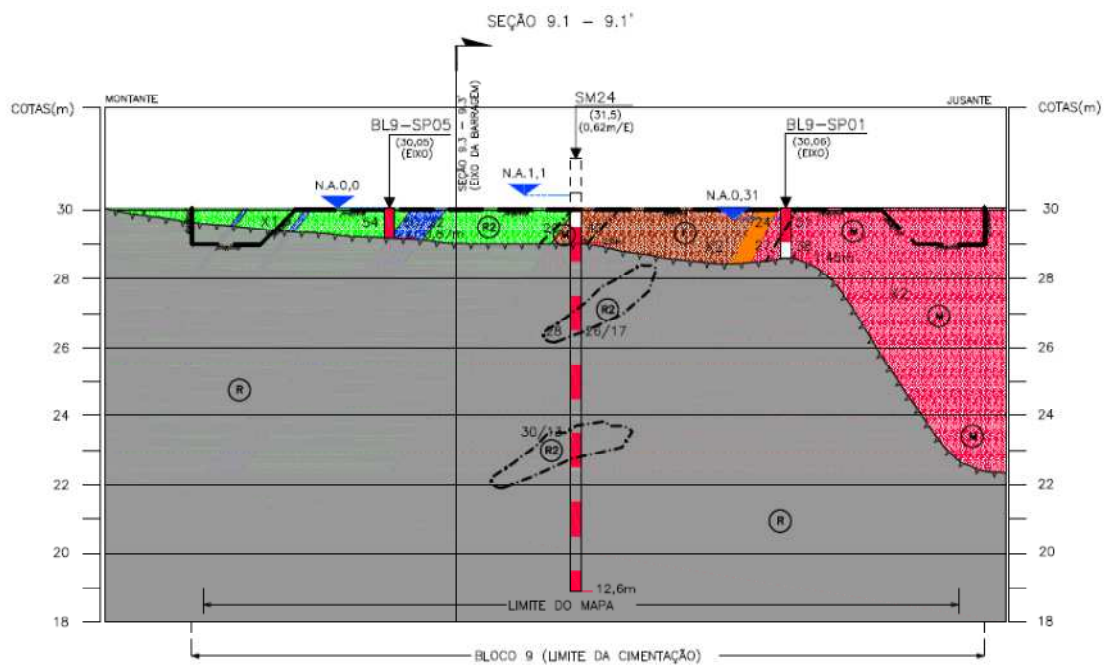


Figura 35 – Seção 9.2 – 9.2' – Maciço de fundação do Bloco 9

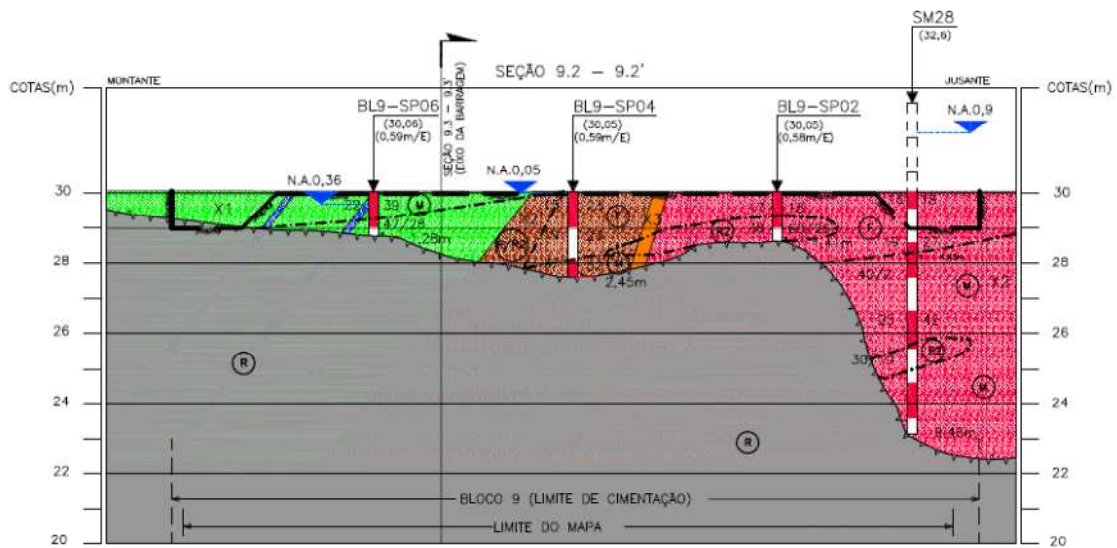
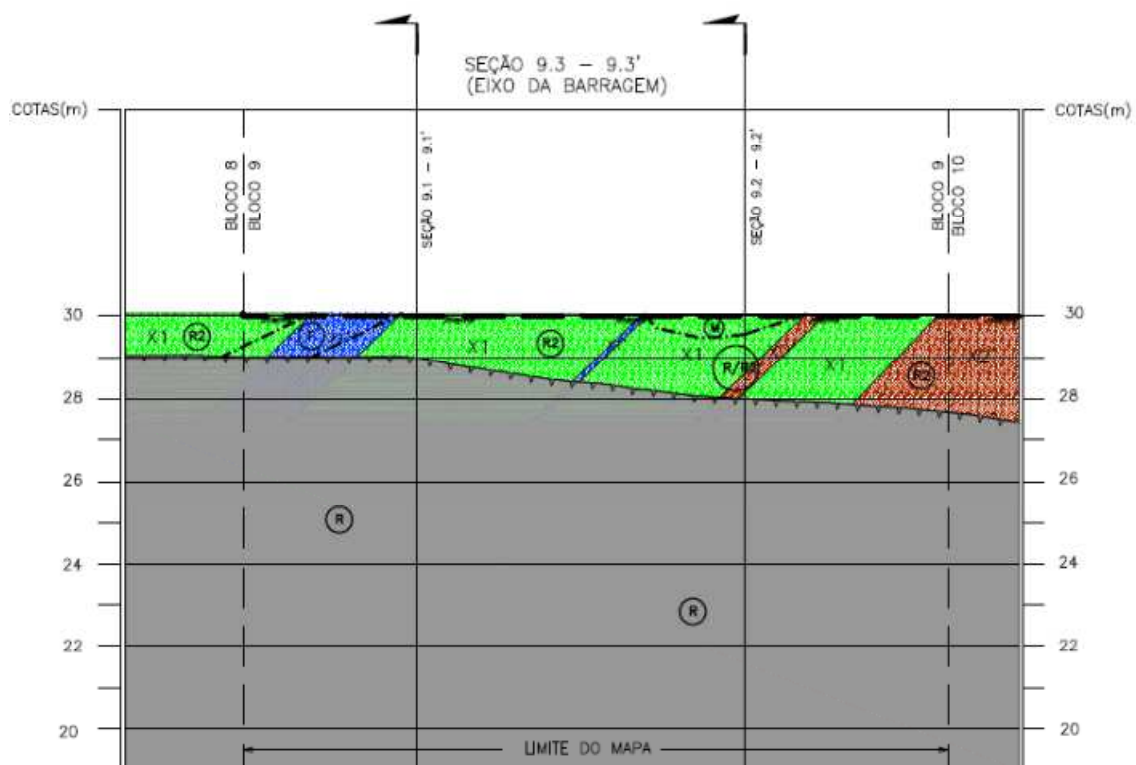


Figura 36 – Seção 9.3 – 9.3' – Maciço de fundação do Bloco 9



5.3 Modelagem Numérica - Blocos de Fundação: BL-A2, BL-4 e BL-9

Conforme descrito anteriormente o maciço de fundação foi dividido em quatorze blocos de fundação. Os blocos de fundação A2, 4 e 9, objetos de estudo da presente dissertação, estão localizados na ombreira esquerda, parte mais central e ombreira direita, respectivamente, do eixo do barramento San Juan. O estudo de caso foi baseado na escolha desses três blocos de fundação, como dito anteriormente, em função da regularidade do topo rochoso estimado, ou seja, desde locais onde o mesmo tende a ser linear até outros onde o mesmo é sinuoso, podendo conter ou não camadas de solos de baixa resistência subjacentes. Desta forma, foram interpretadas seções geológico-geotécnicas para a definição das propriedades constitutivas dos materiais em profundidade e lateralidade.

Para isso foi gerada uma malha de elementos finitos para cada seção transversal ao bloco de fundação, sendo duas para os blocos 4 e 9 e três para o bloco A2, definindo os limites do maciço de fundação, fazendo uma análise paramétrica, ou seja, a estimativa de tensões em função da variação da deformabilidade dos materiais constituintes.

Solos e rochas tendem a se comportar de uma forma fortemente não-linear quando sob carregamento, onde este comportamento tensão-deformação não linear pode ser modelado sob vários níveis de solicitação. A metodologia da modelagem pode ser dividida em dois momentos distintos: (i) antes da existência da barragem e (ii) posterior a construção com o reservatório cheio, analisadas pelo método The Jointed Rock, considerando a existência da xistosidade dos materiais envolvidos, ou seja, a anisotropia.

No Quadro 17 são apresentados os parâmetros considerados para os materiais analisados, sendo eles F_q e F , para solos residuais jovens, onde em F são observadas passagens preservadas de rocha muito alterada. O material R é considerado para rocha alterada e o Concreto corresponde ao material do corpo da barragem.

Os parâmetros considerados para esta análise foram E (módulo de Young para o maciço de fundação), ν (coeficiente de Poisson para o maciço de fundação), E_2 (módulo de Young para o material de preenchimento das discontinuidades, no plano perpendicular), ν_2 (coeficiente de Poisson para o material de preenchimento das discontinuidades, no plano perpendicular), G_2 (módulo cisalhante para o material de preenchimento, no plano perpendicular), C_1 e C_2 (coesões dos materiais de preenchimento considerando o plano 1 e plano 2 respectivamente) α_1 e α_2 (os ângulos das discontinuidades dos planos 1 e 2 respectivamente com a horizontal), ϕ (ângulo de atrito), ψ (ângulo de dilatação) e σ cut-off

São apresentadas nas figuras 37 a 39 as medidas de xistosidade e fraturamento obtidas em campo durante o mapeamento geológico para os blocos de fundação 9, 4 e A2, respectivamente. É possível observar que existe uma tendência da xistosidade na direção N105°/25°SW ~ N125°/80°SW e as famílias de fraturas tendem a se desenvolver perpendicularmente a essas estruturas. Na figura 40 é apresentada uma figura esquemática com as principais direções das discontinuidades consideradas para a modelagem numérica.

Figura 37 – Medidas de xistosidade e fraturas para o Bloco 9

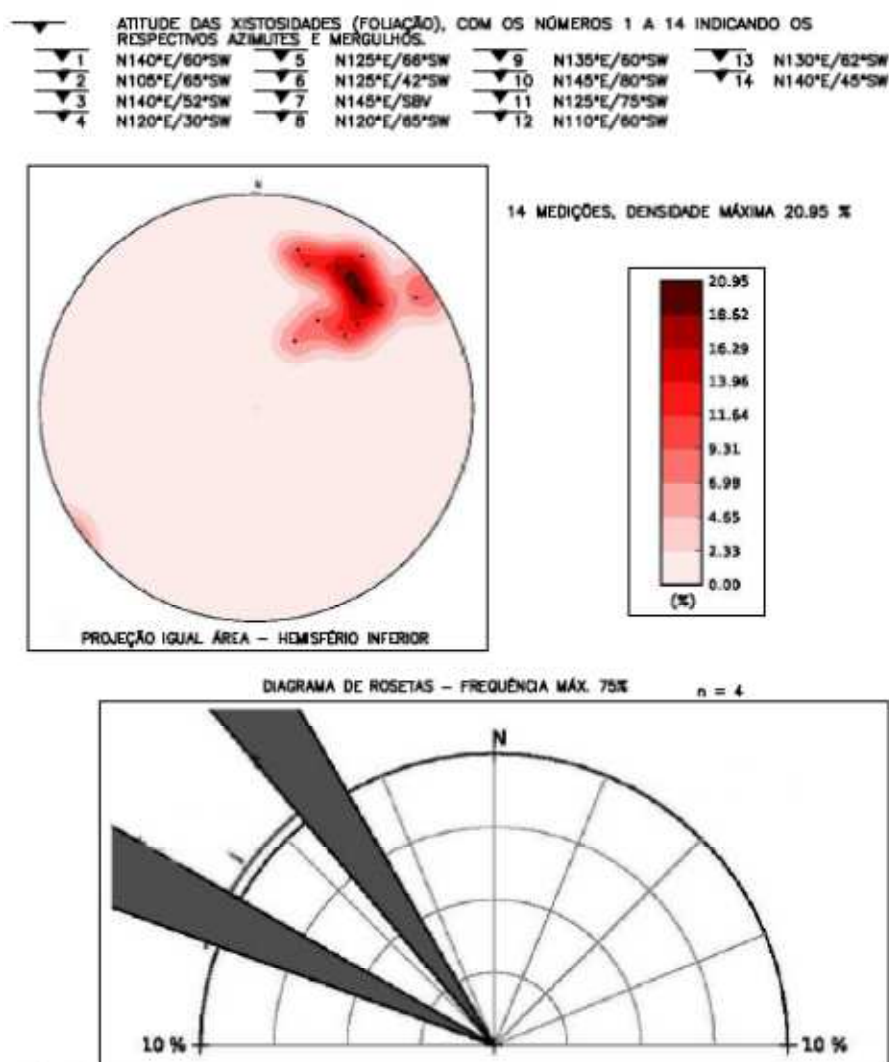


Figura 38 – Medidas de xistosidade e fraturas para o Bloco 4

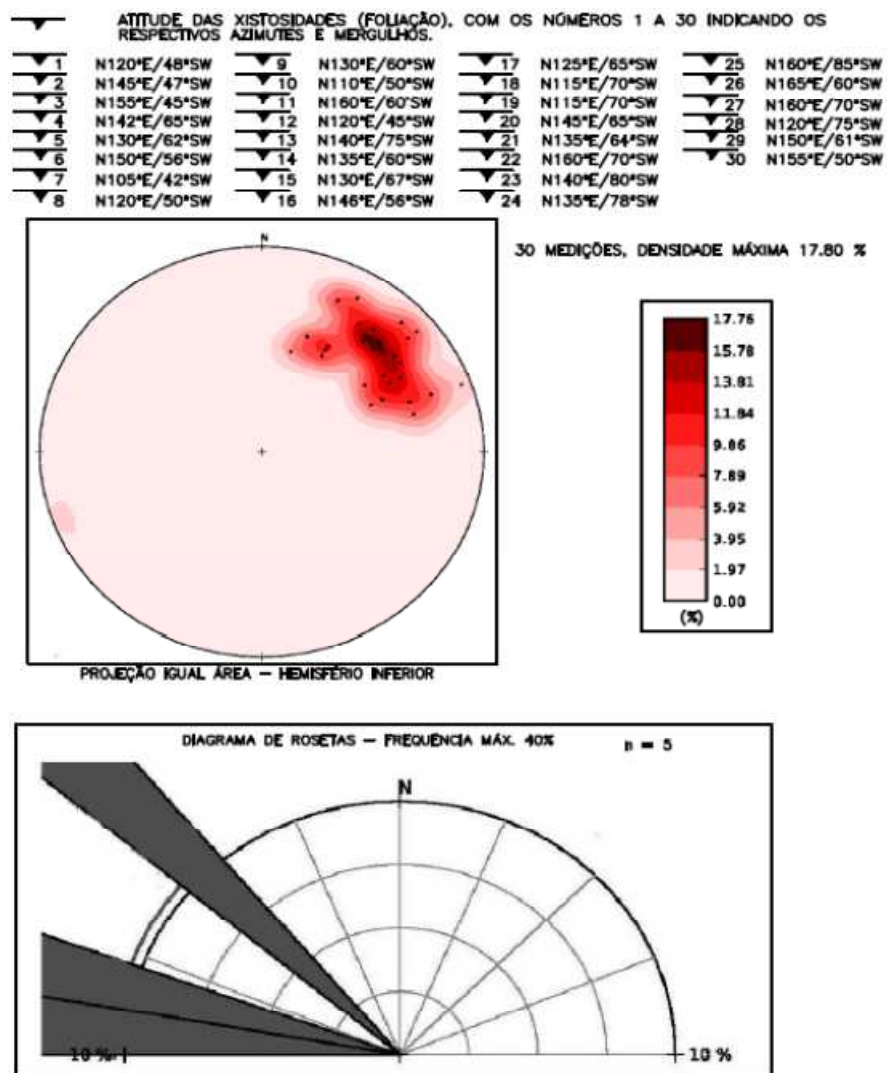


Figura 39 – Medidas de xistosidade e fraturas para o Bloco A2

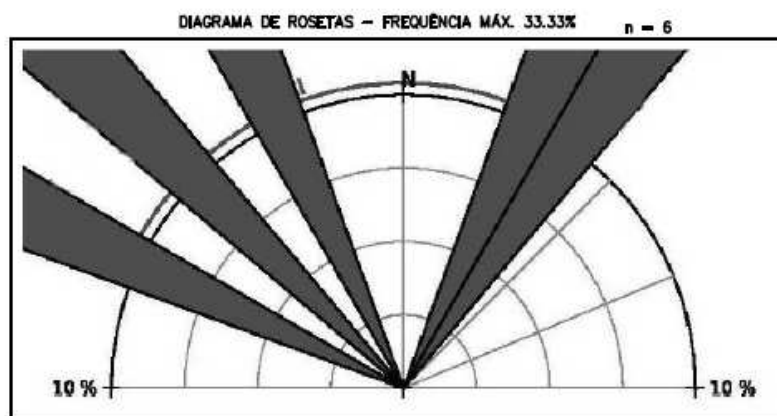
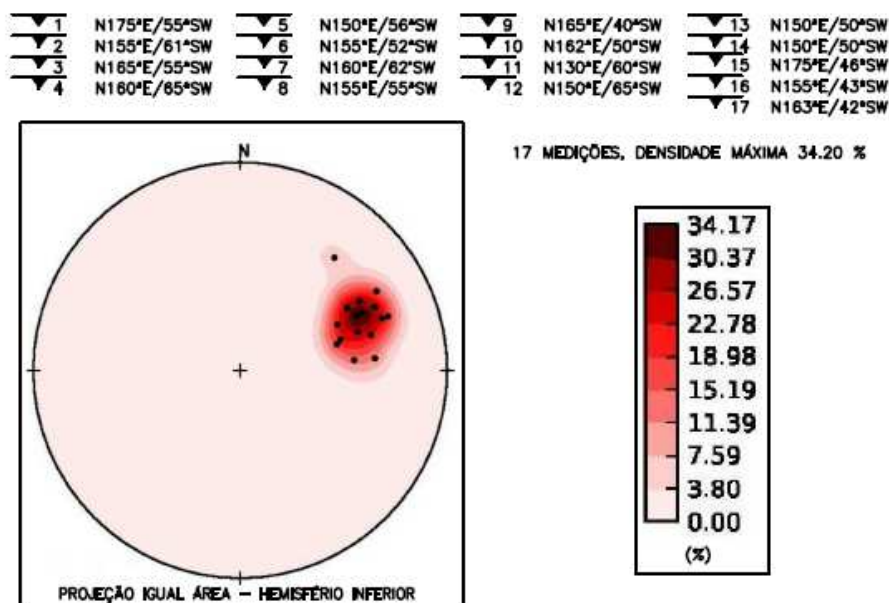
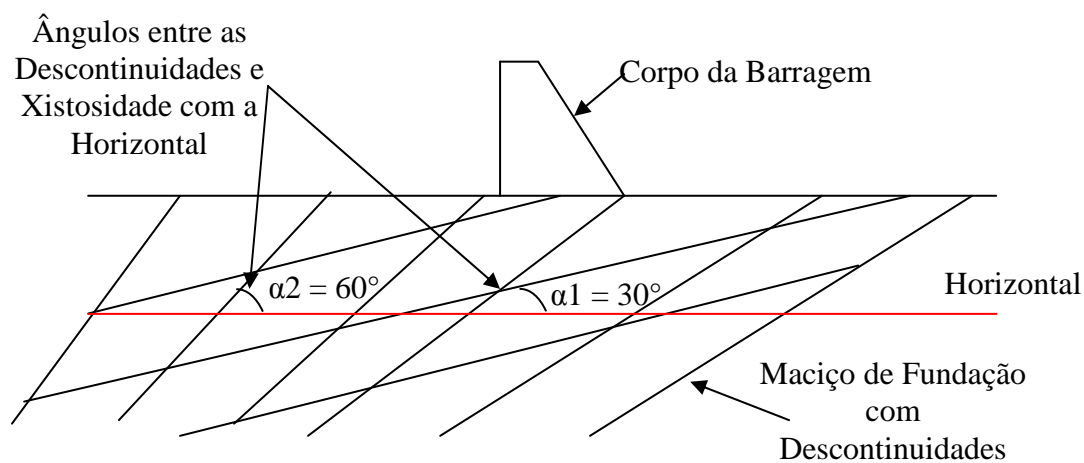


Figura 40 – Figura Esquemática mostrando a direção das famílias de descontinuidades consideradas no modelo matemático



6. RESULTADOS DO ESTUDO TENSÃO – DEFORMAÇÃO PELO MEF

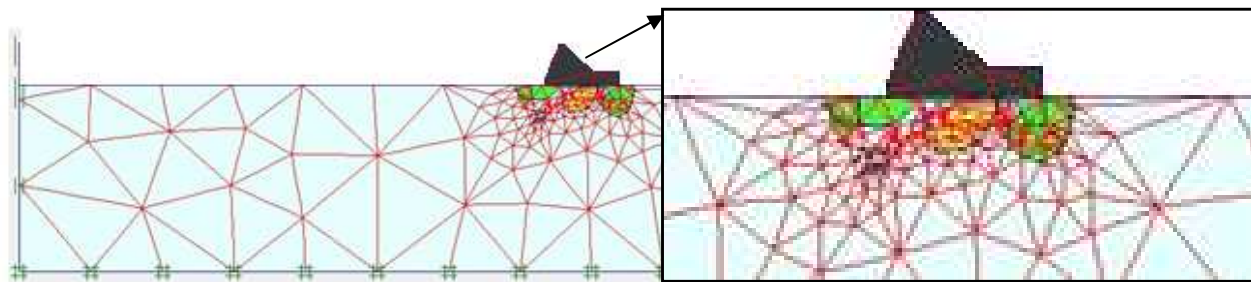
Este capítulo visa apresentar os resultados obtidos com as análises numéricas pelo MEF, sendo abordado o período imediatamente após o enchimento do reservatório, utilizando o modelo The Jointed Rock e de uma malha refinada da seção de maior altura, considerando as irregularidades do maciço rochoso e a colocação ou não dos dentes de fundação no blocos.

Conforme já dito anteriormente, não foi realizada a modelagem pelo MEF considerando a análise sísmica, tendo em vista não ser o escopo do trabalho. As análises simplificadas, pseudoestática, são facilmente desenvolvidas em programas de análise de estabilidade, como por exemplo, o programa Slope, como nos programas de elementos finitos (Plaxis 2D), onde é introduzido nos dados de entrada a aceleração-horizonta. Além de não estarem no escopo deste trabalho, as análises pseudoestáticas apresentam uma compreensão não verdadeira do comportamento dinâmico real.

O projeto foi realizado em um vale aberto e de geologia heterogênea, apesar dos materiais envolvidos serem provenientes de rochas e solos de origem xistosa, merecendo uma especial atenção. Desta forma foi considerada a maior altura, justamente por concentrar a maior magnitude de esforços, sendo estes os enfoques das análises.

Assim foi construída uma malha localmente refinada (sob a barragem), suficiente para abordar as peculiaridades das seções consideradas para os blocos de fundação 9, 4 e A2. Desta forma é apresentada a malha de elementos finitos na figura 41, para o caso da fundação apoiada diretamente no solo residual. Houve uma preocupação com as irregularidades da geometria de fundação, sendo inclusos esses detalhes para os solos e rochas, para que a concentração de tensões nestes locais possa ser adequadamente avaliada. Cabe ressaltar que os materiais R (azul claro) correspondem ao material de fundação, F (verde) e Fq (amarelo).

Figura 41 – Exemplo de Malha de elementos finitos para os blocos de fundação analisados.



A adoção de um modelo não-linear é justificada tendo em vista que o mesmo considera automaticamente as variações do módulo de rigidez para acréscimo de elementos de acordo com o nível de tensões, ao contrário de um modelo linear-elástico. A reavaliação do módulo de elasticidade é independente dos incrementos.

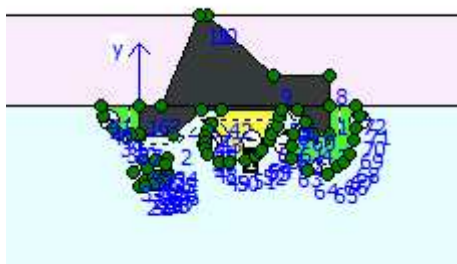
Conforme observado, os materiais de fundação não possuem superfícies horizontais, assim sendo o procedimento de cálculo das tensões iniciais através do coeficiente de empuxo no repouso K_0 não pôde ser adotado. Nesta situação as tensões iniciais foram calculadas através da carga de gravidade, procedimento em que existe uma variação do peso do solo/rocha, em função da variação da superfície do terreno. Ele é recomendado quando a superfície dos materiais (solos e rochas), estratificações ou nível freático, não são horizontais.

