

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGENS DE REJEITOS

Diego Alves de Rezende

2013



ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGENS DE REJEITOS

Diego Alves de Rezende

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Leonardo de Bona Becker

Marcos Barreto de Mendonça

Rio de Janeiro

Agosto de 2013

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGENS DE REJEITOS

Diego Alves de Rezende

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc

Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc

Prof. Maria Cláudia Barbosa, D.Sc

Rio de Janeiro, RJ- Brasil

Agosto de 2013

Rezende, Diego Alves de

Análise probabilística de estabilidade de taludes
em barragem de rejeitos/ Diego Alves de Rezende.

Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

X, 95 p.29,7 cm

Orientadores: Leonardo de Bona Becker, Marcos
Barreto de Mendonça.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/
Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 70-71

1. Barragens de rejeitos. 2. Estabilidade de Taludes.

3. Métodos Probabilísticos.

I. Becker, Leonardo de Bona et al. II. Universidade Federal
do Rio de Janeiro, UFRJ, Engenharia Civil. III. Título.

“Se você acredita nos seus valores e acredita que eles são os corretos, simplesmente fugir das dificuldades, com as quais você se depara na vida, não se torna mais uma opção.”

Ron Dennis para Ayrton Senna, 1989

Agradecimentos

Agradeço à Força Criadora, por muitos, denominada Deus, por me dar forças, inteligência e discernimento para prosseguir diante das dificuldades, permitindo que eu chegasse até este ponto da minha vida.

Aos meus pais Nelvanil e Laura que me colocaram neste mundo de aprendizado, sempre me dando o amor, carinho, suporte e os exemplos de honestidade e perseverança, necessários para que eu chegasse até aqui.

À minha avó Consuelo e meu tio Marcus por todo o carinho, apoio e ensinamentos ao longo desses anos, os quais são parte fundamental do meu crescimento.

À minha irmã Amanda que mesmo mais nova me ensina e a quem desejo ajudar muito ao longo de minha vida.

Ao meu ídolo Ayrton Senna, cuja identificação inexplicável e valores, sempre me indicaram o caminho a seguir, nunca desistindo e sempre procurando fazer algo de forma melhor, em busca da excelência como homem e como profissional.

À Família Lourençoni que sempre me acolheu como um filho em todas as horas e em especial a Rodrigo Lourençoni que, como um irmão, sempre esteve ao meu lado para tudo que fosse necessário e à Débora Lourençoni, quem eu vi sair de menina para uma linda mulher, com a qual posso contar em todas as situações, dividindo comigo tanto as alegrias, como as tristezas, me tornando sempre uma pessoa melhor.

Ao grande amigo e guerreiro Gustavo Monte-Mor, pelo apoio em todas as horas, sejam elas boas ou ruins, ao longo de todos esses anos.

Ao grande amigo e futuro médico da minha família Kallíc Fonseca e sua família, pelo apoio dado em todos esses anos de amizade, independente da distância, sempre fazendo com que me sentisse em casa.

Aos meus amigos irmãos engenheiros: André Santini, Arthur Fernandes, Cássio Pacheco, Diego Melo, Luis Felipe Figueiredo, Luiz Augusto Berger, Raphael Santos e Tiago Eller, sem os quais seria muito mais difícil e menos divertido, passar por essa caminhada e cuja amizade desejo para toda a vida.

À Gabriela Souto, que pelo breve momento em que passou em minha vida, me mostrou o amor incondicional e o sentido verdadeiro de superação, fazendo com que eu ultrapassasse meus limites e marcando minha vida para sempre.

À Prof.^a Maria das Graças, por todos os ensinamentos, aos quais carrego até hoje comigo.

Ao tênis e em especial a Roger Federer, por me ensinarem o valor da simplicidade, da força de vontade, da resignação, do trabalho duro e do amor pelo que se faz. Também por me permitirem conhecer Gabriela e outras pessoas extraordinárias, de diferentes estados e culturas, cuja amizade desejo ter por toda a vida.

À todos os funcionários da LPS Consultoria e Engenharia e, em especial, aos Professores Leandro Costa Filho, Edward Pacheco e Luciano Moraes, além dos engenheiros Ricardo Melo e Vinicius Guedes, por toda a paciência e todos os valiosos ensinamentos não só sobre a Engenharia Civil Geotécnica, mas como também ensinamentos para a vida.

Aos Orientadores e Professores Leonardo Becker e Marcos Barreto e aos professores da Geotecnia, em especial, Fernando Danziger, pela disponibilidade, compreensão e transmissão extraordinária do conhecimento, uma das coisas mais valiosas que se pode ter.

À UFRJ que me acolheu como um filho e me ensinou através de seus funcionários e professores, valores excepcionais que me transformaram em uma pessoa totalmente diferente daquela que ingressou e que hoje enxerga a vida de forma muito mais ampla.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGENS DE REJEITOS

Diego Alves de Rezende

Agosto/ 2013

Orientadores: Leonardo de Bona Becker

Marcos Barreto de Mendonça

Curso: Engenharia Civil

A atividade mineradora gera números cada vez mais elevados de resíduos, provenientes do beneficiamento ou refino do minério. Esse processo gera produtos, muitas vezes, tóxicos, que podem colocar em risco, o meio ambiente e as comunidades vizinhas. Estes produtos são, na maioria das vezes, armazenados em estruturas denominadas diques ou barragens de rejeitos. As condições de construção e manutenção dessas estruturas são de suma importância para a sua segurança estrutural. Em geral, essas estruturas de barramento são construídas com materiais naturais, como solo ou enrocamento, presentes na região. Devido a comum heterogeneidade desses materiais, uma avaliação estatística pode ser uma ferramenta auxiliar na determinação da variação dos parâmetros geotécnicos destes materiais e do seu efeito na estabilidade dessas estruturas. Este trabalho tem como objetivo, através de um estudo de caso, apresentar a aplicação de uma metodologia para a análise probabilística de estabilidade de taludes de uma barragem de rejeitos, utilizando métodos abordados pela literatura, assim como os conceitos de Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura. Desse modo, com a consideração da variabilidade dos parâmetros, nos projetos dos diques de partida e posteriores alteamentos, em vez da simples análise determinística com valores médios, a estabilidade e a segurança do empreendimento podem ser melhor estudadas.

Palavras chave: Barragens de rejeitos, Estabilidade de Taludes, Métodos Probabilísticos.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

PROBABILISTIC ANALYSIS OF SLOPE STABILITY IN TAILINGS DAMS

Diego Alves de Rezende

August/2013

Advisors: Leonardo de Bona Becker

Marcos Barreto de Mendonça

Course: Civil Engineering

The mining activity increasingly generates high numbers of waste arising from the processing or from the refining ore. This process generates products, often toxic, which can endanger the environment and the surrounding communities. These products are most often stored in structures called dikes or tailing dams. The conditions for construction and maintenance of these structures are very important for the structural safety. In general, these structures are built with natural materials, such as soil or rock fill, which there are in the region. Due to the heterogeneity of these common materials, a statistical evaluation can be a tool in determining the variation of geotechnical parameters of the material and its effect on the stability of these structures. This paper aims, with a case study, to present a methodology for the probabilistic analysis of slope stability of a tailing dam, using methods discussed in the literature, as well as the concepts reliability index and probability of failure. Thus, considering the variability of the parameters, in the projects of the starting dikes and subsequent upstream rather than a simple deterministic analysis with standard values, the stability and security of the projects can be better studied.