6.1 Simulações ao Período Final da Construção

As simulações foram processadas e produziram resultados similares entre os blocos de fundação para o modelo utilizado. As figuras que seguem apresentam os resultados no período final da construção, em termos de deslocamentos totais e tensões totais.

De forma complementar é feita uma simulação caso o barramento tenha dentes de fundação, ou seja, se a escavação fosse aprofundada até a cota de -4m , tanto no paramento de montante quanto de jusante. Essa condição é apresentada na figura 42. No quadro 19 são apresentados os parâmetros obtidos pelo MEF para os casos com e sem dentes de fundação.

Figura 42 – Detalhe do corpo da barragem com aprofundamento de 4 m da estrutura de concreto na fundação (dentes de fundação)



6.1.1 Deslocamentos Totais – Condição Sem Dentes de Fundação

Entende-se, no texto a seguir, como deslocamentos e tensões totais aquelas resultantes da soma vetorial das respectivas componentes cartesianas nas direções x e y. Portanto essa notação seguida pelo programa Plaxis 2D não deve ser confundida com análises de tensões totais e efetivas.

Para a condição sem dentes de fundação, foi admitido que os deslocamentos horizontais fossem impedidos nas fronteiras vertical e horizontal e que os deslocamentos verticais são impedidos apenas na base do modelo, ou seja, na fronteira horizontal.

É possível observar que os deslocamentos em módulo estão dirigidos para jusante, indicando que a estabilidade deste paramento ficará condicionada por esta situação. Os valores de deslocamentos totais obtidos foram dentro do esperado no projeto, apresentando um padrão de valores máximos à meia altura da barragem e crescentes deste ponto em direção a regiões superiores e inferiores da barragem. Nas figuras Apêndice A a Apêndice N, são representadas essas simulações para os blocos de fundação A2, 4 e 9 e os resultados são apresentados no quadro 18.

Para o bloco de fundação 4 as maiores tendências de deslocamento estão no pé de montante, progredindo para todo o corpo da barragem. Esta tendência tem a direção para jusante e contrária à direção da xistosidade e principais estruturas geológicas, estando a favor da segurança, com valores em torno de 0,14 e 0,18 m. Para o bloco de fundação 9 esses deslocamentos ficaram em torno de 0,12 m e da mesma forma que o bloco de fundação 4, as direções dos deslocamentos tendem de montante a jusante do barramento com direções contrárias à xistosidade e estruturas geológicas. O bloco de fundação A2 apresentou deslocamentos semelhantes aos anteriormente citados, em torno de 0,12 a 0,13 m, com a mesma tendência quanto à direção dos deslocamentos.

As deformações totais variaram de 1 a 2,5% com caso pontual para o bloco de fundação 4 de 5,93%. Esta condição retrata a maior e menor existência de camadas deformáveis de solos de baixa resistência ao cisalhamento, no caso as camadas Fq. De uma forma geral, as seções que apresentaram a existência de apenas camadas F ficaram em torno da faixa anteriormente apresentada.

6.1.2 Deslocamentos Totais – Condição Com Dentes de Fundação

Para a condição com dentes de fundação também foi admitido que os deslocamentos horizontais fossem impedidos nas fronteiras vertical e horizontal e que os deslocamentos verticais são impedidos apenas na base do modelo, ou seja, na fronteira horizontal.

A direção dos módulos dos deslocamentos continuam dirigidos para jusante, indicando que a estabilidade do paramento de jusante ficará condicionada por esta situação realmente. Os valores de deslocamentos totais obtidos foram dentro do esperado no projeto, apresentando um padrão de valores máximos a meia altura da barragem e crescentes deste ponto em direção a regiões superiores e inferiores da barragem. Nas figuras Apêndice O a Apêndice BB são apresentadas as representações dessas simulações para os blocos de fundação A2, 4 e 9 e os resultados são apresentados no quadro 18.

É possível notar que não houve grandes mudanças em termos de deslocamentos totais para a condição com dentes de fundação. Para o bloco de fundação 4 as maiores tendências de deslocamento estão no pé de montante, progredindo para todo o corpo da barragem. Esta tendência tem a direção para jusante e contrária à direção da xistosidade e principais estruturas geológicas, estando a favor da segurança, com valores em torno de 0,11 e 0,13 m.

Para o bloco de fundação 9 esses deslocamentos não foram diferentes, ficando em torno de 0,13 e 0,14 m. Da mesma forma que o bloco de fundação 4, as direções dos deslocamentos tendem de montante a jusante do barramento com direções contrárias à xistosidade e estruturas geológicas.

O bloco de fundação A2 apresentou deslocamentos semelhantes aos anteriormente citados, em torno de 0,10 a 0,12 m, com a mesma tendência quanto à direção dos deslocamentos.

Quanto às deformações totais houve, uma grande redução deste parâmetro, devido à remoção dos solos de baixa resistência ao cisalhamento e a substituição pela concretagem dos dentes. As deformações variaram em torno de 0,6 a 1,90%, com um valor mais alto para a seção 4.2, tendo em vista que a camada Fq não foi totalmente eliminada no paramento de montante.

6.1.3 Tensões Totais – Condição Sem Dentes de Fundação

Os resultados obtidos para as tensões totais podem ser vistos nas figuras Apêndice CC a WW e seus resultados são apresentados no quadro 18.

A posição da linha de saturação desce ligeiramente pelo paramento de jusante, assumindo uma descida mais acentuada junto a este paramento, onde a partir do mesmo o nível freático encontra-se ao nível do terreno. Os pontos de ruptura plástica, que representam pontos no solo que atingiram a plasticidade, estão concentrados essencialmente nos materiais Fq e F, principalmente junto a fundação da barragem.

Em termos de tensões totais não houve grande diferença entre todas as seções, excetuando a seção A2.2 que apresentou praticamente o dobro das demais, tendo em vista que a modelagem determina a magnitude das tensões horizontais com base no coeficiente de Poisson. Esta anomalia pode ser explicada devido às condições geológico-geotécnicas relacionadas ao fluxo, no local desta seção.

Para o bloco de fundação 4, sem dentes de fundação, as tensões principais efetivas variaram em torno de 457 kN/m² a 4911 kN/m² e as tensões totais principais em torno de 325 kN/m² a 399 kN/m².

Já o bloco de fundação 9, as tensões principais efetivas variaram em torno de 460 kN/m² a 680 kN/m² e as tensões totais principais em torno de 321 kN/m² a 342 kN/m².

O bloco de fundação A2, com dentes de fundação, as tensões principais efetivas variaram em torno de 680 kN/m² a 1005 kN/m² e as tensões totais principais em torno de 1270 kN/m² a 1850 kN/m². Para a condição sem dentes as tensões médias praticamente reduziram pela metade, variando em torno de 308 kN/m² a 782 kN/m². Essa variação é fruto da geologia heterogênea neste local.

Os valores de tensões tenderam a se concentrar no corpo da barragem nas paredes de jusante, montante, ou em ambas, tudo dependendo da existência ou não da presença de solos F junto à base da fundação.

Os valores de poro-pressão não variaram muito para todas as supracitadas análises, ficando em entre de 648 a 660 kN/m². Da mesma forma as velocidades de escoamento, que apresentaram valores entre 0,005 e 0,007 m/dia, devido ao solo ser essencialmente argiloso.

6.1.4 Tensões Totais – Condição Com Dentes de Fundação

Os resultados obtidos para as tensões totais podem ser vistos nas figuras Apêndice XX a RRR e seus resultados são apresentados no quadro 18.

Conforme descrito anteriormente, a posição da linha de saturação desce ligeiramente pelo paramento de jusante, assumindo uma descida mais acentuada junto a este paramento, onde a partir do mesmo o nível freático encontra-se o nível do terreno. Os pontos de ruptura plástica, que representam pontos no solo que atingiram a plasticidade, estão concentrados essencialmente nos materiais Fq e F, principalmente junto à fundação da barragem ou próximo aos dentes da mesma.

Em termos de tensões totais, não houve grande diferença entre todas as seções com dentes de fundação e as sem dente de fundação, tendo em vista que a modelagem determina a magnitude das tensões horizontais com base no coeficiente de Poisson, porém a diferença entre a condição com dente e sem dente de fundação é a redução da metade do valor das tensões totais, para a última condição descrita, excetuando a seção A2.2 que apresentou valores semelhantes para ambas condições.

Para os blocos de fundação 4, 9 e A2 a condição com dentes as tensões efetivas principais médias praticamente apresentaram os mesmos valores para as condições sem os dentes de fundação.

Os valores das tensões totais principais, para todos os blocos de fundação, analisados, praticamente dobrou o seu valor em todas as seções analisadas.

Os valores de poro-pressão não variaram muito para todas as supracitadas análises, com ou sem dentes de fundação, ficando em entre de 648 a 655 kN/m². Da mesma forma as velocidades de escoamento, que apresentaram valores entre 0,004 e 0,007 m/dia, devido ao solo ser essencialmente argiloso.

Os valores de tensões tenderam a se concentrar no corpo da barragem nas paredes de jusante, montante, ou em ambas, tudo dependendo da existência ou não da presença de solos F junto a base da fundação.

Quadro 18 – Tensões e Deformações obtidos pelo MEF para os blocos de fundação analisados.

Condição	Seção Geológico-Geotécnica	Deslocamento Totais (m)	Deslocamento Horizontais (m)	Deslocamento Verticais (m)	Deslocamento Totais (Incremento) (m)	Deslocamento Horizontais (Incremento) (m)	Deslocamento Verticais (Incremento) (m)	Deformações Totais (Principal Strain) (%)	Deformações (Incremento) (Extreme Principal Strain) (%)	Tensão Principal Efetiva (Extrema) kN/m^2	Tensão Total (Deviatoric) (Extrema) kN/m^2	Poropressão (Extrema) kN/m^2	Velocidade de Escoramento (Extrema) m/dia	FS
Sem Dentões de Fundação	4.1	$179,32 \times 10^{-3}$	$130,24 \times 10^{-3}$	$124,35 \times 10^{-3}$	$9,21 \times 10^{-3}$	$6,61 \times 10^{-3}$	$6,53 \times 10^{-3}$	5,93	$360,15 \times 10^{-3}$	491,09	399,90	648,42	$7,44 \times 10^{-3}$	1,53
	4.2	$141,94 \times 10^{-3}$	$101,51 \times 10^{-3}$	$109,26 \times 10^{-3}$	$1,53 \times 10^{-3}$	$1,03 \times 10^{-3}$	$1,39 \times 10^{-3}$	2,45	$73,29 \times 10^{-3}$	457,01	325,70	638,62	$5,60 \times 10^{-3}$	3,91
	9.1	$129,92 \times 10^{-3}$	$101,02 \times 10^{-3}$	$83,40 \times 10^{-3}$	$0,65 \times 10^{-3}$	$0,54 \times 10^{-3}$	$0,43 \times 10^{-3}$	2,41	$15,42 \times 10^{-3}$	469,37	342,50	660,00	$6,43 \times 10^{-3}$	4,01
	9.2	$123,88 \times 10^{-3}$	$100,00 \times 10^{-3}$	$73,19 \times 10^{-3}$	$8,27 \times 10^{-3}$	$6,75 \times 10^{-3}$	$4,88 \times 10^{-3}$	1,98	$66,94 \times 10^{-3}$	680,63	321,60	633,73	$6,80 \times 10^{-3}$	3,58
	A2.1	$121,77 \times 10^{-3}$	$102,15 \times 10^{-3}$	$74,16 \times 10^{-3}$	$18,06 \times 10^{-3}$	$14,83 \times 10^{-3}$	$11,61 \times 10^{-3}$	1,08	$209,21 \times 10^{-3}$	680,87	319,40	650,75	$6,62 \times 10^{-3}$	4,02
	A2.2	$121,58 \times 10^{-3}$	$98,77 \times 10^{-3}$	$72,55 \times 10^{-3}$	$5,44 \times 10^{-3}$	$4,40 \times 10^{-3}$	$3,48 \times 10^{-3}$	1,56	$162,50 \times 10^{-3}$	1005,00	782,80	654,79	$6,82 \times 10^{-3}$	3,90
	A2.4	$132,10 \times 10^{-3}$	$103,81 \times 10^{-3}$	$81,94 \times 10^{-3}$	$1,12 \times 10^{-3}$	$1,02 \times 10^{-3}$	$0,73 \times 10^{-3}$	2,33	$54,17 \times 10^{-3}$	787,92	308,00	655,15	$7,58 \times 10^{-3}$	3,19
	4.1	$114,33 \times 10^{-3}$	$91,51 \times 10^{-3}$	$76,60 \times 10^{-3}$	$21,67 \times 10^{-3}$	$17,03 \times 10^{-3}$	$15,49 \times 10^{-3}$	1,90	$594,54 \times 10^{-3}$	499,11	641,80	648,26	$6,45 \times 10^{-3}$	3,05
Com Dentões de Fundação	4.2	$129,94 \times 10^{-3}$	$91,61 \times 10^{-3}$	$96,02 \times 10^{-3}$	$1,49 \times 10^{-3}$	$0,98 \times 10^{-3}$	$0,12 \times 10^{-3}$	2,83	$48,21 \times 10^{-3}$	459,02	596,90	651,35	$4,49 \times 10^{-3}$	4,05
	9.1	$113,59 \times 10^{-3}$	$100,58 \times 10^{-3}$	$63,62 \times 10^{-3}$	$3,45 \times 10^{-3}$	$2,86 \times 10^{-3}$	$2,16 \times 10^{-3}$	0,62	$95,89 \times 10^{-3}$	470,19	664,80	650,23	$6,42 \times 10^{-3}$	5,13
	9.2	$114,79 \times 10^{-3}$	$98,30 \times 10^{-3}$	$65,08 \times 10^{-3}$	$1,18 \times 10^{-3}$	$1,02 \times 10^{-3}$	$0,66 \times 10^{-3}$	0,91	$31,30 \times 10^{-3}$	680,62	700,80	633,72	$6,82 \times 10^{-3}$	4,80
	A2.1	$110,31 \times 10^{-3}$	$95,77 \times 10^{-3}$	$62,47 \times 10^{-3}$	$30,12 \times 10^{-3}$	$26,38 \times 10^{-3}$	$16,89 \times 10^{-3}$	0,65	$190,64 \times 10^{-3}$	680,87	823,20	650,74	$5,92 \times 10^{-3}$	5,10
	A2.2	$109,80 \times 10^{-3}$	$95,75 \times 10^{-3}$	$61,19 \times 10^{-3}$	$55,16 \times 10^{-3}$	$48,08 \times 10^{-3}$	$30,78 \times 10^{-3}$	0,67	$347,15 \times 10^{-3}$	1005,00	785,10	654,79	$6,81 \times 10^{-3}$	4,97
	A2.4	$116,73 \times 10^{-3}$	$101,09 \times 10^{-3}$	$67,23 \times 10^{-3}$	$0,93 \times 10^{-3}$	$0,84 \times 10^{-3}$	$0,53 \times 10^{-3}$	1,70	$22,25 \times 10^{-3}$	680,44	793,90	655,15	$6,25 \times 10^{-3}$	3,88

6.1.5 Fatores de Segurança Obtidos

Conforme observado no quadro 19, os fatores de segurança (FS) variaram de 3,58 a 4,01 para o bloco de fundação 9, 1,53 a 3,91 para o bloco de fundação 4 e 3,58 a 4,01 para o bloco de fundação 9, na condição sem dentes de fundação. Já para as condições com dentes de fundação, os fatores de segurança (FS) variaram de 4,80 a 5,13 para o bloco de fundação 9, 3,05 a 4,05 para o bloco de fundação 4 e 3,88 a 5,10 para o bloco de fundação A2, nesta condição, havendo um aumento esperado deste parâmetro em função da colocação dos dentes nas fundações dos blocos.

No quadro 19 é apresentado um comparativo entre os FS obtidos pelo MEF para a condição com e sem dentes de fundação. Cabe ressaltar que esse comparativo é feito pela condição sem sismo, para ambos os casos.

É possível observar que para as condições sem os dentes de fundação a faixa de diferença de valores não variou da ordem de 1, para os valores mínimos obtidos e praticamente resultaram em valores semelhantes ou com diferenças muito baixas, para os valores máximos obtidos. A consideração dos dentes de fundação na simulação matemática, geram uma diferença da ordem de 1,5 a 2,0 nos FS, com exceção do valor máximo para o bloco 4 que praticamente foi inalterado, porém seu valor mínimo seguiu o aumento relatado.

Quadro 19 – Tensões e Deformações obtidos pelo MEF para os blocos de fundação analisados.

Bloco	Condição	Seção Geológico-Geotécnica	FS obtido pelo MEF	
			Sem Dentes de Fundação	Com Dentes de Fundação
A2	Normal Sem Sismo	A2.1	3,19 - 4,02	3,88 - 5,10
		A2.2		
		A2.4		
4		4.1	1,53 - 3,91	3,05 - 4,05
		4.2		
9		9.1	3,58 - 4,01	4,80 - 5,13
	9.2			

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Conclusões

A metodologia utilizada para o desenvolvimento da dissertação atendeu às exigências geológico-geotécnicas dos materiais de fundação da Barragem San Juan, tendo em vista tanto sua grande heterogeneidade e anisotropia quanto às propriedades constitutivas dos solos e rochas existentes na região. Desta forma, optou-se por analisar o corpo do barramento através dos seus blocos de fundação, ou seja, de forma individualizada, com o objetivo de representar as variações de linearidade do topo rochoso e estratos de solos residuais governados pela xistosidade.

A forte anisotropia dos materiais de fundação foi determinante na escolha do tipo de modelo constitutivo base para análise pelo MEF. A utilização do método de Mohr-Coulomb é válida para análises preliminares, fornecendo uma estimativa inicial do comportamento dos materiais, onde a escolha do modelo depende das características, da quantidade e qualidade dos parâmetros geotécnicos do campo, não sendo válida para casos, como o apresentado, onde os materiais possuem propriedades geotécnicas distintas em função da direção. A utilização do modelo The Jointed Rock foi bastante válida por considerar camadas estratificadas segundo duas direções dominantes.

Um importante aspecto abordado nesta dissertação foi a estimativa do módulo de deformabilidade estático (E_s) e dinâmico (E_d) através de correlações entre os parâmetros V_s e N_{60} . Através de correlações encontradas na literatura foi possível definir uma equação potencial para os módulos dinâmico e estático, aplicável a solos argilosos.

Fato é, que os resultados obtidos com esta dissertação, através da modelagem pelo método dos elementos finitos, revelam que este tipo de análise poderia ter auxiliado durante as etapas de projeto e norteado as ações durante a construção, como possivelmente fornecer soluções inovadoras e pouco pessimistas para a Barragem San Juan, fundada praticamente em solo residual jovem. Os Fatores de Segurança encontrados em ambas as situações, com ou sem dentes de fundação, pelo MEF, mostraram certa aproximação, porém existindo certa distinção, onde nas condições sem dente o FS variou da ordem de 1 e para as condições com dentes variou de 1,5 a 2, como pode ser comparado no quadro 19, onde ambos se mantiveram superiores ao mínimo aceitável. Esta diferença se dá ao fato da consideração ou não de

aspectos importantes como a anisotropia, heterogeneidade, xistosidade, descontinuidades e, principalmente, a utilização de dados laboratoriais em termos de comportamentos geomecânicos, para, em seguida, ampliar a influência dos mesmos nos estratos. Cabe ressaltar que as análises pseudoestáticas consideraram solos de baixa qualidade como fundação, quando, na verdade, a ocorrência de zonas de solo mais fraco é apenas localizada, embora não menos importante.

Conforme dito anteriormente, a análise pelo modelo linear-elástico de Mohr-Coulomb, através do método dos elementos finitos, não produziu resultados satisfatórios em função da forte anisotropia dos materiais, havendo a necessidade de manipulação desses dados para a obtenção de fatores de segurança aceitáveis. Tal abordagem foi apenas apontada na dissertação, tendo em vista o conhecimento prévio sobre sua baixa aplicabilidade nos materiais existentes pela área da Barragem San Juan. Assim, houve necessidade da substituição desse modelo pelo The Jointed Rock, que leva em consideração parâmetros essenciais, como a anisotropia e heterogeneidade dos materiais.

Sugestões para Pesquisas Futuras

Como sugestão para pesquisas futuras são listados abaixo os seguintes pontos:

- Comparação de resultados de análises refinadas pelo MEF, e metodologias de projetos tradicionais aplicadas a outras obras de geotecnia;
- Comparação de resultados analisados, neste caso de obras, para outros modelos de comportamento do solo disponíveis no Plaxis 2D;
- Análise do caso de obra com o Plaxis 3D;
- Comparação dos resultados com outros programas disponíveis no mercado, como por exemplo, Rock Science.

REFERÊNCIAS

- ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Ensaio de perda d'água sob pressão - diretrizes. São Paulo, *Boletim n°2*, 16p. 1975.
- ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Ensaio de permeabilidade em solos – orientações para sua execução no campo. 3 ed. São Paulo, *Boletim n°4*, 35p. 1996.
- ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. *Geologia de engenharia*. São Paulo. 5° Ed, 586p. 1998.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6459: Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 1984.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, 1984.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 1984.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 7181: Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 1984.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6457: Amostras de solo – preparação de amostras para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 1986.
- AKIN, M. K., KRAMER, S., L., TOPAL, T. Empirical correlations of shear wave velocity (V_s) and penetration resistance (NSPT) for different soils in an earthquake-prone area (Erbaa-Turkey). *Engineering Geology*. v. 119, p. 1-17. 2011.
- ALMEIDA, M. S. S. *Análise numérica de uma prova de carga direta em solo residual de ganaisse*. In: Dissertação de Mestrado. Viçosa – MG. 2000.
- AMARAL, G. J. M. *Análise dinâmica de barragens do tipo gravidade*. In: Dissertação de Mestrado. Porto – Portugal. 2013.
- ANDRADE, P. G. C. S.; SARAIVA, A. L. A. Características geotécnicas em taludes existentes. *Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*. n. 86, p. 61-70. Lisboa, 1999.
- AUNG, A. M. W. & LEONG, E. C. Stiffness profiles of residual soil sites using continuous surface wave method. *Unsaturated Soils: Theory and Practice*. Kasetsart University, Thailand. p. 895-900. 2011.
- ANBAZHAGAN, P., KUMAR, A., SITHARAM, T. G. Seismic site classification and correlation between standard penetration test values and shear wave velocity of Lucknow City in Indo-Gangetic Basin. *Pure and Applied Geophysics*. 2012.

ATHANASOPOULOS, G. A. Empirical correlations Vs-NSPT for soils of Greece: a comparative study of reliability, 1995. apud BELLANA, N. *Shear Wave Velocity as Function of SPT Penetration Resistance and Vertical Effective Stress at California Bridge Sites*. Master of Science in Civil and Environmental Engineering. University of California. Los Angeles. 2009.

BAOSHAN, Z. CHOPIN, L. Shear wave velocity and geotechnical properties of tailing deposits. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*. n. 26-27, p. 347-357. 1983.

BARROS, J.M.C. Dynamic shear modulus in tropical soils, São Paulo: 1997 apud FONSECA A. V. & COUTINHO R. Q. Characterization of residual soils. *Proc of 3rd Int'l Conf. on Site Characterization*. p. 195-248. Taipei, Taiwan, 2008.

BEHRESTAGHI, M.H.N.; SESHAGIRI RAO, K.; RAMAMURTHY, T. Engineering geological and geotechnical responses of schistose rocks from dam project areas in India. *Engineering Geology*. n. 44, p. 183-201. 1996.

BELLANA, N. *Shear Wave Velocity as Function of SPT Penetration Resistance and Vertical Effective Stress at California Bridge Sites*. Master of Science in Civil and Environmental Engineering. University of California. Los Angeles. 2009.

BELLOTTI, R, JAMIOLKOWSKI, M, LO PRESTI, D. C. F., O'NEILL, D. A. Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand. *Géotechnique*: 1996 apud CORREIA, A. G. *Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas*. Universidade do Minho – Portugal, p. 103-122. 2004.

BRENNER, R. P., GARCIA, V. K. and BLIGHT, G. E. Shear strength behaviour and the measurement of shear strength in residual soils. Rotterdam: 1997 apud REIS, M. R. *Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss*. In: Tese de Doutorado. São Carlos – SP. 2004.

BRINKGREVE, R. B. J., *Finite Element code for Soil and Rock Analyses – PLAXIS – 2D user's manual*. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2002.

BUZDUGAN, G. *Dynamique des fondations de machines*. Éditions Eyrolles. v. 61, Boulevard Saint Germain, Paris Veneza. 1972.

CARTER, VAL H. *Classificação de terras para irrigação*. Bureau of Reclamation do Brasil. Brasília. v.2 (Manual de Irrigação), 143 p. 2002.

CBDB-COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. Guia básico de segurança de barragens. São Paulo: 2001. apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

CELESTINO, T.B. Emprego de Modelos Matemáticos no Projeto de Fundações de Barragens de Concreto. São Paulo: 1983. apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

CORREIA, A. G. *Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas*. Universidade do Minho – Portugal, p. 103-122. 2004.