Keywords: Tailings Dams, Slope Stability, Probabilistic Methods.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Considerações iniciais.....	1
1.2. Objetivos do Trabalho.....	2
1.3. Estrutura do Trabalho.....	2
2. BARRAGENS DE REJEITOS.....	4
2.1. Barragens de rejeitos e mineração.....	4
2.2. Atividade mineradora.....	4
2.3. Rejeitos.....	5
2.4. Disposição de rejeitos.....	7
2.5. Métodos construtivos de barragens de rejeitos.....	8
2.5.1- Método de montante.....	8
2.5.2. Método de jusante.....	10
2.5.3. Método de linha de centro.....	13
2.6. Diferenças entre barragens de rejeitos e barragens convencionais.....	16
3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	19
3.1. Introdução.....	19
3.2. Levantamento dos condicionantes geotécnicos.....	19
3.3. Mecanismos de causa e consequência que levam à ruptura.....	20
3.4. Objetivos da análise de estabilidade.....	21
3.5. Métodos de análise de estabilidade.....	22
3.5.1. Tipos de análise do ponto de vista determinístico.....	24
3.5.1.1. Análise de Tensões e Deformações.....	24
3.5.1.2. Análise por Equilíbrio Limite.....	25
3.6. Método das fatias.....	27
3.6.1. Métodos simplificados.....	30
3.6.1.1. Método de Fellenius.....	30
3.6.1.2. Método de Bishop.....	31
3.6.2. Métodos rigorosos.....	33
3.6.2.1. Método de Spencer.....	34

4. MÉTODOS DE ANÁLISE PROBABILÍSTICA PARA ESTABILIDADE DE TALUDES.....	36
4.1. Introdução.....	36
4.2. Conceitos de estatística.....	36
4.2.1. Conceitos gerais.....	36
4.2.2. Tendência central.....	37
4.2.3. Medidas de variação.....	38
4.2.3.1. Desvio Padrão.....	39
4.2.3.2. Variância.....	40
4.2.4 Distribuição da probabilidade dos parâmetros geotécnicos.....	40
4.2.5 Distribuição normal.....	40
4.2.6 Distribuição log-normal.....	43
4.3. Análise de risco, índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.....	43
4.4. Probabilidades de ruptura aceitáveis para um projeto.....	46
4.5. Métodos probabilísticos.....	49
4.5.1. Método da Primeira Ordem e Segundo Momento.....	49
4.5.2. Método das Estimativas Pontuais.....	52
4.5.3. Simulação de Monte- Carlo	53
5. ESTUDO DE CASO - ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS.....	54
5.1. Introdução.....	54
5.2. Aspectos gerais da barragem principal.....	55
5.2.1. Generalidades.....	55
5.2.2. Geologia e Fundações.....	56
5.3. Características específicas do dique em estudo.....	56
5.3.1- Generalidades.....	56
5.4. Análise determinística da estabilidade do talude do dique.....	57
5.4.1. Introdução.....	57
5.4.2. Parâmetros geotécnicos e piezometria.....	57
5.4.3. Análise determinística da estabilidade	60
5.5. Análise probabilística da estabilidade do talude do dique.....	61
5.5.1. Metodologia.....	61

5.6. Resultados.....	62
6. CONCLUSÕES E ANÁLISES FUTURAS.....	68
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	70

ANEXO- SEÇÕES DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

1. INTRODUÇÃO

1.1- Considerações iniciais

Devido à crescente geração de resíduos por parte da atividade mineradora, estruturas para o armazenamento desses resíduos, as chamadas barragens de rejeitos são cada vez mais necessárias. Por seu grande potencial contaminante, a integridade dessas estruturas é de suma importância.

No histórico de acidentes reportados pela ICOLD (2001) apud Ávila (2012), as principais causas de ruptura de barragens são problemas de fundação, capacidade inadequada dos vertedouros, instabilidade dos taludes, falta de controle da erosão, deficiências no controle e inspeção pós-fechamento e falta de dispositivos graduais de segurança ao longo da vida útil da estrutura. Exemplos de rupturas de barragens de contenção de rejeitos e de resíduos industriais que custaram vidas, recursos naturais e materiais, são abordados na Tabela 1. Na Tabela 2, são abordados acidentes sem mortes, mas com contaminação.

Como citado, uma das causas é a instabilidade do talude. O tradicional procedimento para a análise da estabilidade dos taludes é o método determinístico de equilíbrio limite. Pela heterogeneidade natural dos materiais utilizados na construção das barragens de rejeitos, a utilização de métodos probabilísticos se apresenta como um modelo que considera as variações dos parâmetros de resistência, atuando como complemento à usual avaliação por fator de segurança.