CRUZ, P. T. da. *100 Barragens Brasileiras. Casos Históricos, Materiais de Construção e Projeto*. Oficina de Textos. São Paulo, 1996.

DE CAMPOS, T.M.P.; CARRILLO, C.W. *Direct Shear Testing on an Unsaturated Soil from Rio de Janeiro*. 1995.

DEJONG, J. T. *Site Characterization – Guidelines for Estimating Vs Based on In-Situ Tests Stage 1 – Interim Report*. 2007.

DÍAZ-DEL OLMO, F.; ARTIGAS, R.C. *Karst tropical de colinas, tipología y evolución en el pliocuaternario en Republica Dominicana*. XI Reunión Nacional de Cuaternario. p. 123-128. 2003.

DIKMEN Ü. Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils. *Journal of Geophysics and Engineering*. 6, 61-72. 2009.

DOLAN, J.F., MULLINS, H.T., e WALD, D.J. Active Tectonics of the North-Central Caribbean: Oblique Colision, Strain Partitioning and Opposing Subducted Slabs. Special Paper 326. *Geological Society of America*. 1998

ESTEVA, L. *Seismicity*. In “*Seismic Risk and Engineering Decisions*”. Ed. C. Lommitz and E. Rosenblueth. Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 15. 1976.

FERNANDES, G.; SOBREIRA, F.G.; GOMES, R.C. *Caracterização geológico-geotécnica e proposta de estabilização da encosta do morro do curral – centro de artes e convenções de Ouro Preto*. Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Ouro Preto. MG. 2000.

FREITAS. A. C. *Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias*. Dissertação de Mestrado. UERJ. Rio de Janeiro, 231f. 2010.

FONSECA A. V. & COUTINHO R. Q. *Characterization of residual soils*. Proc of 3rd Int’l Conf. on Site Characterization: 195-248. Taipei, Taiwan, 2008.

GERSCOVICH, D. M. S. *Estabilidade de Taludes - Notas de Aula*. Universidade do Estado do Rio de Janeiro 2009.

GIBSON, R. E. & HENKEL, D. J. *Influence of duration of test at constant rate of strain on measured ‘drained strength’*. Géotechnique 4, No. 1, 6–15 - Unsaturated Soils - Alonso & Delage editors, A.A. Balkema Publishers. 1st. International Conference on Unsaturated Soils - Paris - Vol. I, pp.31-38. 1954.

GRISHIN, M. M. Hydraulic structures. Moscow: 1982. apud PASTORE, E.L. *Maçãos de solos saprolíticos como fundação de barragens de concreto-gravidade*. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. 1992.

GUIDICINI, G.; OLIVEIRA, A.M.S.; CAMARGO, F.P.; KAJI, N. Um método de classificação geotécnica preliminar de meios rochosos. In: Semana Paulista de Geologia Aplicada, 4, São Paulo, 1972, p.275-282. apud ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. *Geologia de engenharia*. São Paulo. 5° Ed, 586p. 1998.

GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

HANUMANTHARAO, C., RAMANA, G. V. *Dynamic soil properties for microzonation of Delhi, India*. Journal of Earth Syst. Sci. India, v. 117, n 2, p. 719-730. 2008.

HASANCEBI, N. & ULUSAY, R. Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. *Bulletin Engineering Geology Environment*. v. 66, p. 203-213. 2007.

HASANCEBI, N., ULUSAY, R. Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. Bull Eng Geol Environ: 2007 apud MAHESWARI, R. U. et al. Use of Surface Waves in Statistical Correlations of Shear Wave Velocity and Penetration Resistance of Chennai Soils. *Geotech Geol Eng* v. 28, p. 119–137. 2010.

HOLZER, T. L., BENNETT, M. J., NOCE, T. E., TINSLEY III, J. C. *Shear-wave velocity of surficial geologic sediments in northern California: statistical distributions and depth dependence*. Earthquake Spectra. v. 21, p.161-177. 2005.

KALTEZIOTIS, N., SABATAKAKIS, N., VASSILIOU, J., 1992. Evaluation of dynamic characteristics of Greek soil formations. In: *Second Hellenic Conference on Geotechnical Engineering* v. 2, p. 239–246 (in Greek).

KULKARNI, M. P., PATEL, A., SINGH, D. N. Application of shear wave velocity for characterizing clays from coastal regions. *KSCE Journal of Civil Engineering* v. 14(3), p. 307-321. 2010.

IYISAN, R. Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test result. *Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers*, v. 7(2) p. 1187-1199 (in Turkish). 1996.

IMAI, T. P-and S-wave velocities of the ground in Japan. Japan: 1977 apud MAHESWARI, R. U. et al. Use of Surface Waves in Statistical Correlations of Shear Wave Velocity and Penetration Resistance of Chennai Soils. *Geotech Geol Eng* v. 28, p. 119–137. 2010.

IMAI, T. TONOUCHE, K. *Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus*. Proceedings of the 2nd European symposium of penetration testing, Amsterdam, 67-72. 1982

IPT. Estudos geológico-geotécnicos para caracterização e classificação de maciços rochosos para projetos de engenharia (túneis, lavra a céu aberto e barragens). São Paulo: 1984 apud ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. *Geologia de engenharia*. São Paulo. 5° Ed, 586p. 1998.

JAFARI, M. K., SHAFIEE, A., RAMZKHAH, A. Dynamic properties of the fine grained soils in South of Tehran. 2002 apud MAHESWARI, R. U. et al. Use of Surface Waves in

Statistical Correlations of Shear Wave Velocity and Penetration Resistance of Chennai Soils. *Geotech Geol Eng* v. 28 p. 119–137. 2010.

JANSEN, R. B. Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation. New York : 1988 apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

JAPAN ROAD ASSOCIATION. Specification and interpretation of bridge design for highway – Part V: resilient design. 1980 apud MAHESWARI, R. U. et al. Use of Surface Waves in Statistical Correlations of Shear Wave Velocity and Penetration Resistance of Chennai Soils. *Geotech Geol Eng* 28:119–137. 2010.

LACERDA, W. A. & MAHLER, C. F. *Comentários sobre as deformações de barragens de terra durante e após a construção analisadas pelo método dos elementos finitos*. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. II. São Paulo. SP. 1973.

LANE, E. W. Security from under-seepage-masonry dams on earth foundations. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1935 apud PASTORE, E.L. *Maçãos de solos saprolíticos como fundação de barragens de concreto-gravidade*. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. 1992.

LEÃO, M. F. *Modelagem geológico-geomecânica da Barragem San Juan, República Dominicana*. In: Dissertação de Mestrado. UFRJ. Rio de Janeiro – RJ. 2011.

LEE, S. H. H. Regression models of shear wave velocities. J Chinese Insti Eng 1990 apud MAHESWARI, R. U. et al. Use of Surface Waves in Statistical Correlations of Shear Wave Velocity and Penetration Resistance of Chennai Soils. *Geotech Geol Eng* 28:119–137. 2010.

LEE, S.H.H. Analysis of the Multicollinearity of Regression Equations of Shear Wave Velocities. Soils and Foundations: 1992 apud DEJONG, J. T. *Site Characterization – Guidelines for Estimating Vs Based on In-Situ Tests Stage 1 – Interim Report*. 2007.

LIMA, J. *Simulação numérica do processo de alteamento de áreas de deposição de resíduos pelo método a montante*. 16 f.: il. Dissertação de Mestrado. 2008

LOPES, M.da C.; LANA,M.S.; RIBEIRO, L.F.M.; SILVA, C.H.C. Comportamento geotécnico de rochas brandas na mina Córrego do Sítio, Santa Bárbara (MG). *R. esc. Minas, Ouro Preto*. n.60, v. 3, p. 471-476. MG. 2007.

MACIEL, I.C.Q. Aspectos microestruturais e propriedades geomecânicas de um perfil de solo residual de gnaiss facoidal. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 1991 apud PASTORE, E.L. *Maçãos de solos saprolíticos como fundação de barragens de concreto-gravidade*. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. 1992.

MADIAI, C. & SIMONI, G. Shear wave velocity-penetration resistance correlation for Holocene and Pleistocene soils of na área in central Italy. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. ISC-2, 1687-1684. 2004.

MAHESWARI, R. U. et al. Use of Surface Waves in Statistical Correlations of Shear Wave Velocity and Penetration Resistance of Chennai Soils. *Geotech Geol Eng.* v.28p. 119–137. 2010.

MOLLAT, H., WAGNER, B. M., CEPEK P. & WEISS W. *Mapa Geológico de la República Dominicana* 1:250.000, Texto Explicativo. 2004.

NEIC; National Earthquake Information Center. 2015. Disponível em: <<http://www.usgs.gov>>. Acesso em: 18 fev. 14:07:50. 2015

NETER, J.; WASSERMAN, W.; WHITMORE, G.A. *Applied Statistics*. BOSTON. 1982 apud FREITAS. A. C. *Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias*. Dissertação de Mestrado. UERJ. Rio de Janeiro, 231f. 2010.

NGDC; National Geophysical Data Center. 2015. Disponível em: <<http://www.ngdc.noaa.gov>>. Acesso em: 18 fev. 14:23:07. 2015

NOAA; National Oceanic and Atmospheric Administration. 2015 Disponível em: <<http://www.noaa.gov>>. Acesso em: 18 fev. 14:15:08. 2015

OLIVEIRA, F.F.de; SOUSA JR, L.C. e PEDROSO, L.J..Avaliação de tensões e estabilidade em barragens de concreto pelo método de gravidade. Brasília: 2002 apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

OGUNSANWO, O. Influence of schistosity on the strength and wave velocity characteristics of a mica schist saprolite. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*. v. 43, p. 75-79. 1991.

ÖZSAN, A.; KARPUZ. C. Geotechnical rock-mass evaluation of the Anamur dam site, Turkey. *Engineering Geology*. n. 42, p. 5-70. 1996.

OHTA, Y., and GOTO, N., Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*: 1978 apud DEJONG, J. T. *Site Characterization – Guidelines for Estimating Vs Based on In-Situ Tests Stage 1 – Interim Report*. 2007.

PACHECO, M.P.; LIMA, L. S. A. Um critério estatístico para a interpretação de ensaios geotécnicos. São Paulo: 1986 apud FREITAS. A. C. *Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias*. Dissertação de Mestrado. UERJ. Rio de Janeiro, 231f. 2010.

PASTORE, E.L. *Maçãos de solos saprolíticos como fundação de barragens de concreto-gravidade*. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. 1992.

PDE; Historical & Preliminary Data. 2015. Disponível em: <<http://www.usgs.gov>>. Acesso em: 18 fev. 15:01:04. 2015

PEDROSO, L.J.; SILVA,S.F.; SOUSA Jr., L.C. *Avaliação preliminar da segurança sísmica de um perfil típico em barragem de concreto gravidade*. In: XXVI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Comitê Brasileiro de Barragens. Goiania. GO. 2005.

PEÑA, F. J. R. *Elastic properties of sedimentary anisotropic rocks*. Master of Degree at Massachusetts Institute of Technology. Venezuela. 1989.

PFAFSTETTER,O. *Critério para a avaliação da estabilidade de barragens de gravidade*. In: II SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. I. São Paulo. SP. 1963.

PINHO, A. B. *Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência – o flysch do baixo Alentejo*. In: Tese de Doutorado. Évora – Portugal. 2003.

PITILAKIS, K., RAPTAKIS, D., LONTZETIDIS, K., TIKA-VASSILIKOU, T., JONGMANS, D. Geotechnical and geophysical description of euro-seistest using field and laboratory tests and moderate strong ground motions. *J Earthq Eng*: 1999 apud MAHESWARI, R. U. et al. *Use of Surface Waves in Statistical Correlations of Shear Wave Velocity and Penetration Resistance of Chennai Soils*. *Geotech Geol Eng* v. 28 p. 119–137. 2010.

PITILAKIS K. D., ANASTASIADIS, S. A. J. and RAPTAKIS, D. G. *Field and laboratory determination of dynamic properties of natural soil deposits*. Proc. 10th World Conf. Earthquake Engg., Rotherdam, p. 1275–1280. 1992.

PRADO, R.L. O ensaio sísmico entre furos ("crosshole") no estudo de maciços terrosos e rochosos. São Paul: 1994 apud TAIOLI, F. Comportamento elástico dinâmico da Formação São Paulo. *Revista Brasileira de Geociências*. v. 29 n. 4, p. 657-662. 1999.

PRESS, F. Seismic velocities. *Geol. Soc. Amer.*: 1966 apud OGUNSANWO, O. Influence of schistosity on the strength and wave velocity characteristics of a mica schist saprolite. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*. v. 43, p. 75-79. 1991.

RAPTAKIS, D. G., ANASTASIADIS, S. A. J., PITILAKIS, K. D. and LONTZETIDIS K. S. *Shear wave velocities and damping of Greek natural soils*; Proc. 10th European Conf. Earthquake Engg., Vienna, p. 477–482. 1995.

REIS, M. R. *Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss*. In: Tese de Doutorado. São Carlos – SP. 2004.

República Dominicana. Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones. Departamento de Normas, Reglamentos y Sistemas. *Recomendaciones provisionales para el análisis sísmico de estructuras: Ejemplos de aplicación*. 43 p. nov. 1981.

ROCHA, M. Presentes possibilities of studying foundations of concrete dams. Lisboa, Portugal: 1974 apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

ROCHA, M. Alguns Problemas Relativos à Mecânica das Rochas dos Materiais de Baixa Resistência. Lisboa: 1977 apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de*

barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

RODRIGUES, F.P. Ministério de obras públicas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. *Anisotropy of rocks most probable surfaces of the ultimate stresses and of the moduli of elasticity*. n.380. LISBOA. 1971.

RUIZ; M. D. *O papel da mecânica das rochas no estudo de fundações de grandes barragens*. IPT. n. 800. São Paulo. 1968.

SANDRONI, S. S. Young metamorphic residual soil. Chile: 1991, apud VELLOSO, D. A., LOPEZ, F. R. *Fundações – Vol. 1*. Editora: COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro – RJ, 281 p. 1996.

SILVEIRA, A.F.da; PEDRO, J.O. e ALMEIDA, L.T.dos S. Estudo da influência da heterogeneidade da fundação sobre a distribuição de tensões em contrafortes de barragens de abóbadas múltiplas de grandes vãos. Lisboa: 1974 apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

SONDOTÉCNICA. *Relatório Técnico*. Não publicado. Rio de Janeiro. 2009.

SOWERS, G. F. Engineering properties of residual soils derived from igneous and metamorphic rocks. São Paulo: ISRM: ABMS,1963 apud PASTORE, E.L. *Maciços de solos saprolíticos como fundação de barragens de concreto-gravidade*. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. 1992.

SOUZA, W. J.; MARQUES, E. A. G. *Caracterização geomecânica e análise da estabilidade de taludes da Mina Casa de Pedra, Brasil*. In: VII Congresso Nacional de Geotecnia. {19xx}.

STOKOE K.H. and RICHART F.E., In situ and laboratory shear wave velocities. Moscow: 1983 apud OGUNSANWO, O. Influence of schistosity on the strength and wave velocity characteristics of a mica schist saprolite. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*. v. 43, p. 75-79. 1991.

SUN, C. G. Correlations Between Shear Wave Velocity and In-Situ Penetration Test Results for Korean Soil Deposits. *Pure Appl. Geophys*. Springer Basel AG DOI 10.1007/s00024-012-0516-2. 2012.

SYKORA, D.E. and STOKOE, K.H. Correlations of in-situ measurements in sands of shear wave velocity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* :1983 apud UMA MAHESWARI, R. BOOMINATHAN, A. DODAGOUDAR, G. R. *Development of empirical correlation between shear wave velocity and standard penetration resistance in soils of Chennai City*. 14th World Conference on Earthquake Engineering. China. 2008.

TAIOLI, F. Comportamento elástico dinâmico da Formação São Paulo. *Revista Brasileira de Geociências*. 29(4), 657-662. 1999.

THAKER, T. P. & RAO, K. S. *Development of statistical correlations between shear wave velocity and penetration resistance using MASW technique*. Pan-Am CGS Geotechnical Conference. India 2011.

TSIANMBAOS, G. & SABATAKAKIS, N. Empirical estimation of shear wave velocity from in situ test son soil formations in Greece. *Bulletin Engineering Geology Environment* v. 70,p. 291-297. 2011.

UMA MAHESWARI, R. BOOMINATHAN, A. DODAGOUDAR, G. R. *Development of empirical correlation between shear wave velocity and standard penetration resistance in soils of Chennai City*. 14th World Conference on Earthquake Engineering. China. 2008.

_____. Use of surface in statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance of Chennai soils. *Geotechnical Geology Engineering*. 28, 119-137. 2010.

UNIVERSIDAD DEL CAUCA; *Presas rígidas de concreto de tipo gravedad*. {20--}. Disponível em: <http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/presas_rigidas.pdf>. Acesso em: 26 out. 15:52:06. 2014

U.S. BUREAU OF RECLAMATION. Design of Gravity Dams. Denver: 1976 apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

_____. Design of Small Dams. Denver, 1987 apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. EM 1110-2-2200 - Engineering and Design - Gravity Dam Design. Washington DC: 1995 apud GUTSTEIN, D. *Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos*. In: Tese de Mestrado. Florianópolis – SC. 2003.

USGS; United States Geological Survey. 2015. Disponível em: <<http://www.usgs.gov>>. Acesso em: 18 fev. 14:07:06. 2015

VELLOSO, D. A., LOPEZ, F. R. *Fundações – Volume 1*. Editora: COPPE/ UFRJ. Rio de Janeiro – RJ, 281 p. 1996.

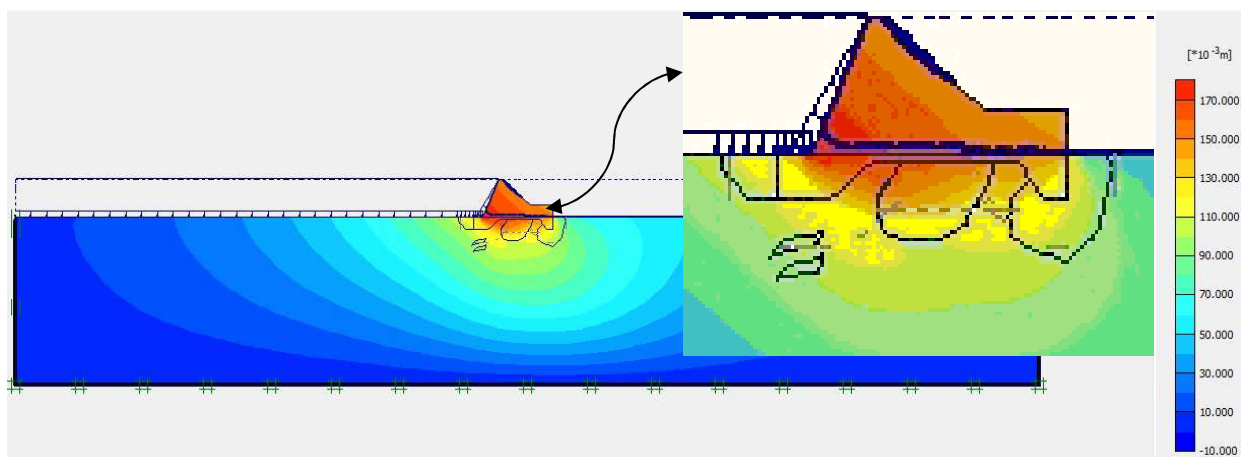
VERDEJA, E. *Estudio de Amenaza Sísmica de La República Dominicana*. República Dominicana. 2004. Não publicado.

VIANA DA FONSECA, A. Geomechanics in Residual Soils from Porto Granite. Criteria for the Design of Shallow Foundations. Porto: 1996 apud FONSECA A. V. & COUTINHO R. Q. *Characterization of residual soils*. Proc of 3rd Int'l Conf. on Site Characterization: 195-248. Taipei, Taiwan, 2008.

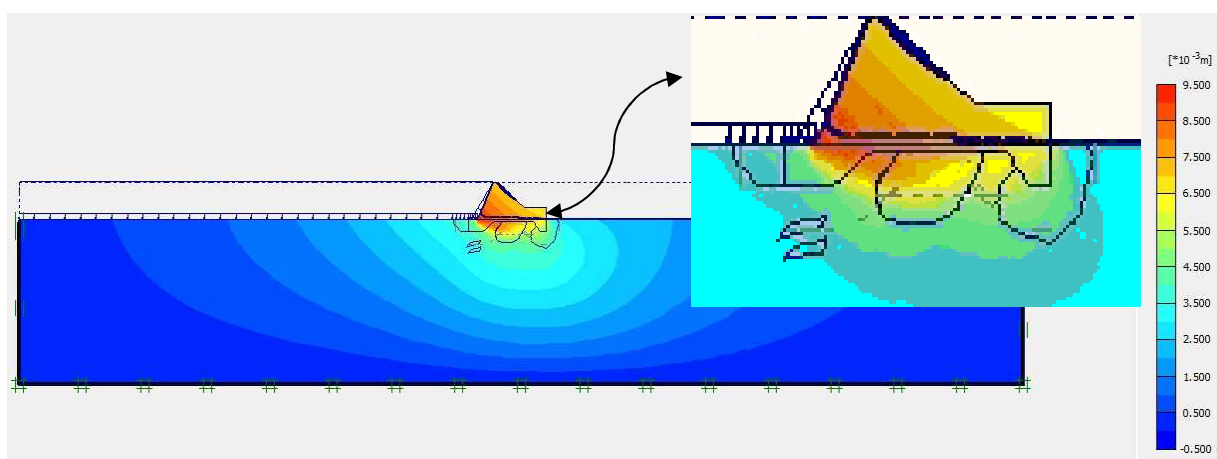
VIANA DA FONSECA, A., CARVALHO, J., FERREIRA, C., SANTOS, J. A., ALMEIDA, F., PEREIRA, E., FELICIANO, J., GRADE, J. & OLIVEIRA, A. Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical, and mechanical testing techniques. *Geotechnical and Geological Engineering* Netherlands apud FONSECA A. V. & COUTINHO R. Q. Characterization of residual soils. *Proc of 3rd Int'l Conf. on Site Characterization*: 195-248. Taipei, Taiwan, 2008.