Tabela 1- Maiores acidentes com mortes em barragens de rejeitos (ICOLD, 2001, modificado por Ávila, 2012).

ANO	BARRAGEM/PAÍS	Nº DE MORTOS
1985	Stava/ Itália	269
1972	Buffalo Creek/ EUA	125
1970	Mufilira/Zambia	89
1994	Merriespruit/África do Sul	17
1974	Bakofeng/África do Sul	12
1995	Placer/ Filipinas	12
1986	Fernandinho/ Brasil	7
2001	Rio Verde/ Brasil	5
1978	Arcturus/ Zimbabwe	1

Tabela 2- Exemplos de acidentes com alta contaminação, sem mortes. (ICOLD, 2001, modificado por Ávila, 2012).

ANO	Local	Consequência
2007	Brasil	Vazamento de Rejeitos de Bauxita
		Interrupção de Fornecimento de Água
2006	Brasil	Vazamento de Rejeitos de Bauxita
		Interrupção de Fornecimento de Água
2003	Brasil	Lixívia negra liberada
		Interrupção de Fornecimento de Água
2000	EUA	Mortalidade de peixes
		Interrupção de Fornecimento de Água
2000	Romênia	Contaminação das águas com metais pesados
2000	Romênia	100000 m ³ de Cianeto nas águas
1999	Filipinas	700000 t de Cianeto nas águas
1998	Espanha	50000 m ³ de água ácida liberada
1998	Espanha	5,0 milhões de m ³ de água ácida liberada
1995	Guiana	4,2 milhões de m ³ de lama com Cianeto

1.2- Objetivo do Trabalho

Este trabalho tem como objetivo principal, a apresentação e aplicação de uma das metodologias de análise probabilística de estabilidade de taludes de um caso de obra de barragem de rejeitos, introduzindo os conceitos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.

1.3- Estrutura do Trabalho

O Capítulo 2 mostra uma revisão sobre a atividade mineradora, os rejeitos provenientes desta, além de seus métodos de disposição. São também expostos os principais métodos de construção das barragens de rejeitos, com suas vantagens e desvantagens. Por último, é feita uma comparação entre barragens de rejeitos e barragens convencionais.

O Capítulo 3 traz uma revisão de estabilidade de taludes e seus objetivos, através de condicionantes de projeto, mecanismos de ruptura. Há também a apresentação das definições de fator de segurança e seus valores recomendados. Por último, são abordados os principais tipos de análise, com destaque para a análise por equilíbrio limite e suas derivações, de acordo com as hipóteses simplificadoras adotadas.

O Capítulo 4 apresenta a barragem em estudo com características construtivas, geológicas e de fundações, das quais deriva a seção tipo analisada. Além disso, são apresentados os parâmetros e o resultado da análise determinística de estabilidade do talude estudado. Também são apresentadas todas as etapas da análise probabilística e seus resultados.

No Capítulo 5 se encontram as conclusões acerca do trabalho e da metodologia apresentada e também sugestões para análises futuras.

2- BARRAGENS DE REJEITOS

2.1- Barragens de rejeitos e mineração

Engenharia e mineração sempre estiveram interligados pela procura da exploração de minério, da forma mais eficiente e menos poluidora possível. Com o aumento do consumo dessa matéria-prima, em escala mundial, aumentou-se a exploração e, por consequência, a geração de rejeitos provenientes desta. Coube então à engenharia e, em especial, à geotecnia, a missão de possibilitar a contenção ou armazenamento desses rejeitos, através das denominadas barragens de rejeito, o que representou e representa um contínuo desafio, na medida em que estas vêm aumentando seu porte ao longo dos anos e porque apresentariam consequências catastróficas em caso de ruptura.

2.2- Atividade mineradora

A mineração é um complexo de atividades necessárias à extração econômica de bens minerais da crosta terrestre, provocando transformações no meio ambiente, através de atividades de lavra e processo. A lavra constitui-se no conjunto de atividades coordenadas que extraem um bem mineral, objetivando o seu aproveitamento industrial ou uso direto. Os processos de mineração (tratamentos) envolvem separações físicas e químicas para obtenção da substância mineral de interesse (Esposito, 2000).

Segundo Araújo (2006) a atividade de mineração consiste na exploração de minérios da natureza. Um depósito mineral é um volume rochoso no qual substâncias minerais estão concentradas de modo diferenciado quando comparadas com sua distribuição média na crosta terrestre. Para que o minério possa ser explorado, é necessário realizar a lavra de rocha ou solo sem valor econômico que ocorre dentro do corpo do minério, ou recobrimo-o. Esse material é disposto em pilhas, sendo chamado de estéril. Após a lavra, o mineral bruto – tal como ocorre na natureza, porém desmontado – é submetido a um conjunto de processos industriais que o torna apto para utilização na indústria metalúrgica.

O beneficiamento de minérios é o tratamento industrial que prepara granulometricamente, purifica ou enriquece minérios por métodos físicos ou químicos, sem alteração da constituição química dos minerais. Este divide o mineral bruto em concentrado e rejeito. A polpa que decorre do processo não apresenta valor

econômico e é disposta como rejeito no sistema de armazenamento, geralmente sendo contida por diques ou barragens. A mineração é uma atividade que, então, gera um grande volume de rejeitos, devido à pequena concentração de metal encontrada no mineral bruto.

Ainda segundo Araújo (2006) atualmente a disposição de rejeitos tem sido um aspecto muito focalizado nos estudos de uma empresa de mineração. A segurança e o perfeito funcionamento destes sistemas são fundamentais para a contínua realização das atividades minerais. Como alternativa para construção de sistemas de disposição e contenção de rejeitos as empresas têm utilizado o próprio rejeito como elemento de construção destas estruturas, diminuindo o custo na construção das mesmas, aumentando sua capacidade de armazenamento e possibilitando a construção em fases, juntamente com o avanço de lavra.

2.3- Rejeitos

Os rejeitos são partículas resultantes de processos de beneficiamento dos minérios visando extrair os elementos mais importantes economicamente. Os procedimentos adotados para essa extração são variados, pois dependem do tipo e da qualidade desejada para o minério a ser extraído. A constituição dos rejeitos é caracterizada pela presença de uma fração líquida e sólida, com concentração de 30% a 50% em peso, apresentando características que são função do minério bruto e do processo industrial utilizado no beneficiamento.

Em função do tipo de minério e do tratamento utilizado, os rejeitos podem variar de materiais arenosos não plásticos (rejeitos granulares) até solos de granulometria fina (lamas). Os rejeitos granulares, constituídos de partículas de granulometria de areias finas a médias, não plásticas, possuem alta permeabilidade e resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade. Já as lamas, constituídas por partículas de granulometria de siltes e argilas, possuem difícil sedimentação e alta compressibilidade. (Araújo, 2006)

O descarte dos rejeitos gerados na unidade de beneficiamento das empresas mineradoras pode ser feito na forma sólida (pasta ou granel) ou líquida (polpa). Na primeira situação o transporte dos rejeitos é realizado através de caminhões ou correias transportadoras, como apresentado na Figura 1, e na segunda situação por meio de tubulações. Para a técnica do aterro hidráulico, o material é lançado

hidraulicamente por hidrociclones ou canhões. Já o transporte é realizado também por meio de tubulações, sendo por bombeamento ou gravidade. (Araújo, 2006)



Figura 1: Rejeito em pasta, disposto por caminhão. (Araújo, 2006)

No Brasil, na maioria dos casos, o processo de descarte dos rejeitos se dá na forma líquida, sob forma de polpa. O comportamento da polpa evolui com o tempo e passa por três fases distintas (Chammas, 1989 apud Araujo, 2006).

1. comportamento de líquido sobrenadante, ocorrendo a floculação das partículas de menor tamanho;
2. rejeito em processo de sedimentação, apresentando comportamento semi-líquido e semi-viscoso;
3. rejeito em processo de adensamento, comportando-se como um solo.