APÊNDICE – MODELAGENS REALIZADAS NO PLAXIS 2D

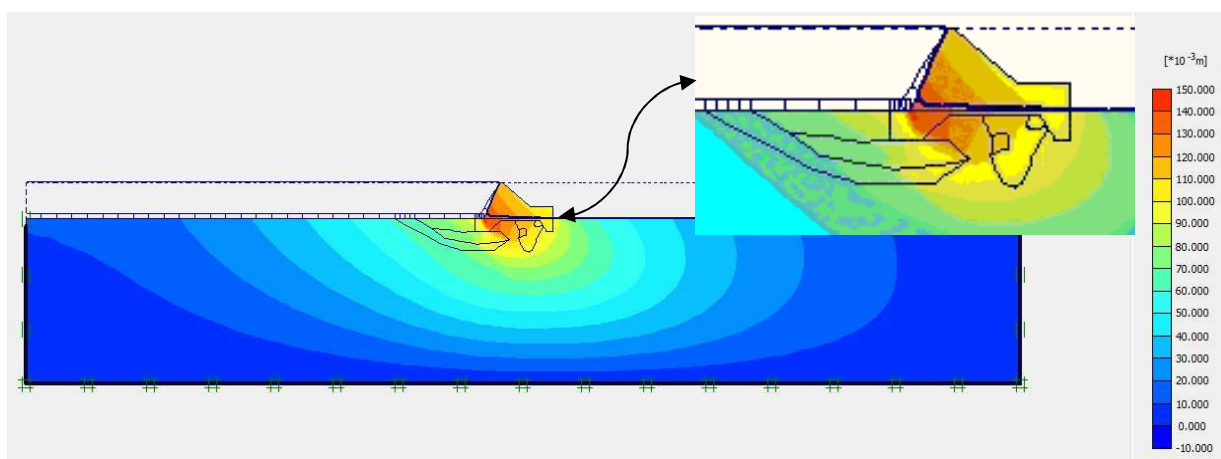
Apêndice A – Deslocamentos totais para o bloco 4 (Seção 4.1)



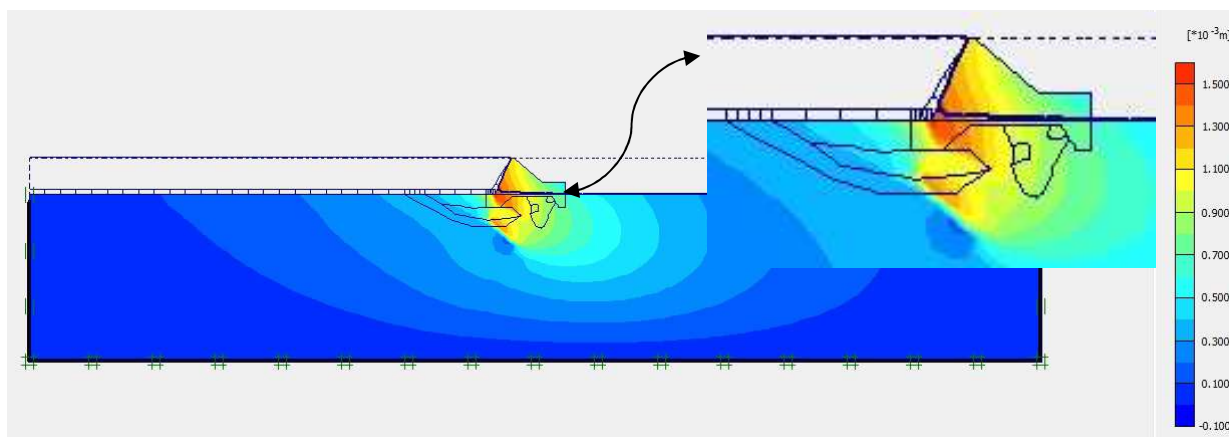
Apêndice B – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco 4 (Seção 4.1)



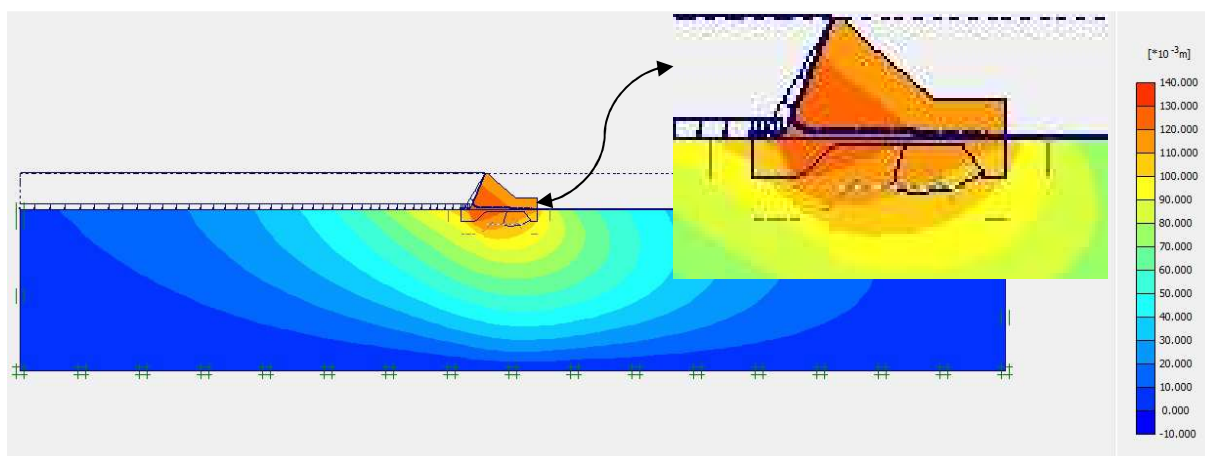
Apêndice C – Deslocamentos totais para o bloco 4 (Seção 4.2)



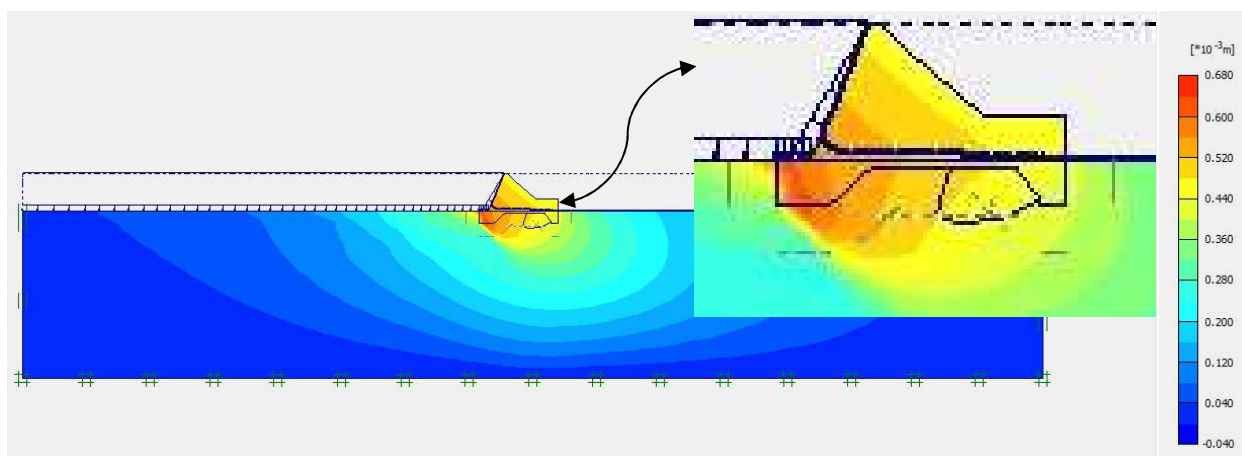
Apêndice D – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco 4 (Seção 4.2)



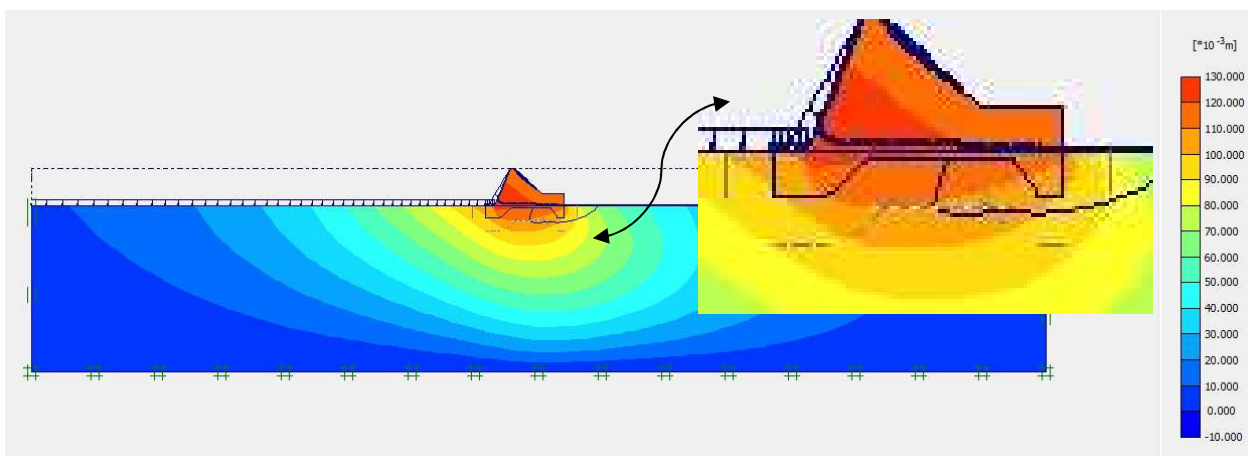
Apêndice E – Deslocamentos totais para o bloco 9 (Seção 9.1)



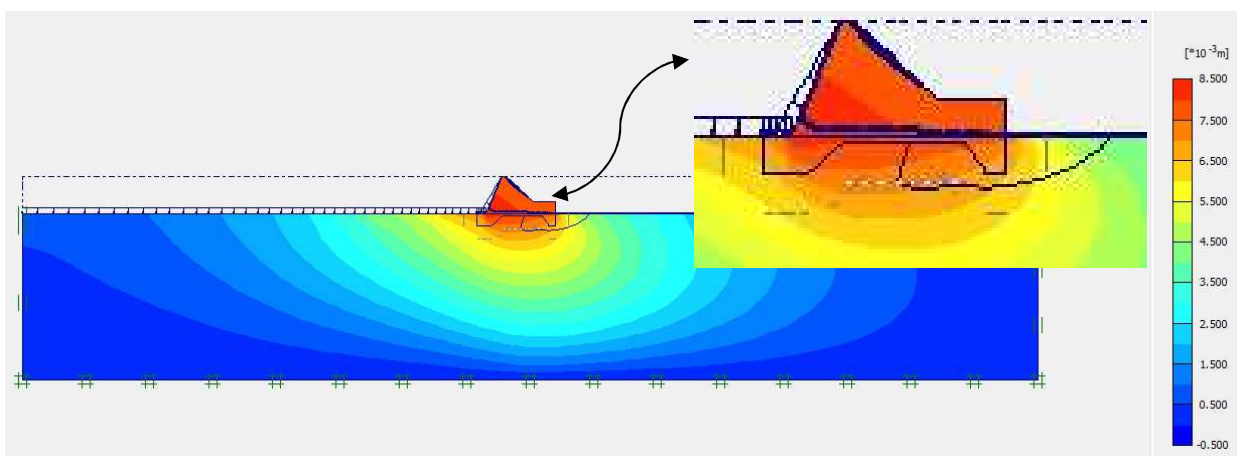
Apêndice F – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco 9 (Seção 9.1)



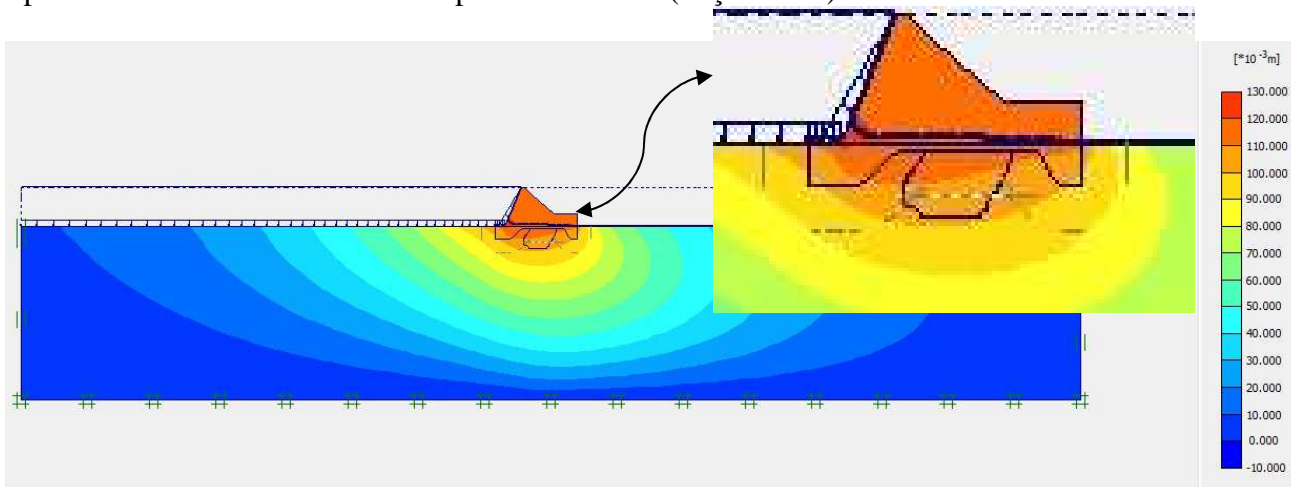
Apêndice G – Deslocamentos totais para o bloco 9 (Seção 9.2)



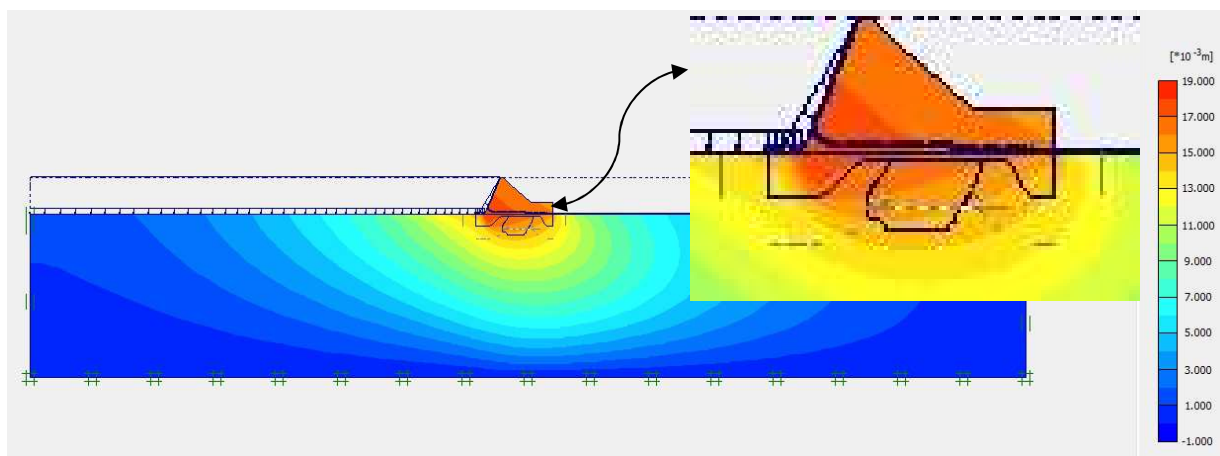
Apêndice H – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco 9 (Seção 9.2)



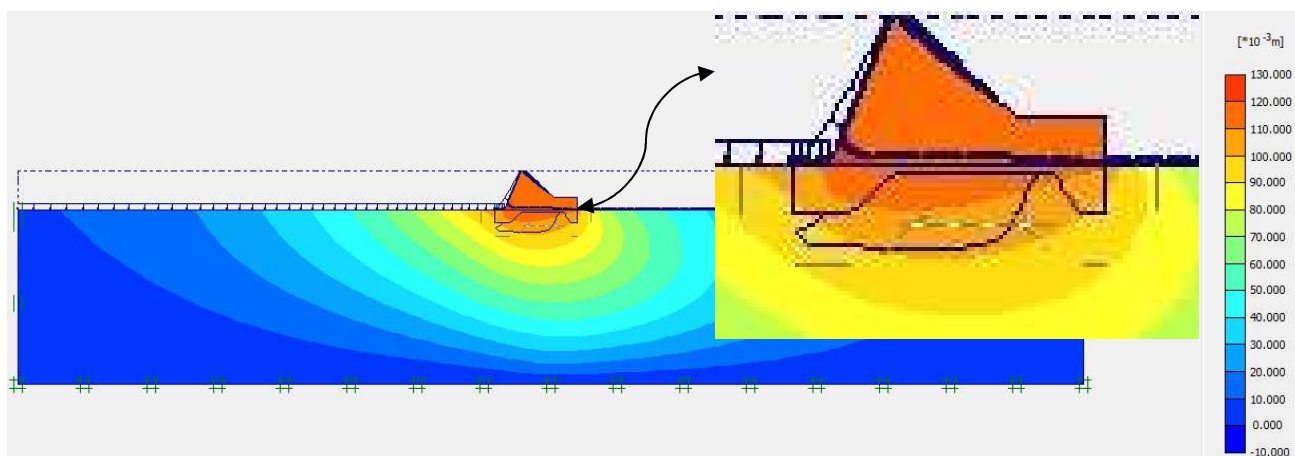
Apêndice I – Deslocamentos totais para o bloco A2 (Seção A2.1)



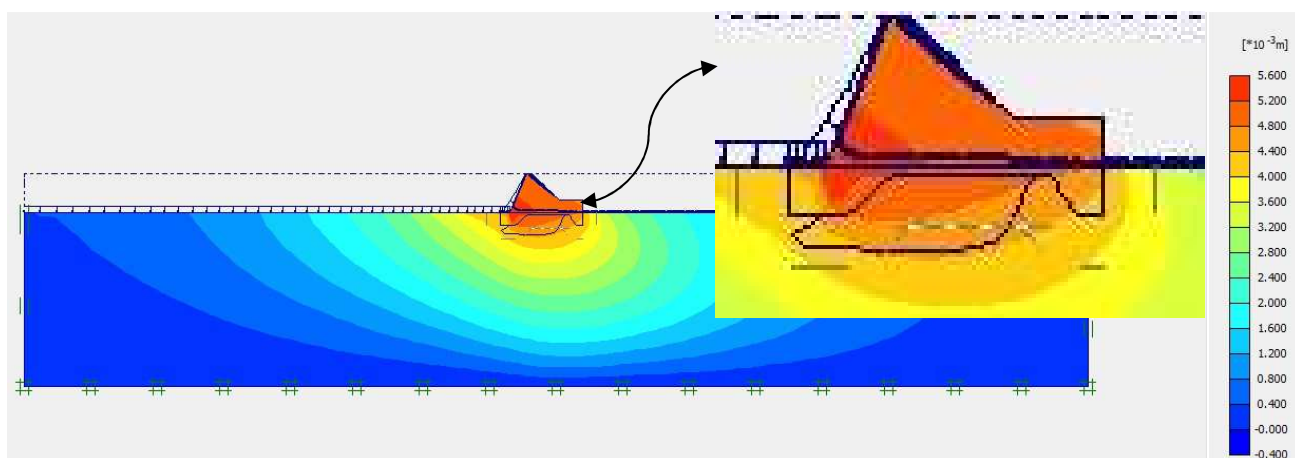
Apêndice J – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco A2 (Seção A2.1)



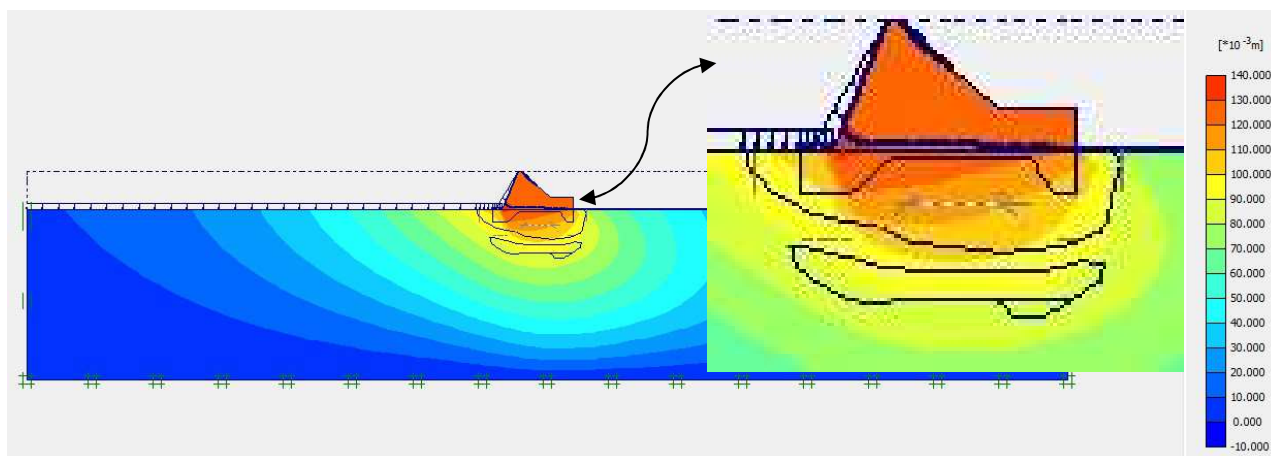
Apêndice K – Deslocamentos totais para o bloco A2 (Seção A2.2)



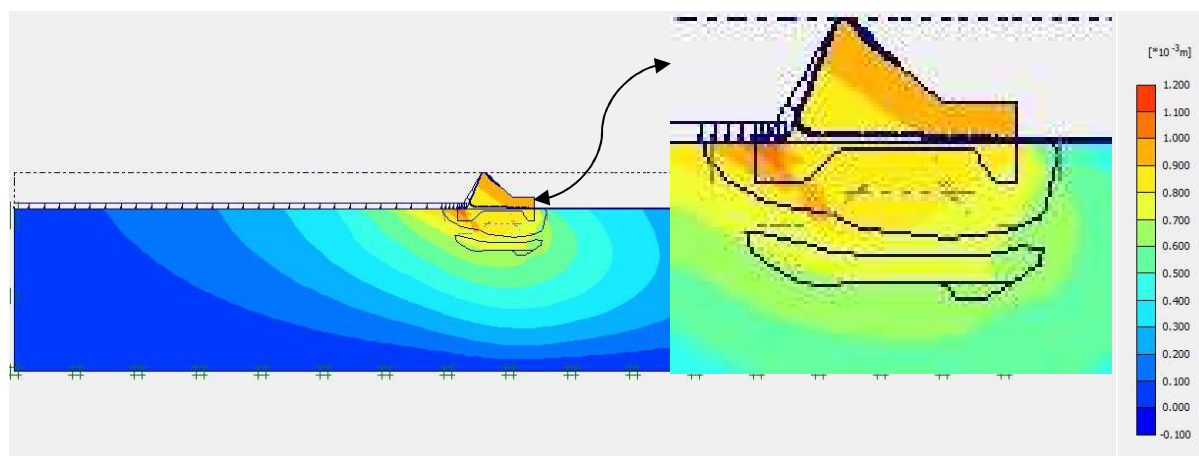
Apêndice L – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco A2 (Seção A2.2)



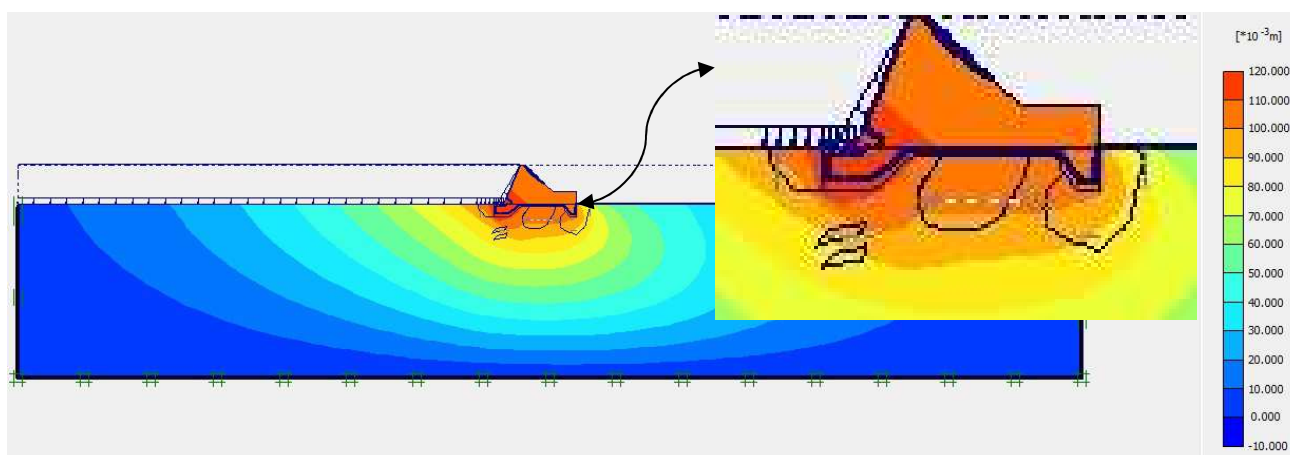
Apêndice M – Deslocamentos totais para o bloco A2 (Seção A2.4)



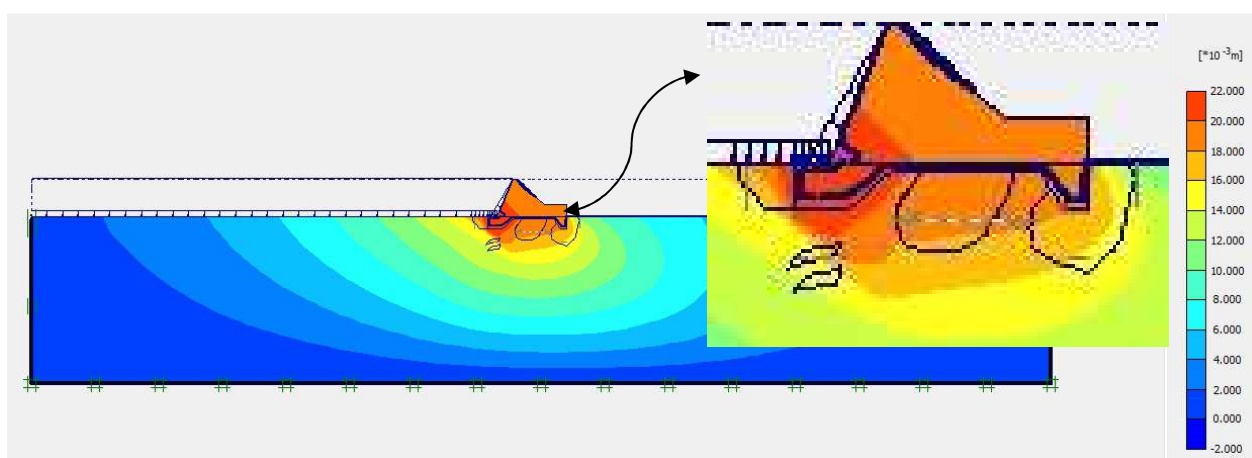
Apêndice N – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco A2 (Seção A2.4)