. Com o objetivo de diminuir a perda na usina, a polpa contendo rejeitos passa por alguns processos antes de ser encaminhada para descarte. Nesses processos se recupera água, se aproveita ainda alguma parcela de rejeito e se separa parcelas de rejeito com diferentes granulometrias, em função dos métodos de disposição.

2.4- Disposição dos rejeitos

Os rejeitos produzidos cada vez em maior quantidade afetam continuamente qualitativa e quantitativamente o meio ambiente, fato que gera preocupação cada vez maior nas empresas mineradoras, que por sua vez, tentam minimizar os impactos ambientais e também os custos associados à contenção dos rejeitos, buscando então novas formas de armazenamento/disposição, para maior economia e segurança. A opção largamente utilizada até os dias de hoje é a deposição em sistemas de barragens.

Assis (1995) apud Passos (2009) afirma que barragens de rejeito são estruturas de contenção que retêm lama e líquido e devem constituir uma estrutura estável, juntamente com sua fundação. Devem reter inteiramente o rejeito em seu reservatório e permitir o controle adequado de toda a água percolante, para com isso garantir requisitos de controle da poluição, segurança, economia e capacidade limite de armazenamento.

Essas estruturas podem ser construídas com terra ou enrocamento, compactadas (se utilizado material de empréstimo) ou utilizando o próprio rejeito, reduzindo o custo de construção. A estrutura de contenção é construída inicialmente com um dique de partida, geralmente com solo de empréstimo, o qual deve ter uma capacidade de armazenamento de rejeitos para dois ou três anos de operação, servindo como base para posteriores alteamentos, de acordo com as necessidades da empresa gerenciadora da barragem. O alteamento é realizado com estéreis, por deposição hidráulica ou por ciclonagem dos mesmos rejeitos anteriormente apenas armazenados. A ciclonagem consiste na separação granulométrica, por efeitos de pressão, de partículas menos densas e finas, de partículas mais densas e grossas. A polpa de rejeitos entra em um equipamento denominado ciclone e é separada em dois fluxos: "overflow", composto de partículas mais finas que saem pela parte superior do equipamento e "underflow", composto das partículas grossas, que saem pela parte inferior.

Segundo Dorman et al. (1996) apud Esposito (2000) existem características importantes dos rejeitos que governam um possível projeto de uma barragem de rejeitos. Estas características são:

- Distribuição granulométrica da fração sólida;
- Tipo da mineralogia;
- Massa específica in situ associada com as características de consolidação e deformação;
- Massa específica dos grãos e mudanças do índice de vazios com o tempo;
- Resistência ao cisalhamento drenado e não drenado;
- Susceptibilidade à liquefação;
- Permeabilidade;
- Composição química e mineralógica dos líquidos e sólidos constituintes da polpa com identificação de possíveis ácidos, metais pesados ou materiais tóxicos;
- Concentração e velocidade de transporte da polpa.

2.5- Métodos construtivos de barragens de rejeitos

A construção e os posteriores alteamentos das barragens de rejeitos podem assumir diferentes configurações e características, onde cada método possui suas vantagens e desvantagens. Existem três diferentes configurações cujo nome refere-se à direção tomada pelos alteamentos em relação ao dique de partida.

2.5.1- Método de montante

O método de montante é o mais antigo, simples e econômico. A etapa inicial na execução deste tipo de barragem consiste na construção de um dique de partida, normalmente maior que os diques das demais etapas, sendo de material argiloso ou enrocamento compactado. Após realizada esta etapa, o rejeito é lançado por canhões em direção a montante da linha de simetria do dique, ao longo do perímetro deste, formando assim a praia de deposição, que se tornará a fundação e eventualmente fornecerá material de construção para o próximo alteamento. Como os rejeitos têm distribuição granulométrica ampla, as partículas mais grossas permanecem próximas ao dique de partida e as partículas mais finas ficam em suspensão e são transportadas para as zonas internas da bacia de sedimentação. Este processo continua sucessivamente, com diques sendo construídos em todo o perímetro da

bacia até que a cota final, determinada pelas necessidades operacionais da mina, seja atingida (Figura 2).