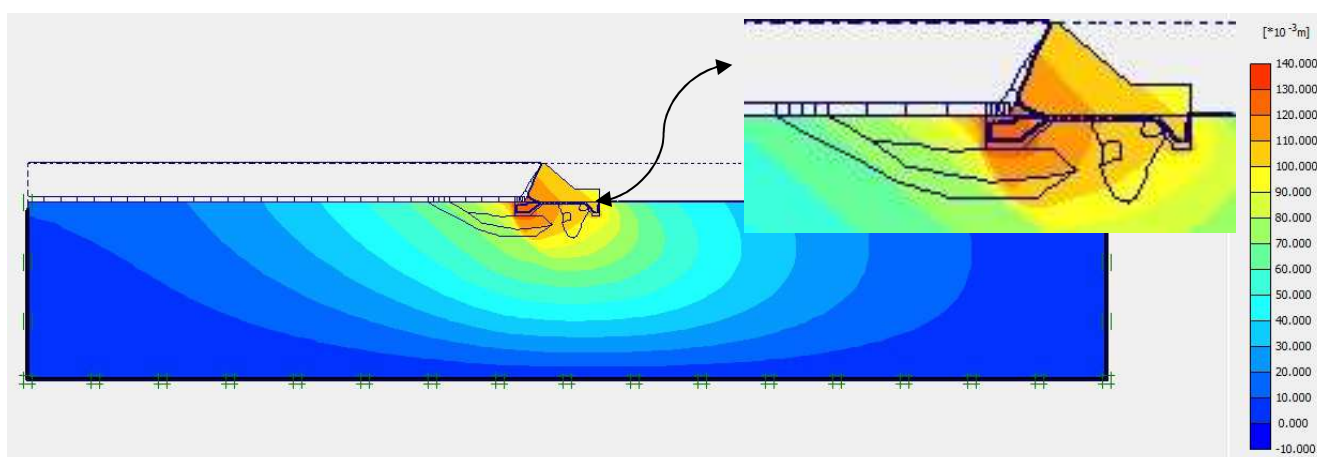
Apêndice O – Deslocamentos totais para o bloco 4 (Seção 4.1), condição com dentes de fundação



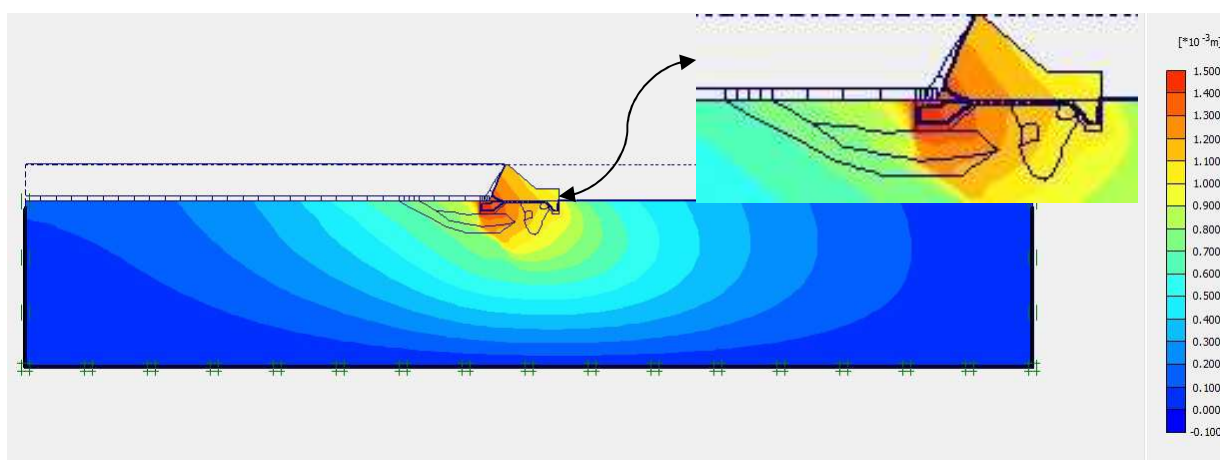
Apêndice P – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco 4 (Seção 4.1), condição com dentes de fundação



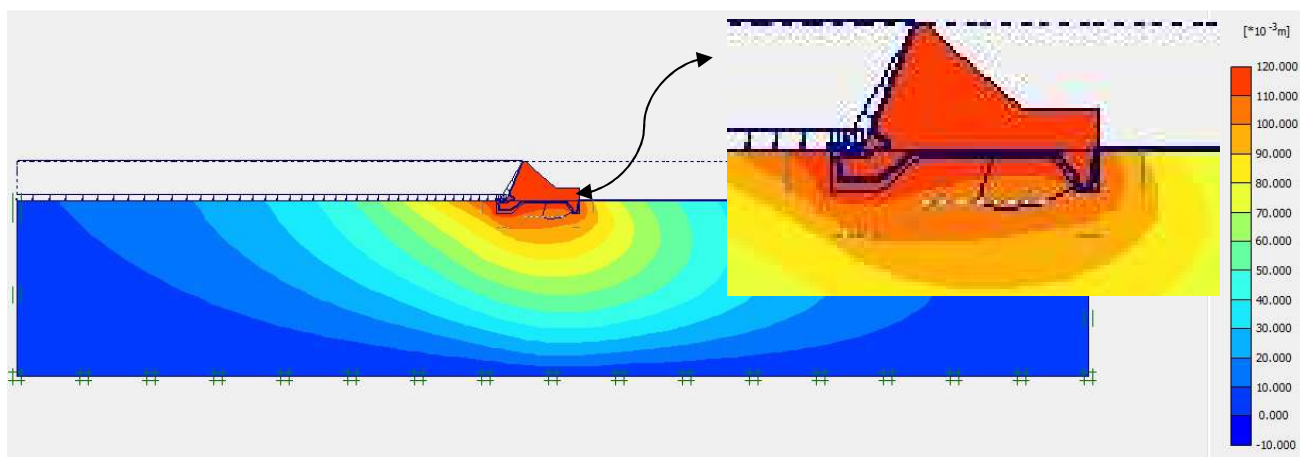
Apêndice Q – Deslocamentos totais para o bloco 4 (Seção 4.2), condição com dentes de fundação



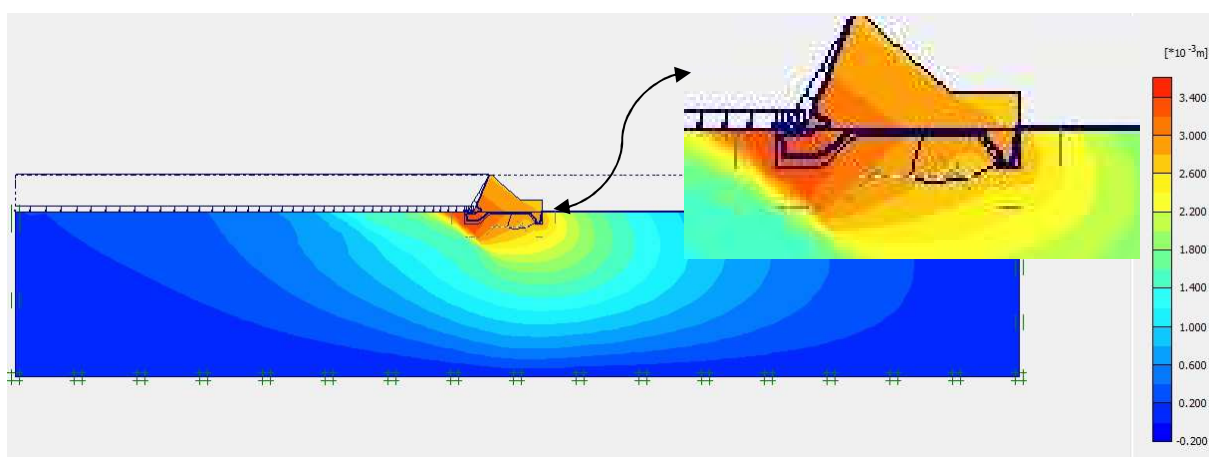
Apêndice R – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco 4 (Seção 4.2), condição com dentes de fundação



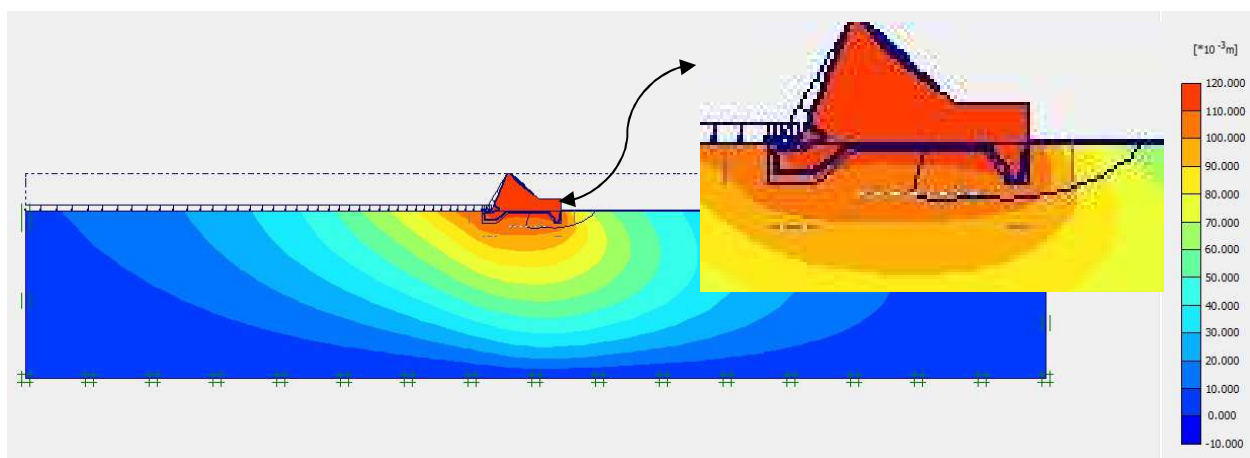
Apêndice S – Deslocamentos totais para o bloco 9 (Seção 9.1), condição com dentes de fundação



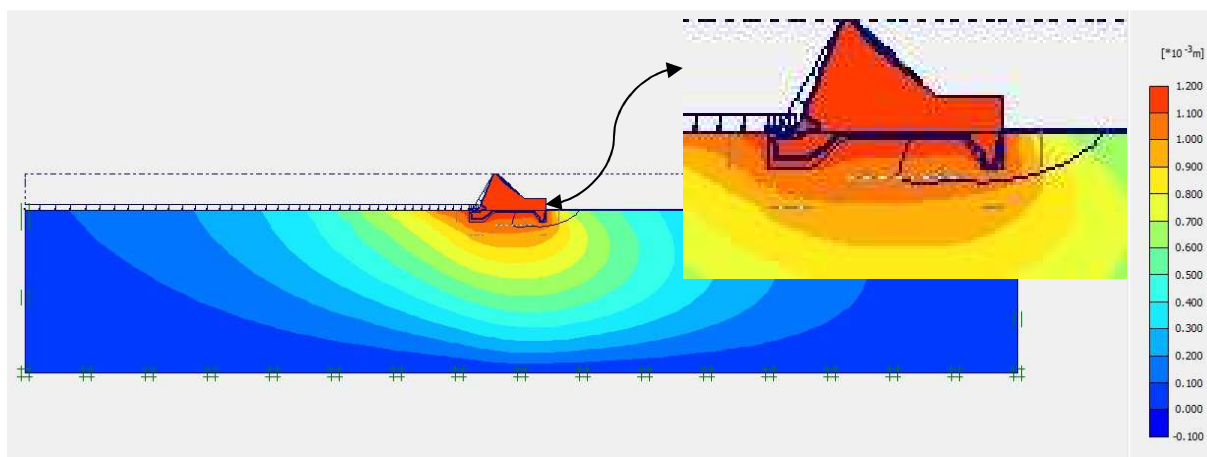
Apêndice T – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco 9 (Seção 9.1), condição com dentes de fundação



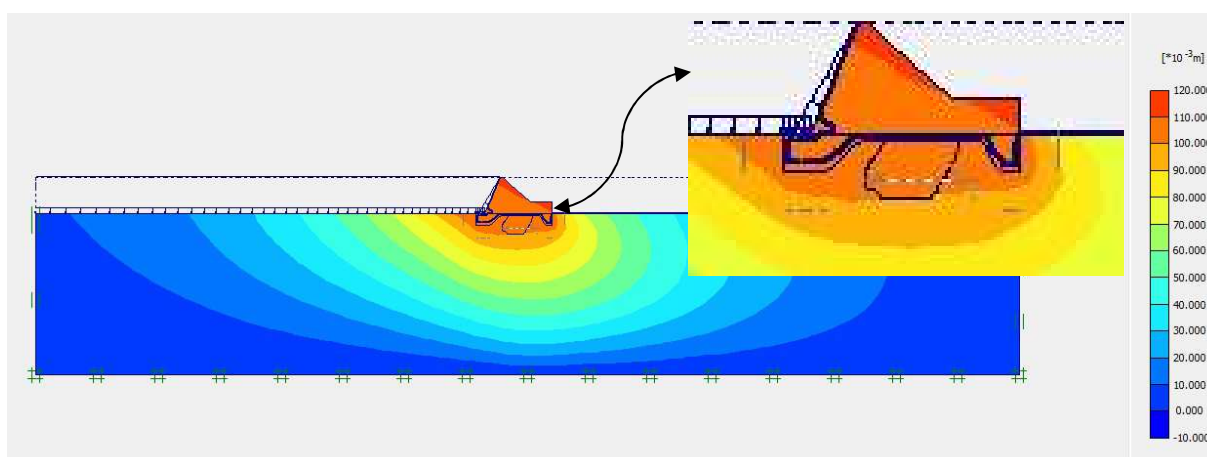
Apêndice U – Deslocamentos totais para o bloco 9 (Seção 9.2), condição com dentes de fundação



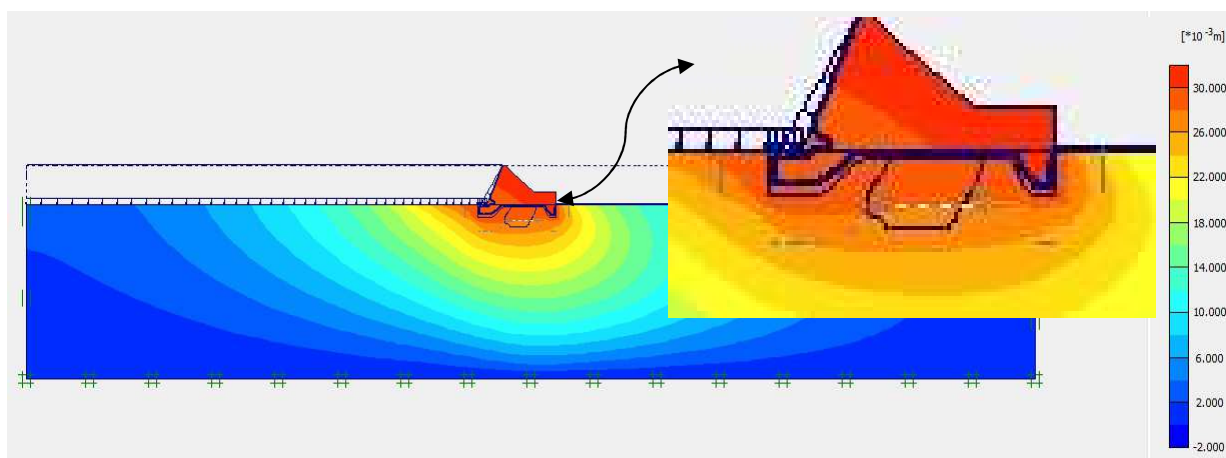
Apêndice V – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco 9 (Seção 9.2), condição com dentes de fundação



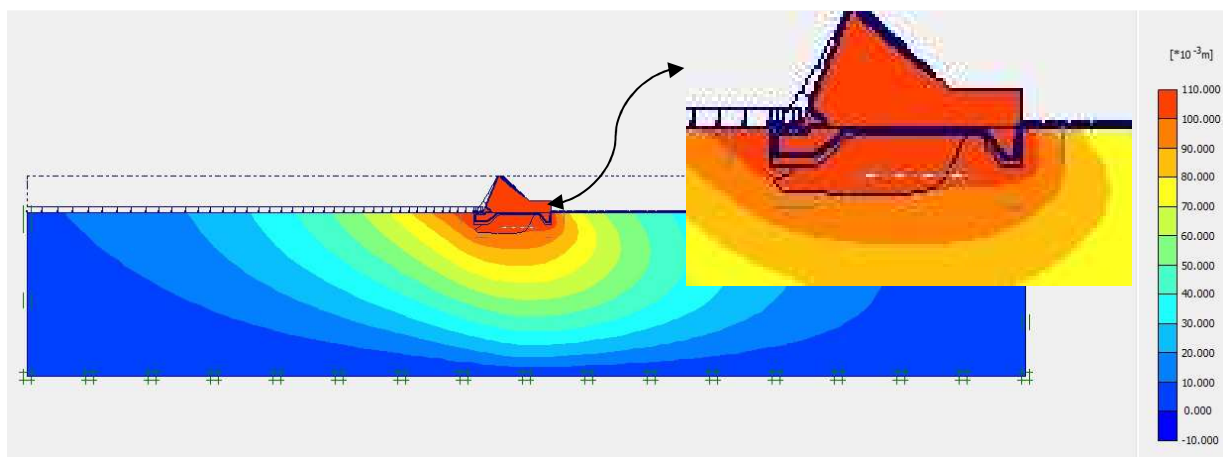
Apêndice W – Deslocamentos totais para o bloco A2 (Seção A2.1), condição com dentes de fundação



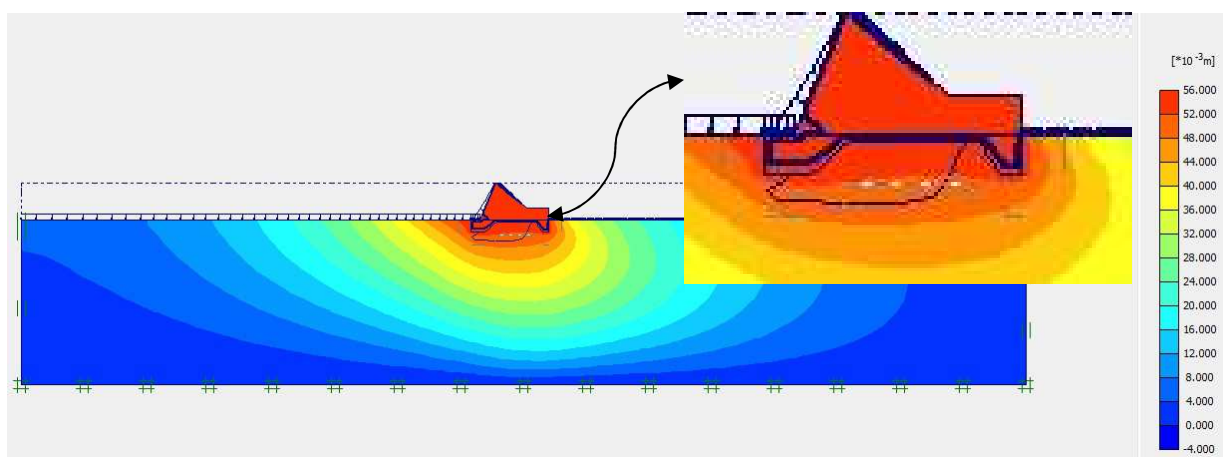
Apêndice X – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco A2 (Seção A2.1), condição com dentes de fundação



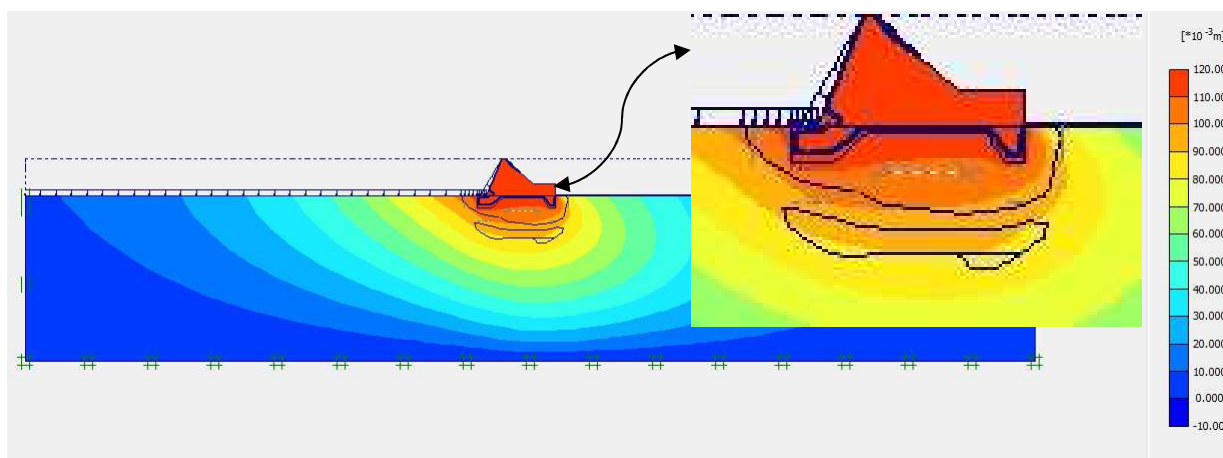
Apêndice Y – Deslocamentos totais para o bloco A2 (Seção A2.2), condição com dentes de fundação



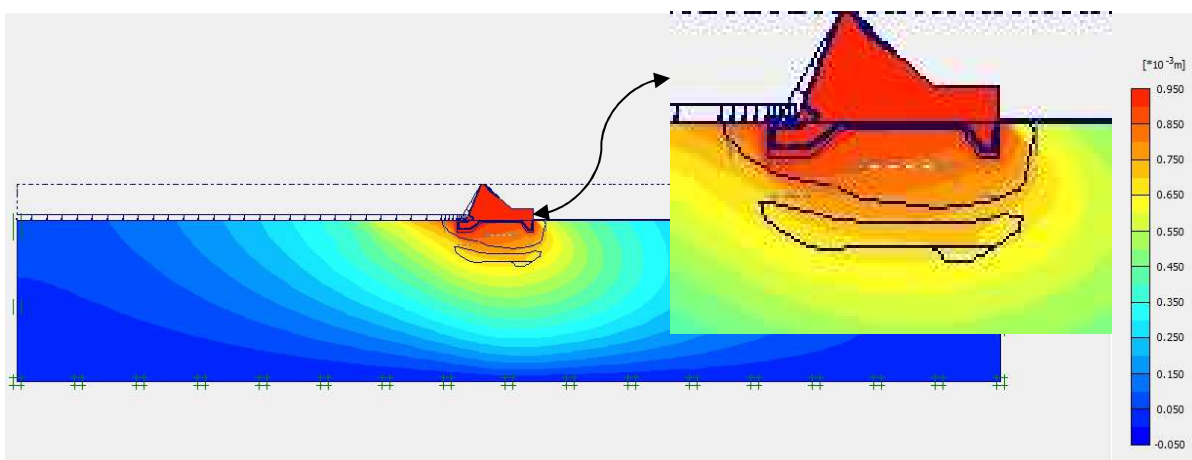
Apêndice Z – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco A2 (Seção A2.2), condição com dentes de fundação



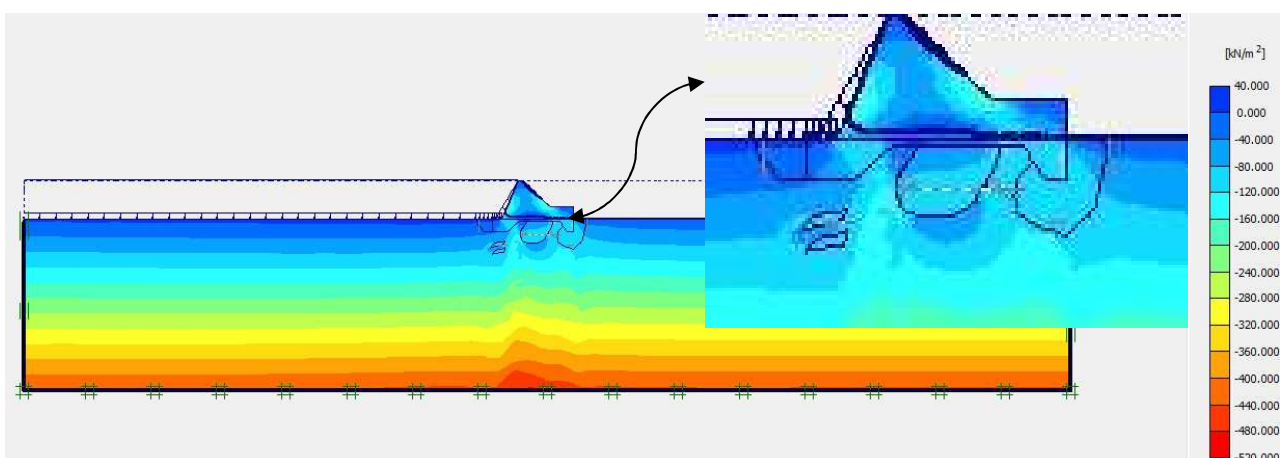
Apêndice AA – Deslocamentos totais para o bloco A2 (Seção A2.4), condição com dentes de fundação