De acordo com Troncoso (1997) apud Araujo (2006), o método de montante para alteamento de barragens de rejeito é o mais econômico em curto prazo, pois permite obter a menor relação entre volumes de areia / lama.

Embora seja o mais utilizado pela maioria das mineradoras o método de montante apresenta um baixo controle construtivo tornando-se crítico principalmente em relação à segurança. O agravante, neste caso, está ligado ao fato dos alteamentos serem realizados sobre materiais previamente depositados e não consolidados. Assim, sob condição saturada e estado de compactidade fofa, estes rejeitos (granulares) tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento e susceptibilidade à liquefação por carregamentos dinâmicos e estáticos.

Esse método de alteamento apresenta inerente risco de ruptura por liquefação, especialmente em regiões de alta sismicidade. Rupturas por percolação e *piping* também são possíveis devido à pequena distância entre a lagoa de decantação e o talude de jusante. Esse problema pode ser evitado através de ângulos suaves na praia de deposição e segregação e sedimentação de partículas mais grossas junto à face de montante. Sistemas de drenagem e filtros (por exemplo, tapetes drenantes) evitam aumentos excessivos de poropressões e controlam a poluição da água subterrânea.

Embora seja recomendada a implantação de sistemas de drenagem, esse método construtivo impõe dificuldade na implantação de um tal medida, constituindo um problema adicional com reflexos na estabilidade da estrutura.

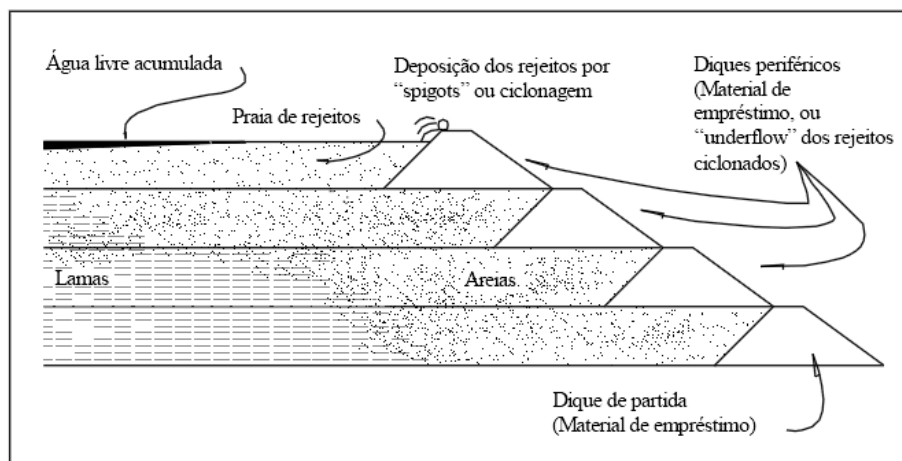


Figura 2- Alteamento pelo método de montante (Vick, 1981 apud Lozano, 2006)

Vick (1983) et al apud Lozano (2006) apresenta as vantagens de desvantagens deste método, a saber:

Vantagens:

- Menor volume de material empregado nos alteamentos
- Menor custo de construção
- Maior velocidade de alteamento
- Facilidade de operação
- Adaptação a topografias muito íngremes

Desvantagens:

- Baixo controle construtivo
- Baixa segurança (linha freática próxima ao talude de jusante)
- Susceptibilidade à liquefação por sismos naturais ou vibrações decorrentes da movimentação de equipamentos, devido à fundação dos alteamentos ser constituída de areias saturadas fofas não compactadas (rejeitos apenas depositados)
- Superfície crítica de ruptura passando pelos rejeitos sedimentados, caso estes sejam não ou ligeiramente compactados.
- Possibilidade de “piping” devido à linha freática estar muito próxima do talude de jusante e a não compactação dos rejeitos, ou quando ocorre concentração de fluxo entre dois diques compactados.