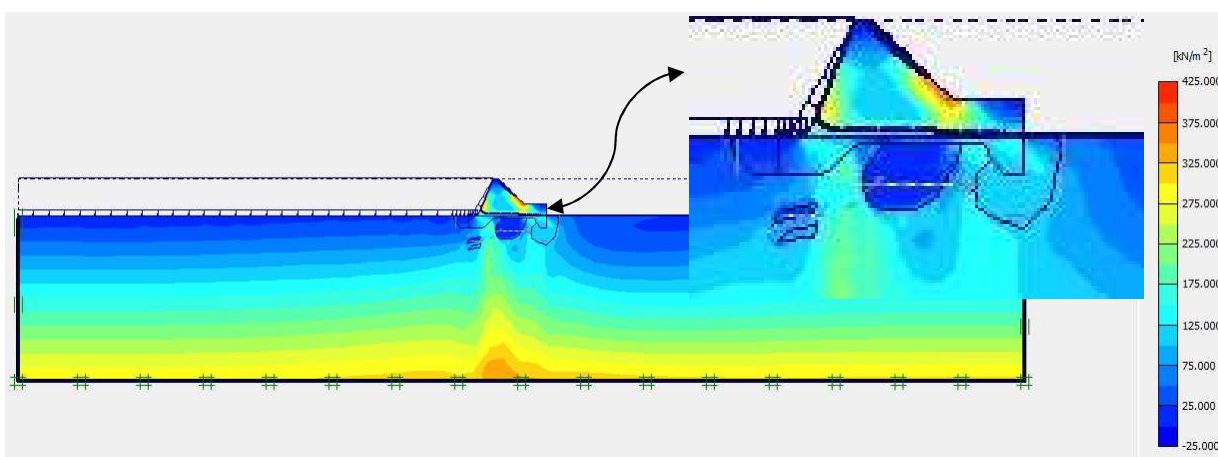
Apêndice BB – Deslocamentos totais (incremento) para o bloco A2 (Seção A2.4), condição com dentes de fundação



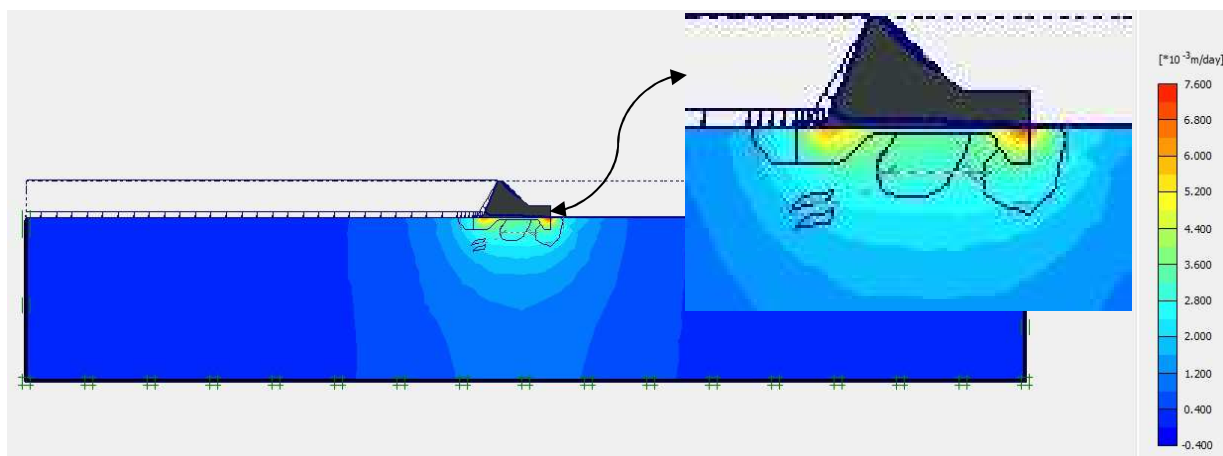
Apêndice CC – Tensão efetiva principal para o bloco 4 (Seção 4.1)



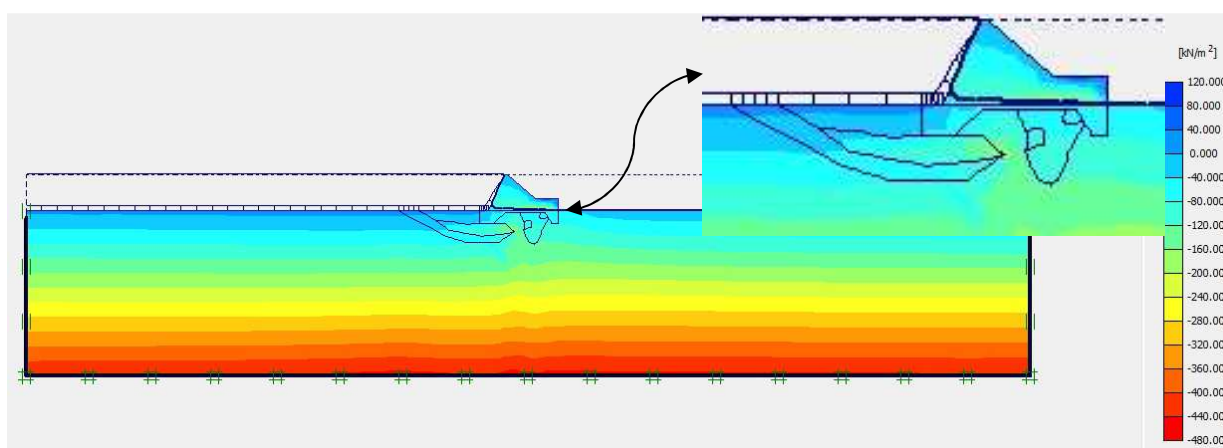
Apêndice DD – Tensão total principal para o bloco 4 (Seção 4.1)



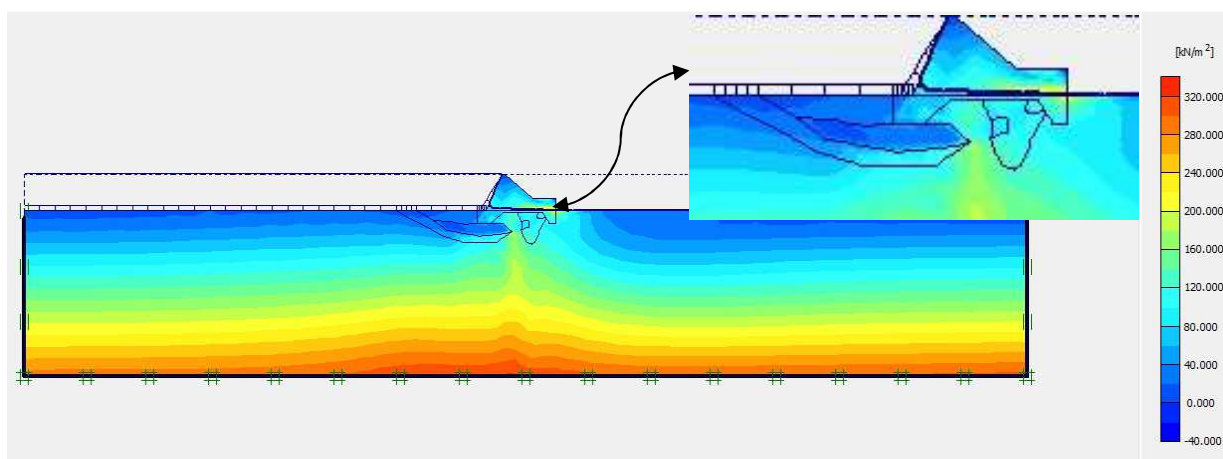
Apêndice EE – Velocidades de escoamento para o bloco 4 (Seção 4.1)



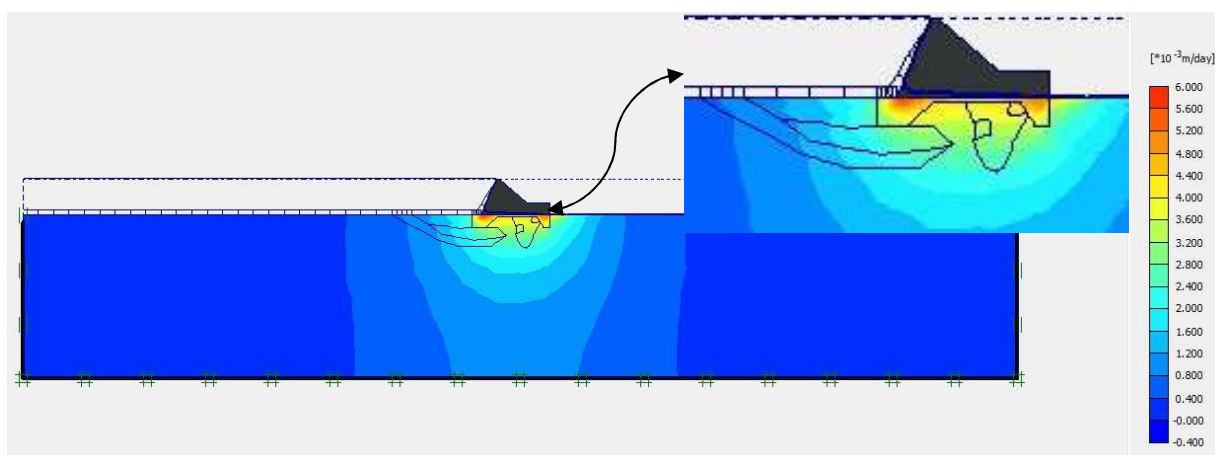
Apêndice FF – Tensão efetiva principal para o bloco 4 (Seção 4.2)



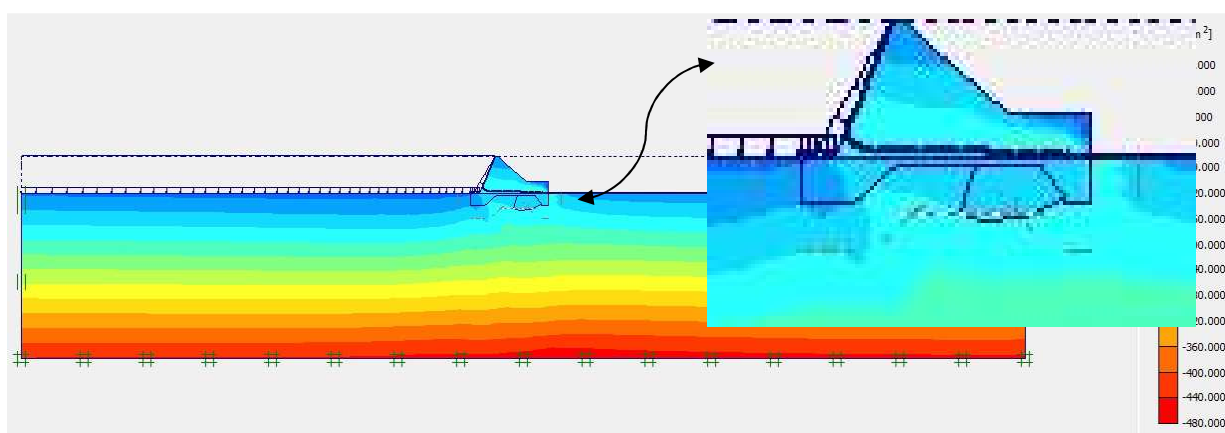
Apêndice GG – Tensão total principal para o bloco 4 (Seção 4.2)



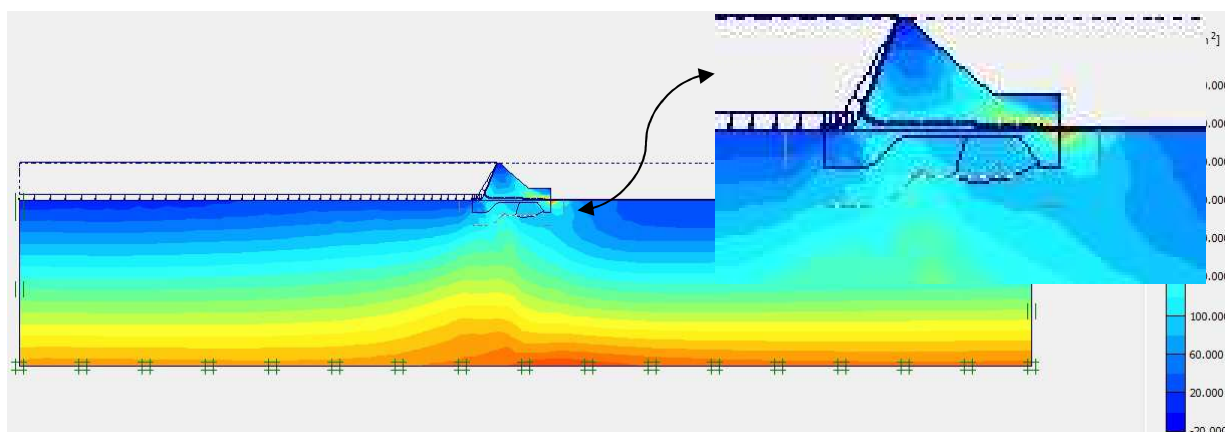
Apêndice HH – Velocidades de escoamento para o bloco 4 (Seção 4.2)



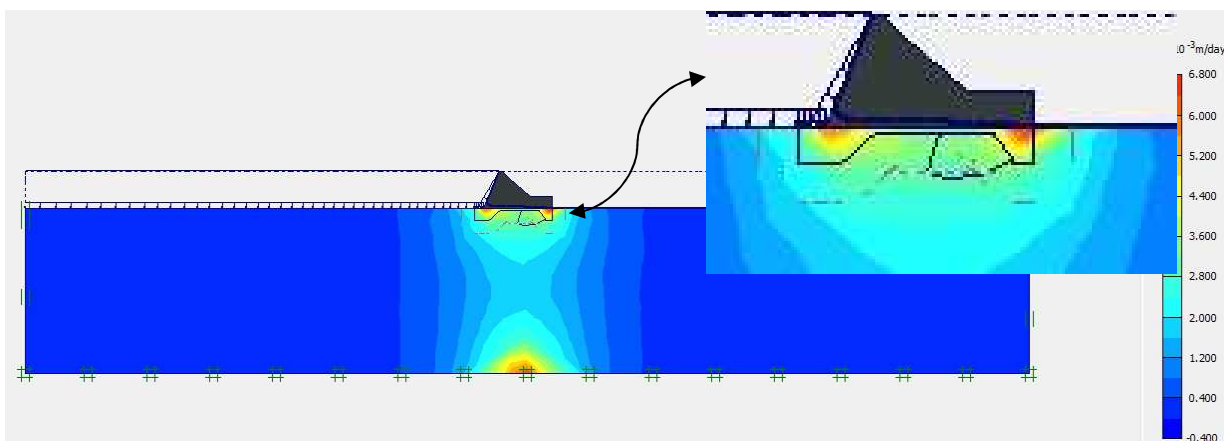
Apêndice II – Tensão efetiva principal para o bloco 9 (Seção 9.1)



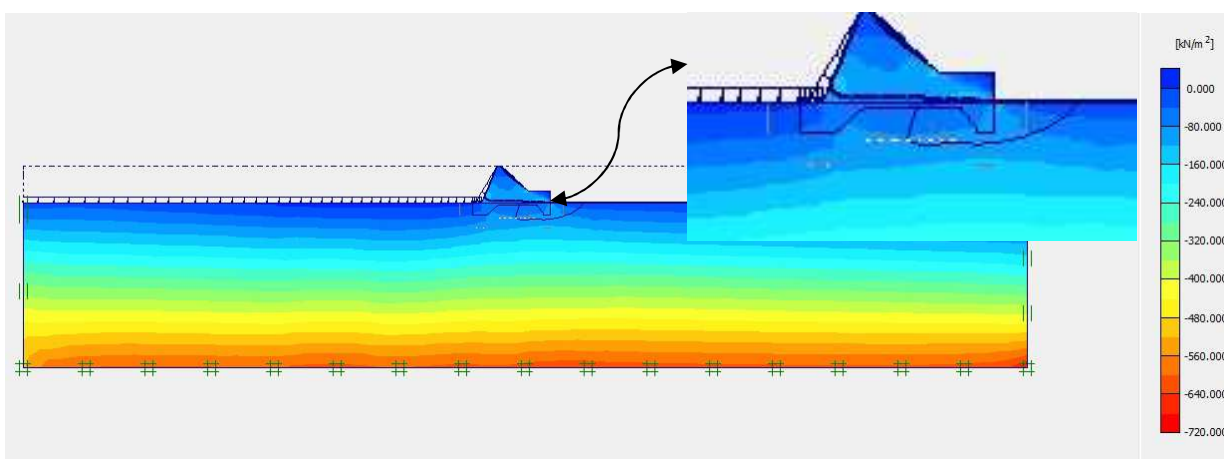
Apêndice JJ – Tensão total principal para o bloco 9 (Seção 9.1)



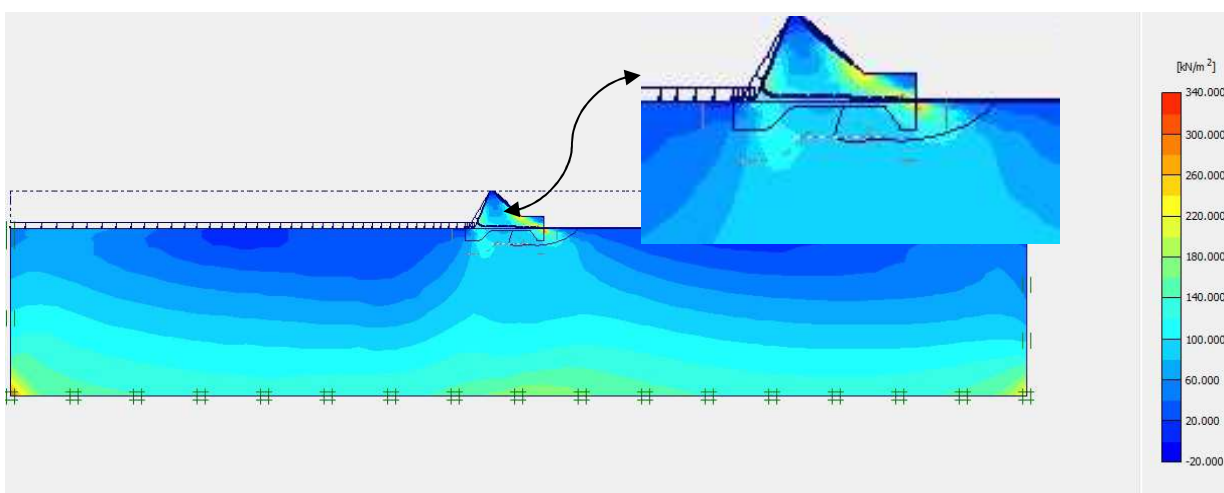
Apêndice KK – Velocidades de escoamento para o bloco 9 (Seção 9.1)



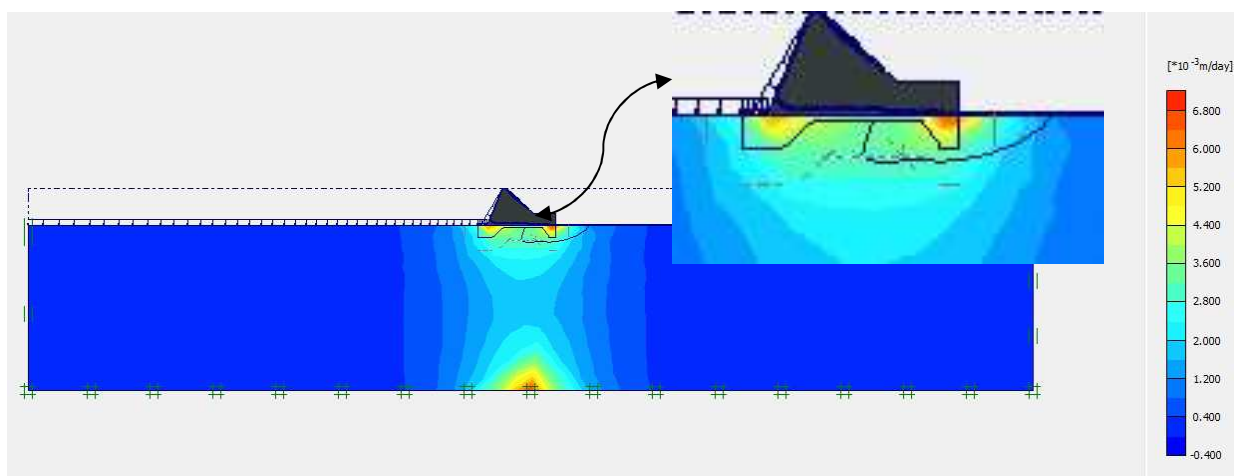
Apêndice LL – Tensão efetiva principal para o bloco 9 (Seção 9.2)



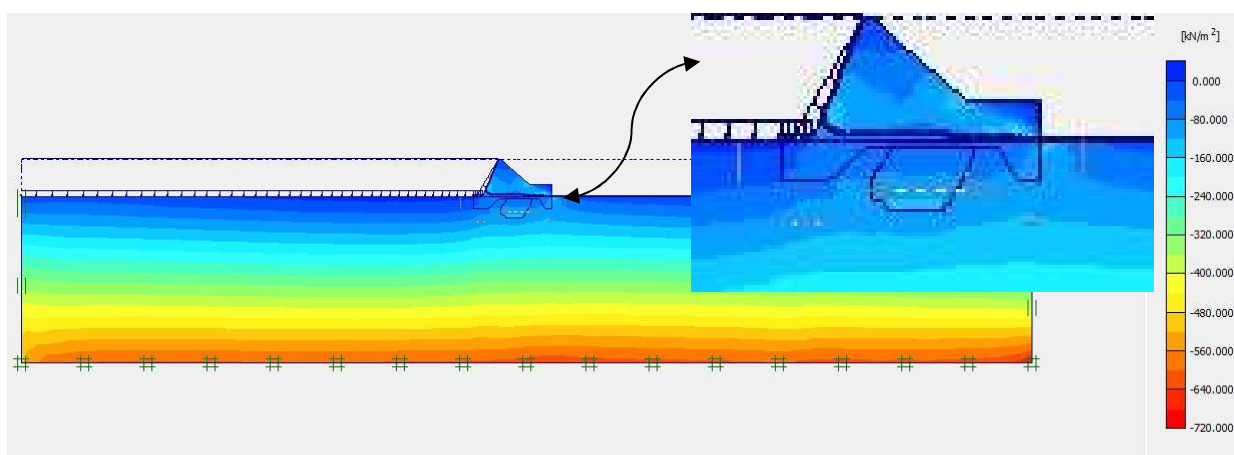
Apêndice MM – Tensão total principal para o bloco 9 (Seção 9.2)



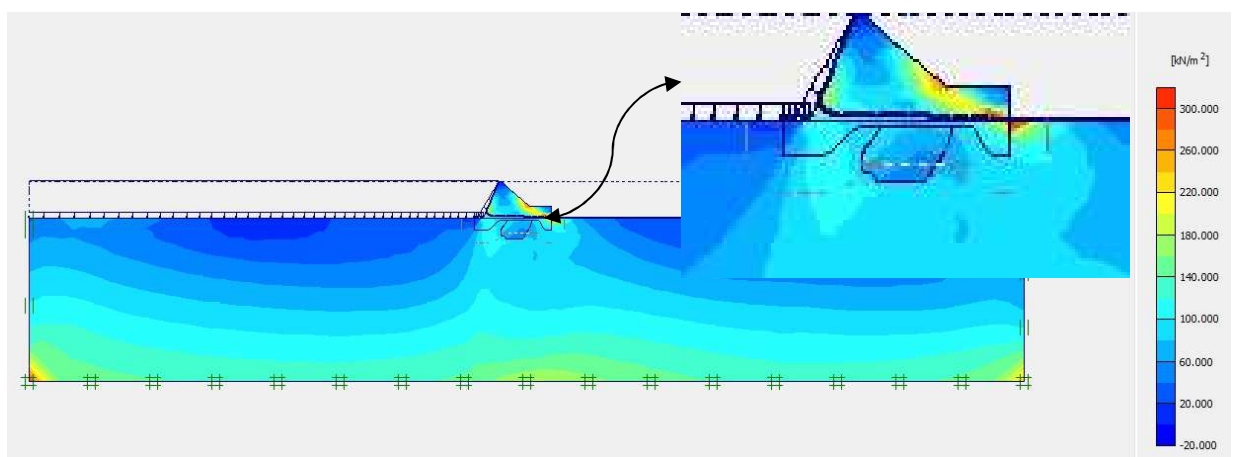
Apêndice NN – Velocidades de escoamento para o bloco 9 (Seção 9.2)



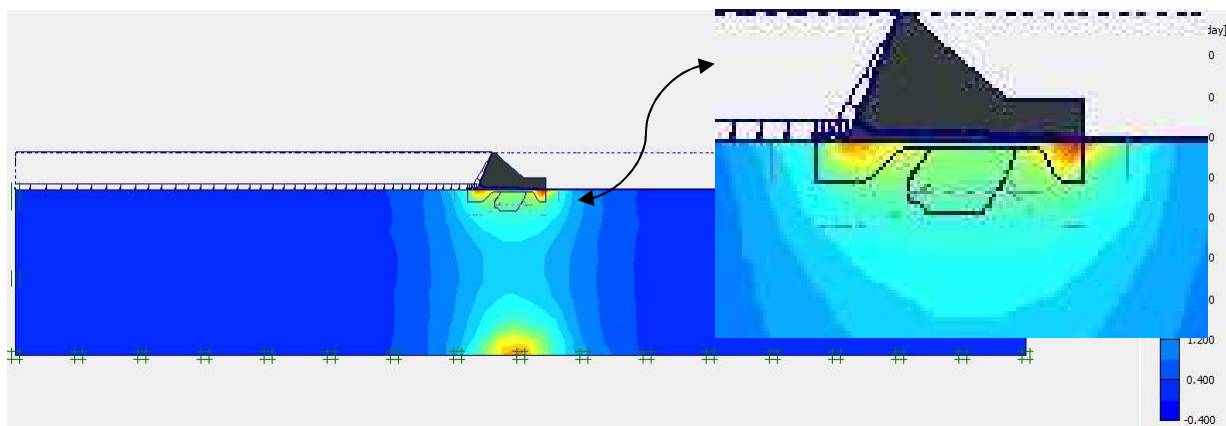
Apêndice OO – Tensão efetiva principal para o bloco A2 (Seção A2.1)



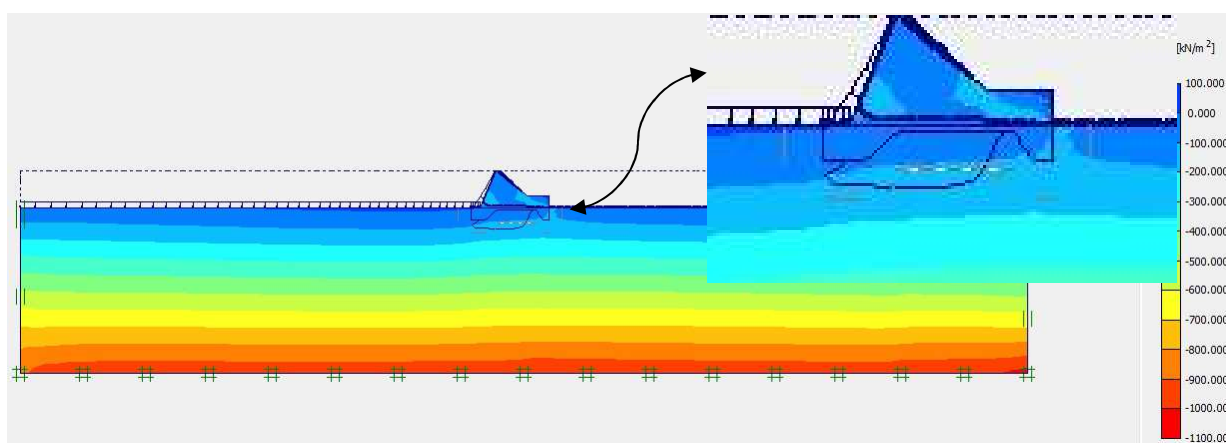
Apêndice PP – Tensão total principal para o bloco A2 (Seção A2.1)



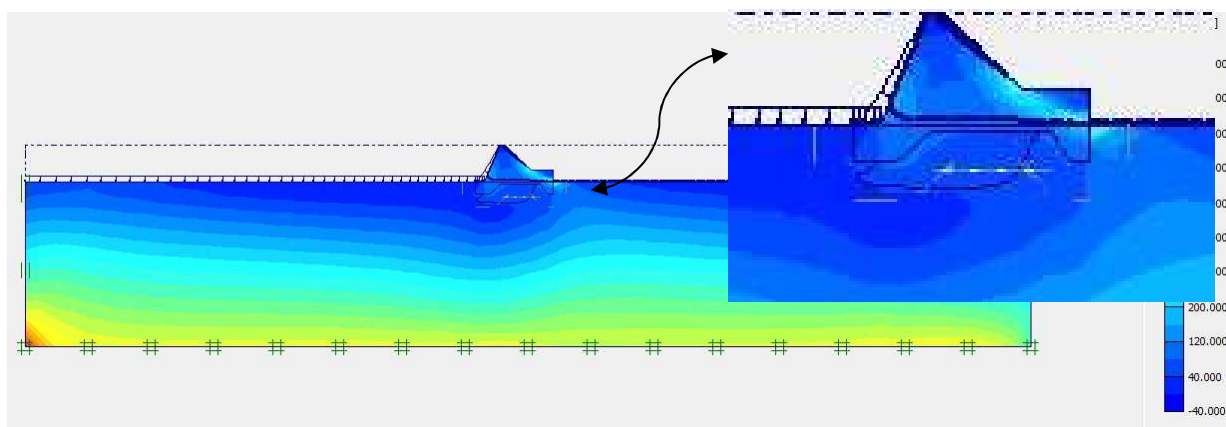
Apêndice QQ – Velocidades de escoamento para o bloco A2 (Seção A2.1)



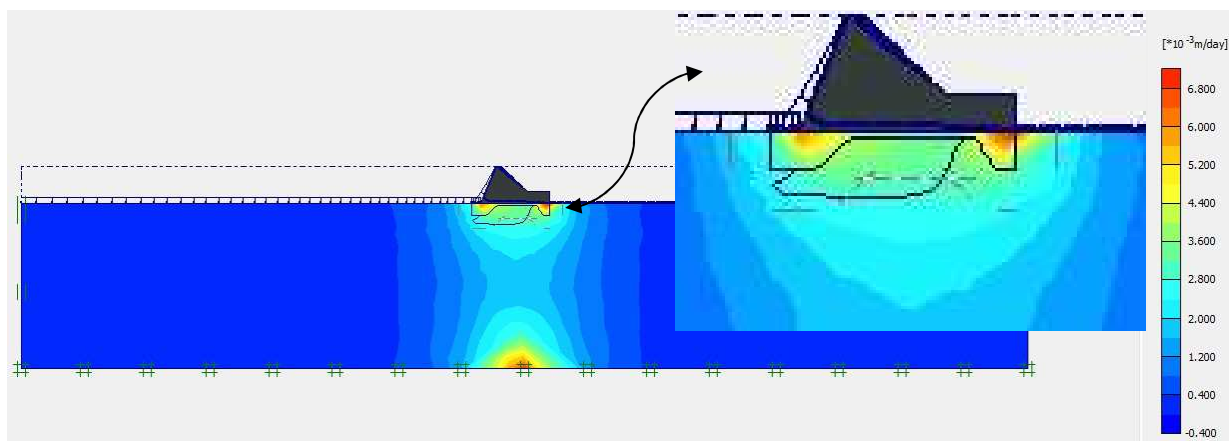
Apêndice RR – Tensão efetiva principal para o bloco A2 (Seção A2.2)



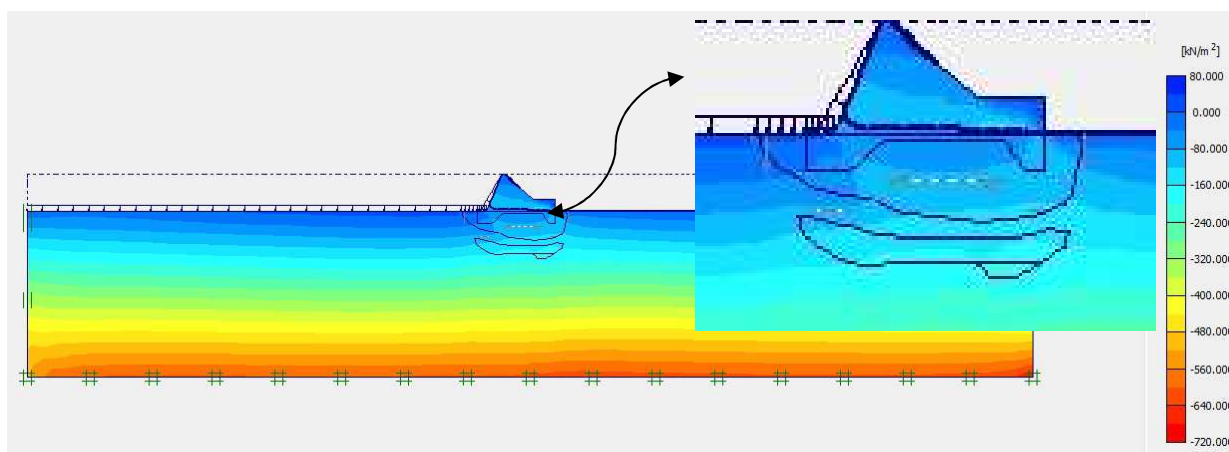
Apêndice SS – Tensão total principal para o bloco A2 (Seção A2.2)



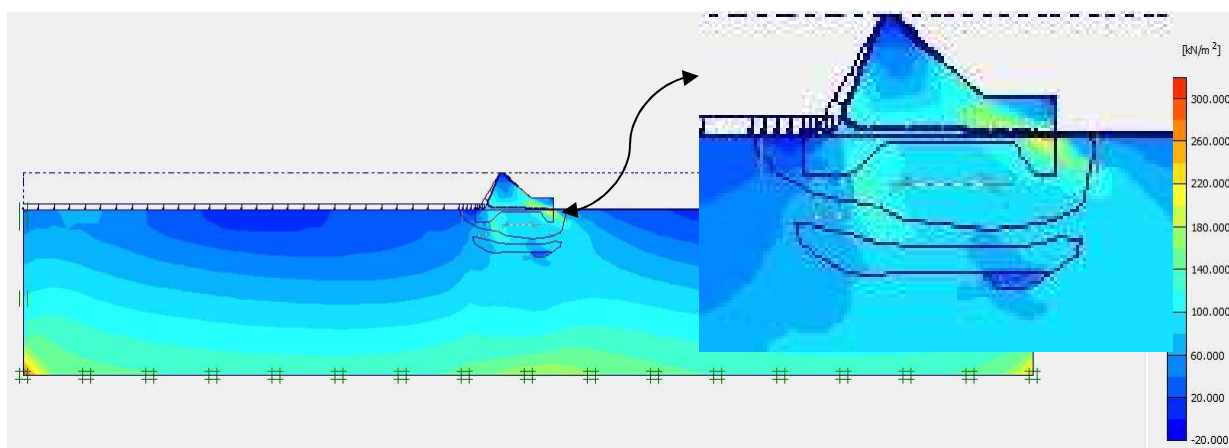
Apêndice TT – Velocidades de escoamento para o bloco A2 (Seção A2.2)



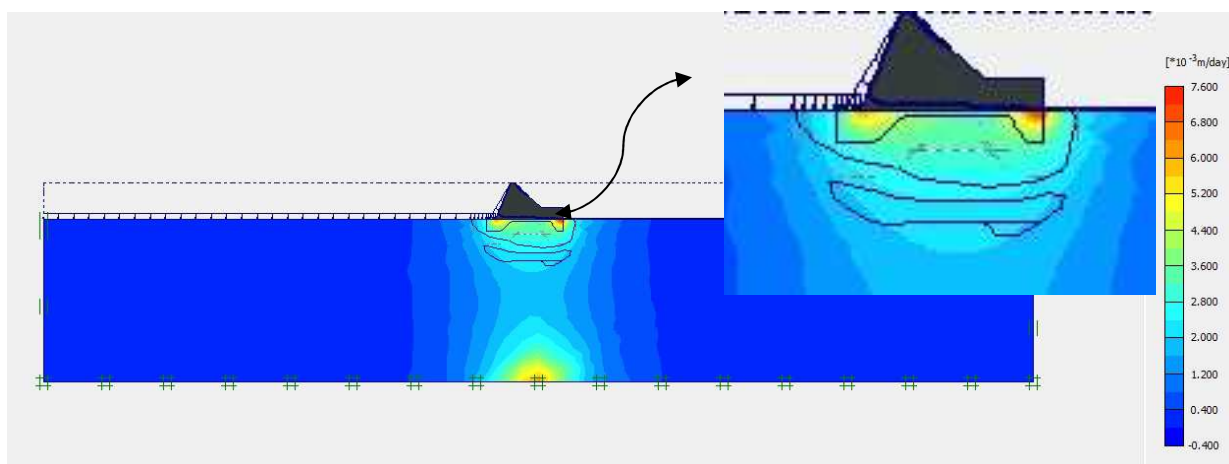
Apêndice UU – Tensão efetiva principal para o bloco A2 (Seção A2.4)



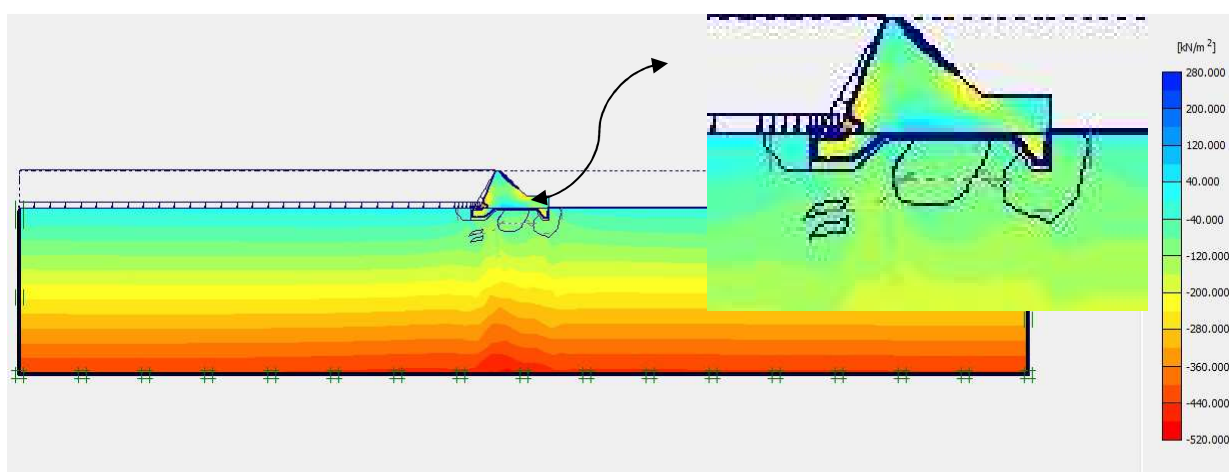
Apêndice VV – Tensão total principal para o bloco A2 (Seção A2.4)



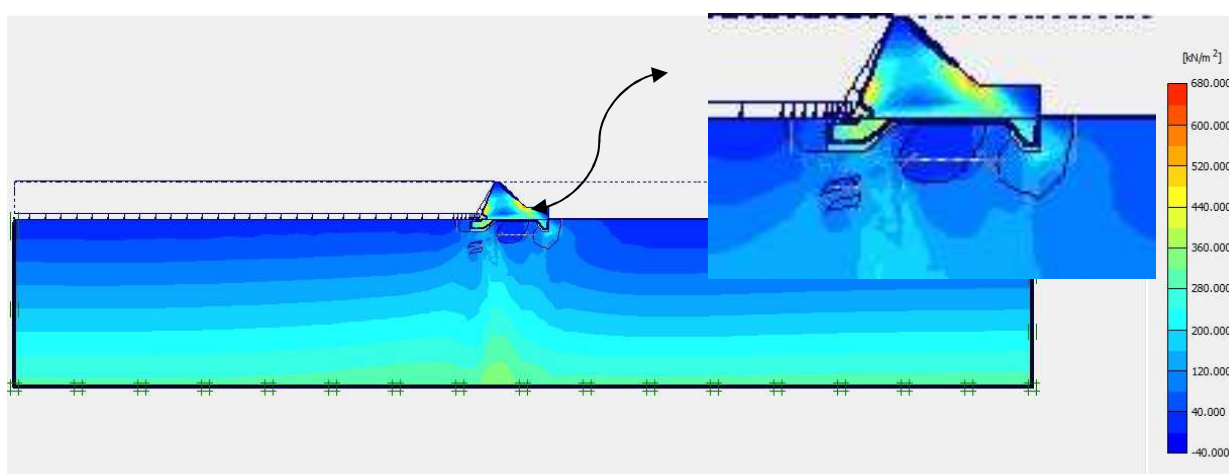
Apêndice WW – Velocidades de escoamento para o bloco A2 (Seção A2.4)



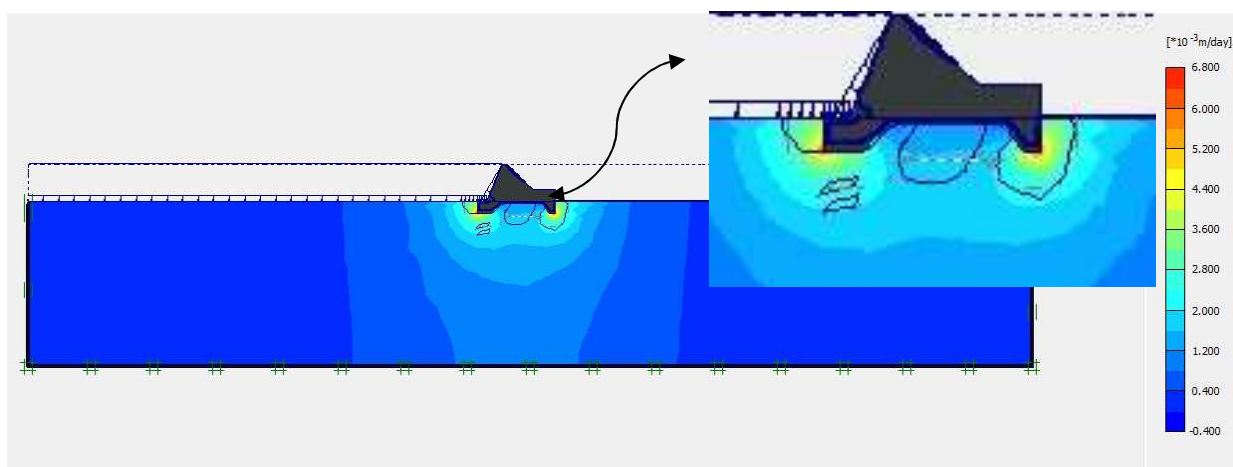
Apêndice XX – Tensão efetiva principal para o bloco 4 (Seção 4.1), condição com dentes de fundação



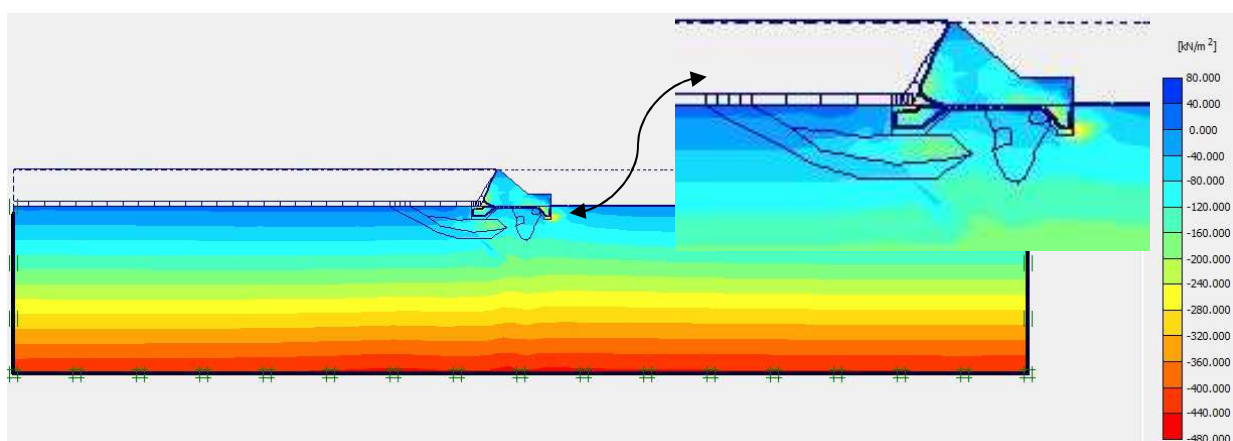
Apêndice YY – Tensão total principal para o bloco 4 (Seção 4.1), condição com dentes de fundação



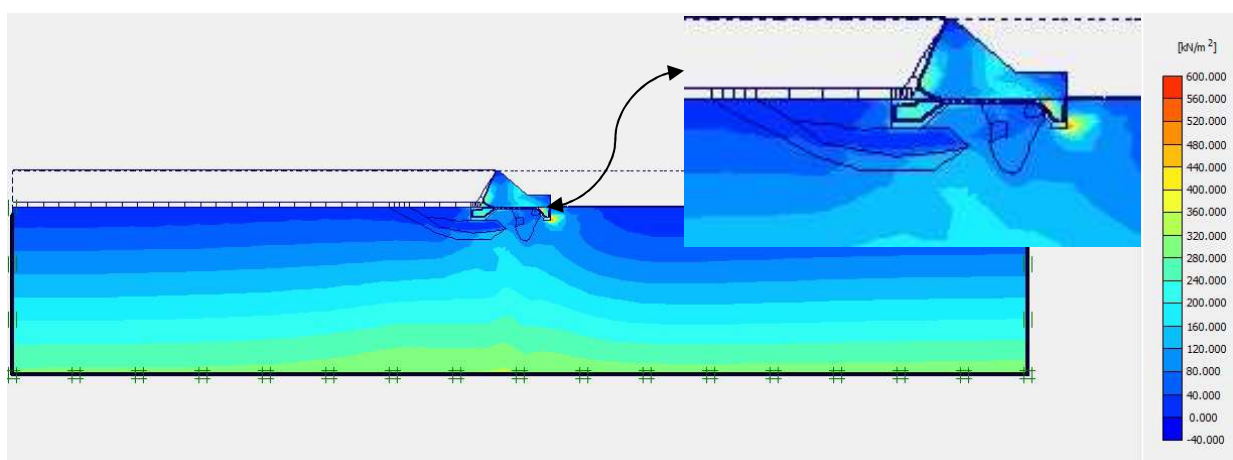
Apêndice ZZ – Velocidades de escoamento para o bloco 4 (Seção 4.1), condição com dentes de fundação



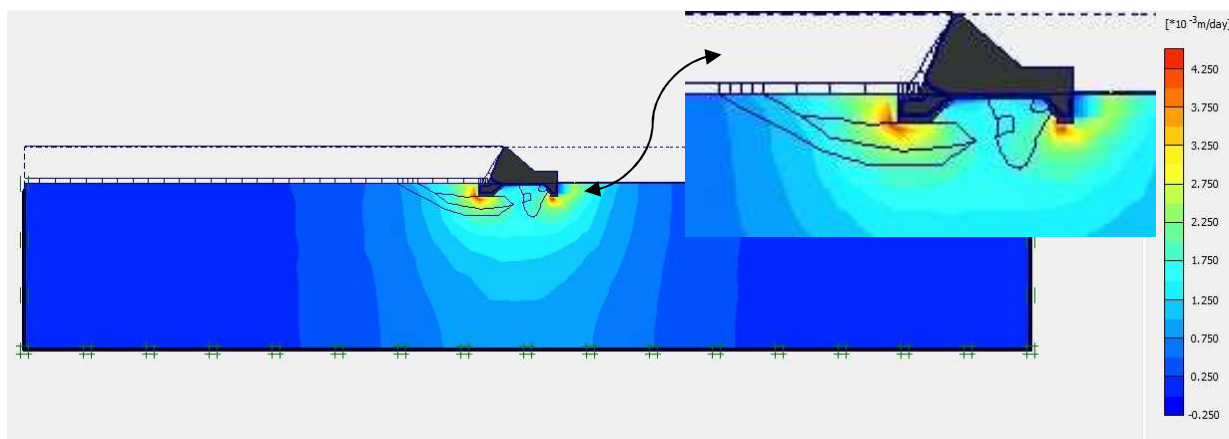
Apêndice AAA – Tensão efetiva principal para o bloco 4 (Seção 4.2), condição com dentes de fundação



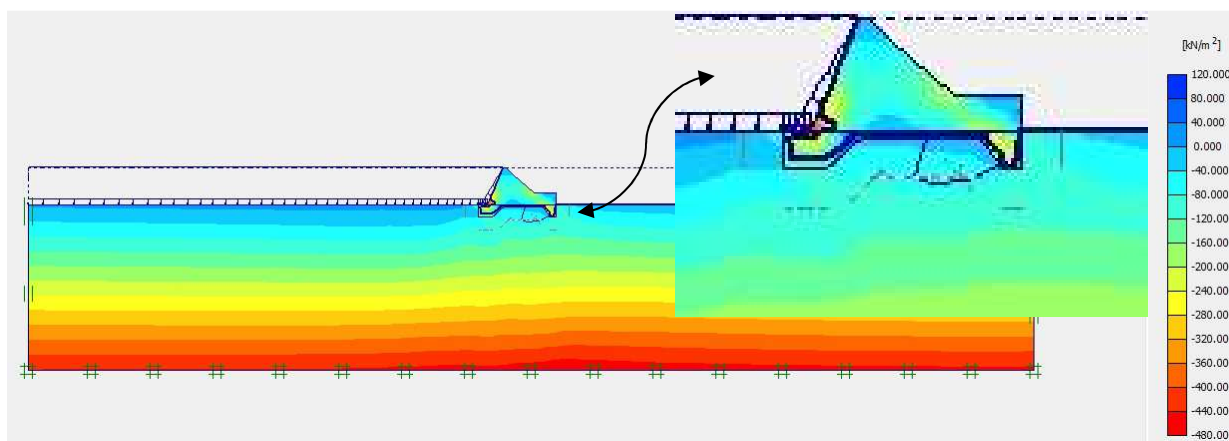
Apêndice BBB – Tensão total principal para o bloco 4 (Seção 4.2), condição com dentes de fundação



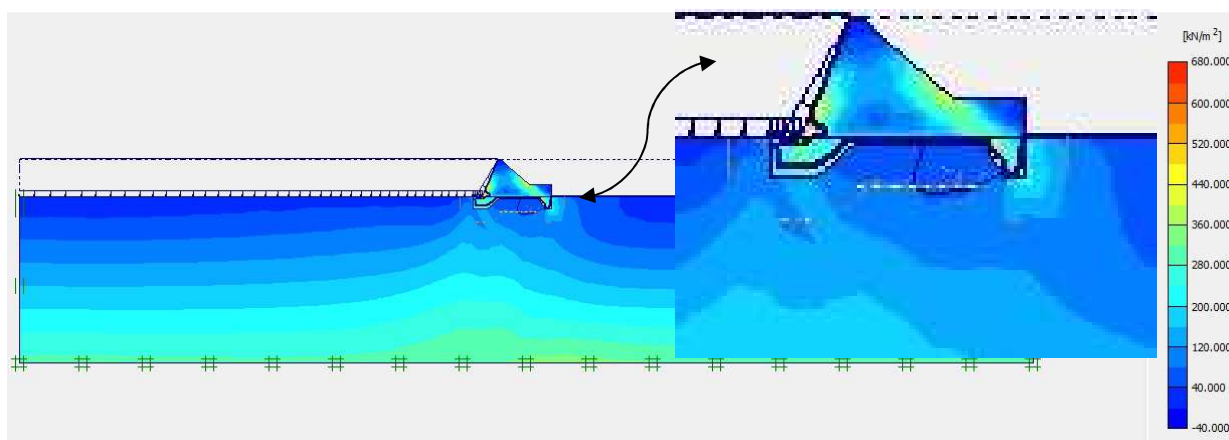
Apêndice CCC – Velocidades de escoamento para o bloco 4 (Seção 4.2), condição com dentes de fundação



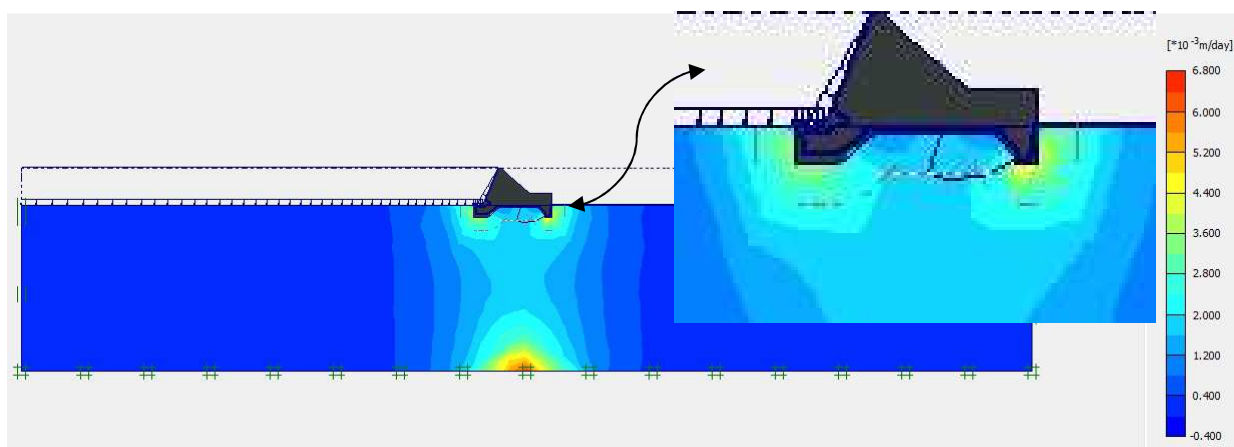
Apêndice DDD – Tensão efetiva principal para o bloco 9 (Seção 9.1), condição com dentes de fundação



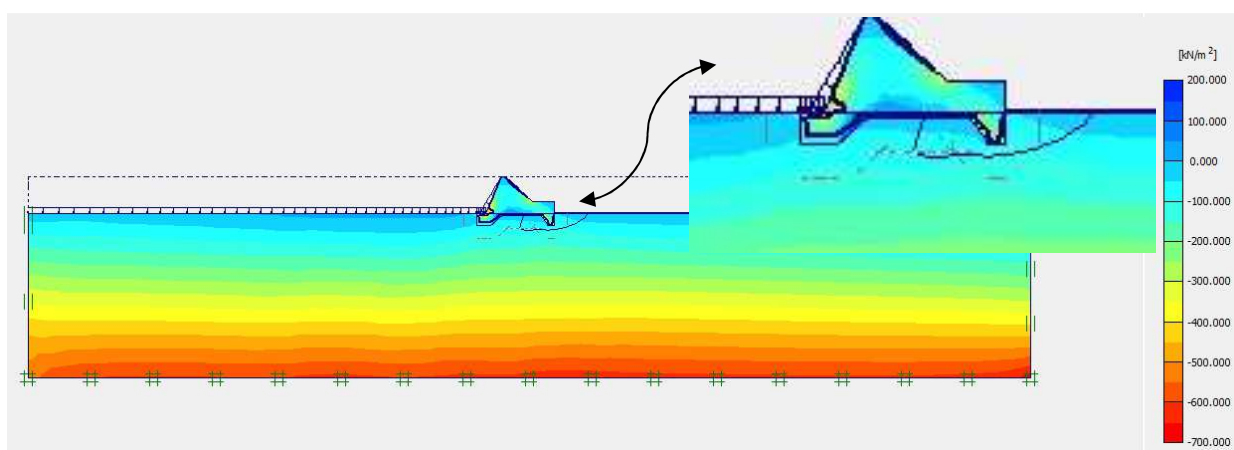
Apêndice EEE – Tensão total principal para o bloco 9 (Seção 9.1), condição com dentes de fundação



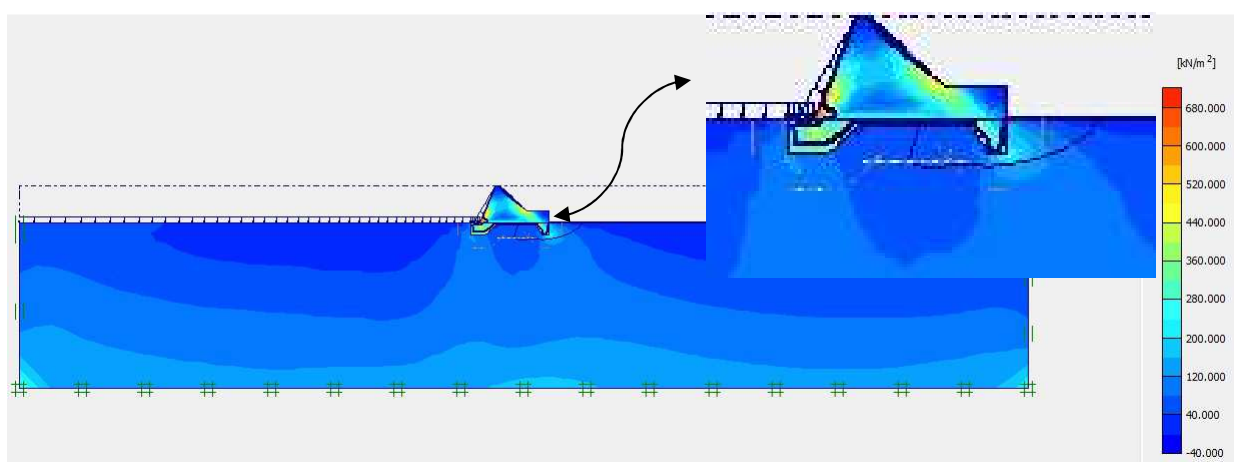
Apêndice FFF – Velocidades de escoamento para o bloco 9 (Seção 9.1), condição com dentes de fundação



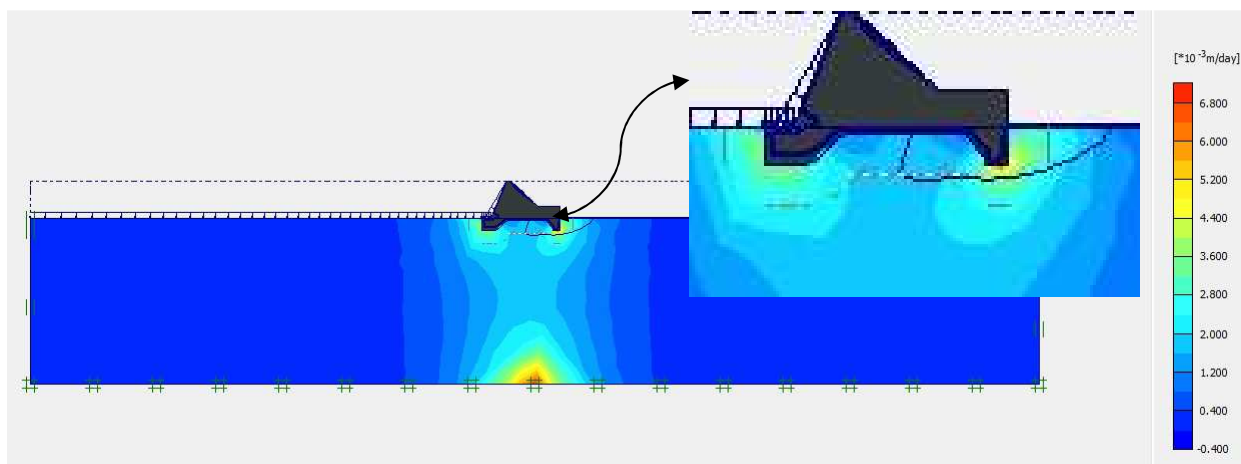
Apêndice GGG – Tensão efetiva principal para o bloco 9 (Seção 9.2), condição com dentes de fundação



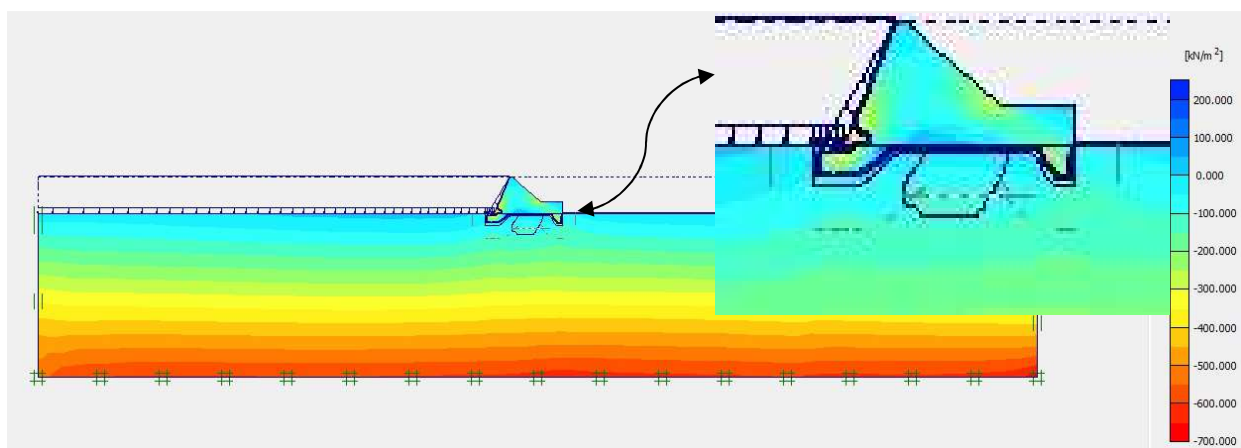
Apêndice HHH – Tensão total principal para o bloco 9 (Seção 9.2), condição com dentes de fundação



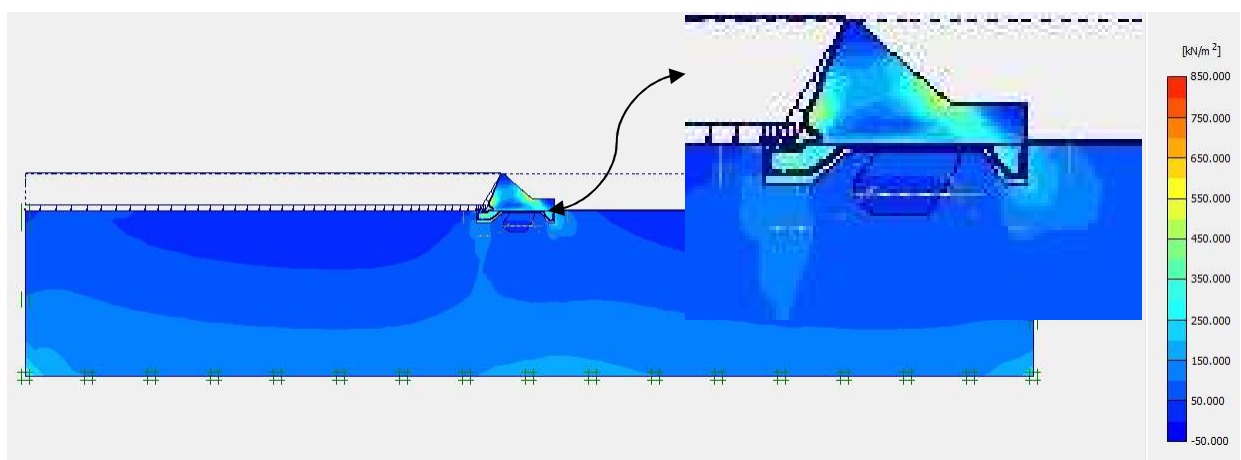
Apêndice III – Velocidades de escoamento para o bloco 9 (Seção 9.2), condição com dentes de fundação



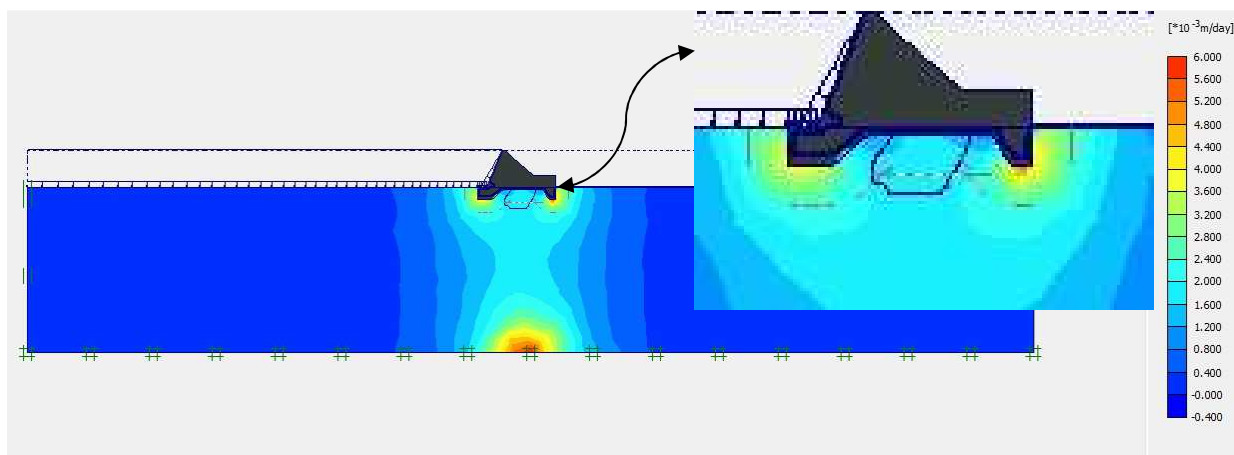
Apêndice JJJ – Tensão efetiva principal para o bloco A2 (Seção A2.1), condição com dentes de fundação



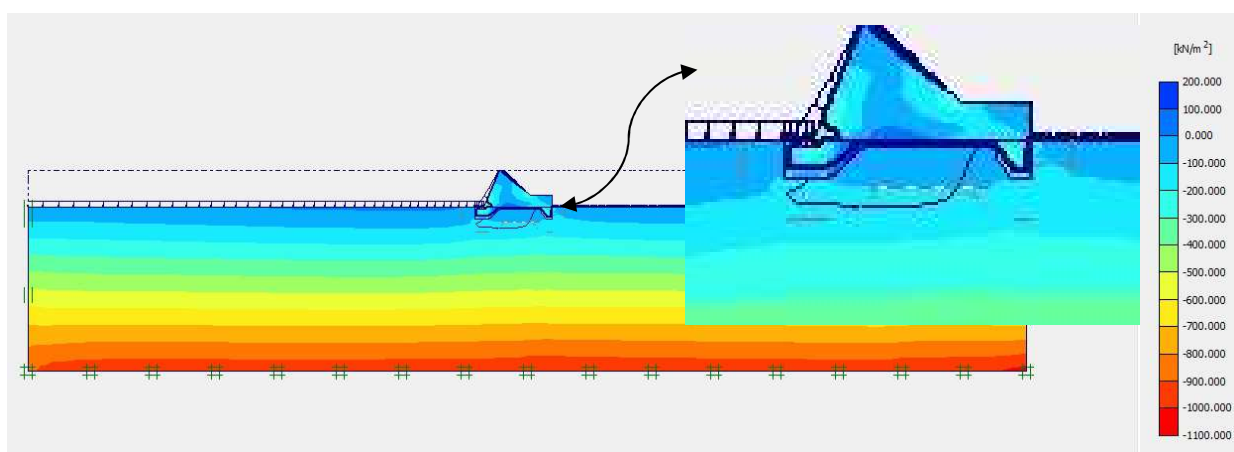
Apêndice KKK – Tensão total principal para o bloco A2 (Seção A2.1), condição com dentes de fundação



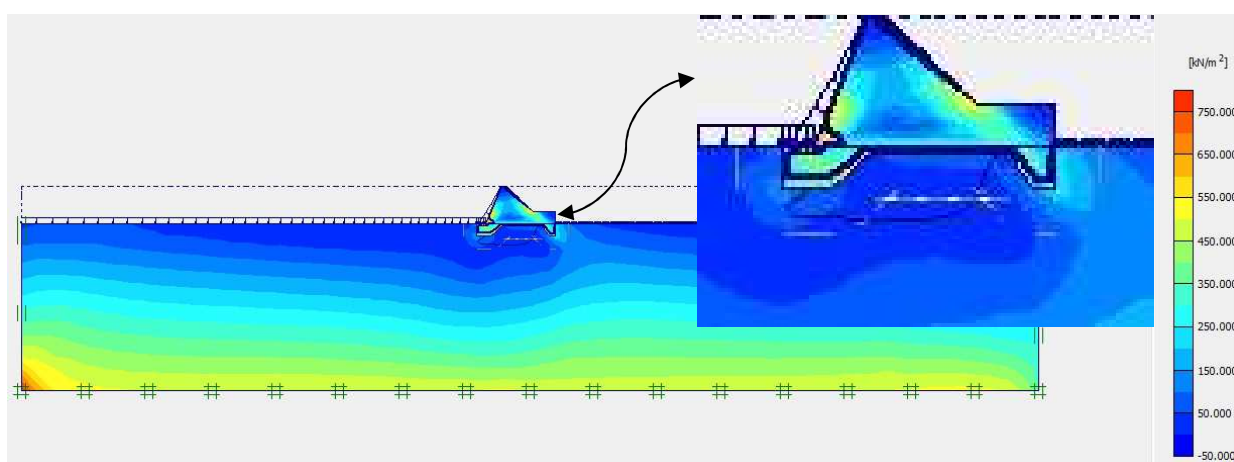
Apêndice LLL – Velocidades de escoamento para o bloco A2 (Seção A2.1), condição com dentes de fundação



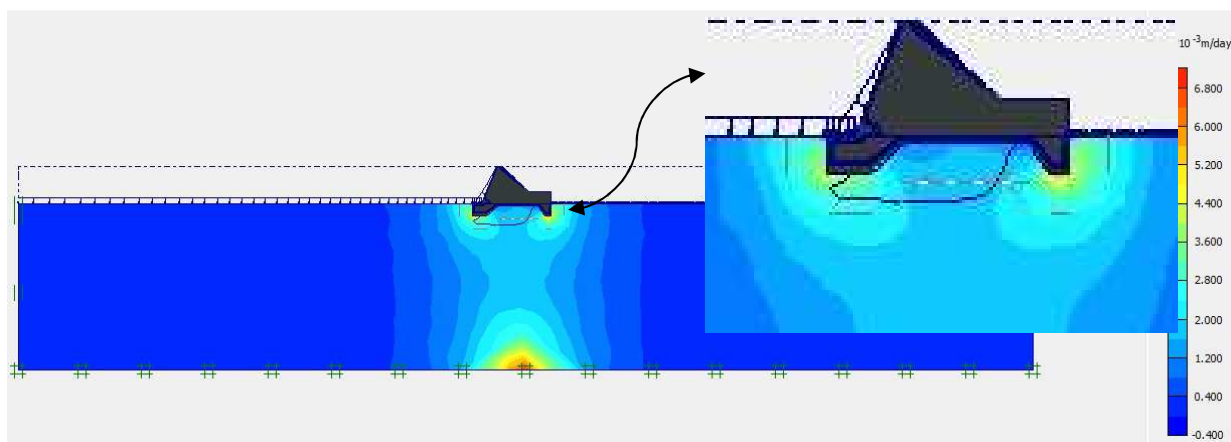
Apêndice MMM – Tensão efetiva principal para o bloco A2 (Seção A2.2), condição com dentes de fundação



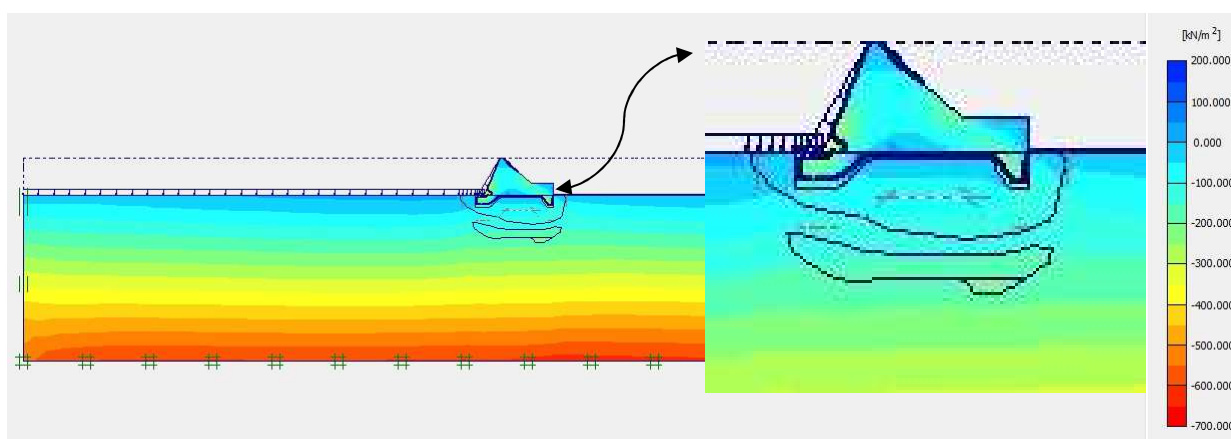
Apêndice NNN – Tensão total principal para o bloco A2 (Seção A2.2), condição com dentes de fundação



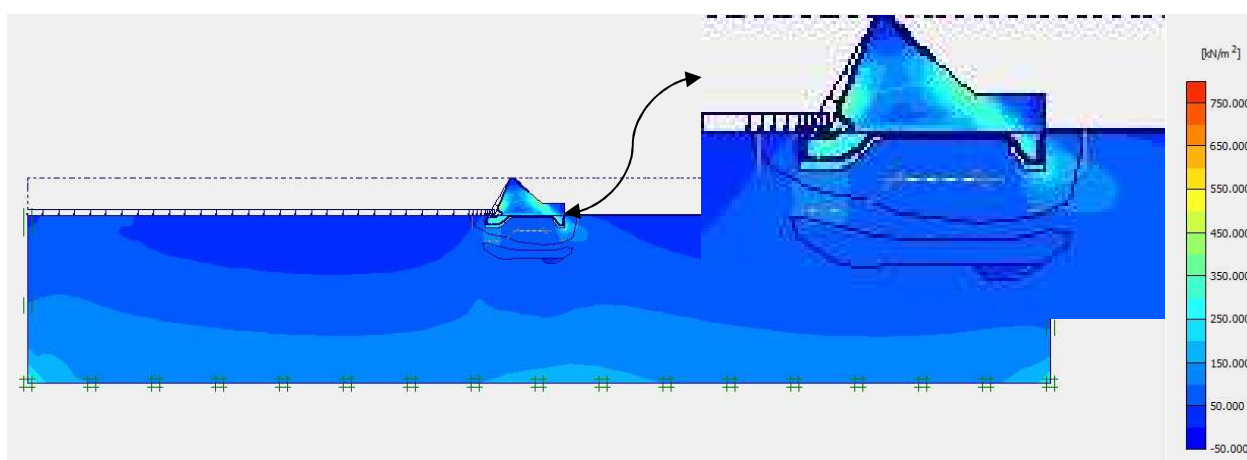
Apêndice OOO – Velocidades de escoamento para o bloco A2 (Seção A2.2), condição com dentes de fundação



Apêndice PPP – Tensão efetiva principal para o bloco A2 (Seção A2.4), condição com dentes de fundação



Apêndice QQQ – Tensão total principal para o bloco A2 (Seção A2.4), condição com dentes de fundação



Apêndice RRR – Velocidades de escoamento para o bloco A2 (Seção A2.4), condição com dentes de fundação