2.5.2- Método de jusante

Neste método, a etapa inicial consiste na construção de um dique de partida, normalmente de solo ou enrocamento compactado. Depois de realizada esta etapa, os alteamentos subsequentes são realizados para jusante do dique de partida. Este processo continua sucessivamente até que a cota final prevista em projeto seja atingida (Figura 3).

De acordo com Klohn (1981) apud Araujo (2006), as vantagens envolvidas no processo de alteamento para jusante consistem no controle do lançamento e da compactação, de acordo com técnicas convencionais de construção; nenhuma parte ou alteamento da barragem é construída sobre o rejeito previamente depositado; além disso, os sistemas de drenagem interna podem ser instalados durante a construção da barragem, e prolongados durante seu alteamento, permitindo o controle da linha de saturação na estrutura da barragem, aumentando sua estabilidade; a barragem pode

ser projetada e subseqüentemente construída apresentando a resistência requerida, inclusive resistir a forças sísmicas.

Neste método, os rejeitos são ciclados e o “underflow” é lançado no talude de jusante, sendo este compactado se a característica de umidade da zona permitir. Podem também ser utilizados materiais de empréstimo ou até mesmo estéril.

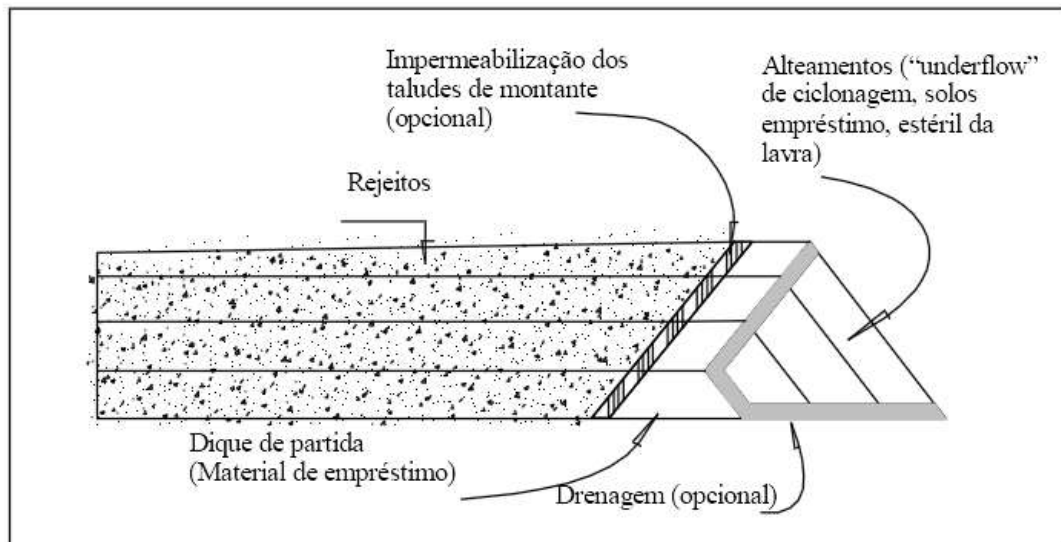


Figura 3- Alçamento pelo método de jusante (Vick, 1981 apud Lozano, 2006).

Vick (1983) et al apud Lozano (2006) apresenta as vantagens de desvantagens deste método:

Vantagens:

- Eficiente para o controle das superfícies freáticas, pela presença de sistemas contínuos de drenagem.
- Adaptável a lugares com vibrações ou alta sismicidade, devido à compactação do “underflow”.
- Operação simples
- Possibilidade de compactação de todo o corpo da barragem
- Maior segurança devido aos alçamentos controlados, com as probabilidades de “piping” e rupturas horizontais sendo muito menores.
- Possibilidade de mistura de estéril nos alçamentos

Desvantagens:

- Necessidade de grande quantidade de rejeitos nas primeiras etapas da construção

- Aumento dos problemas com área de ocupação, caso a característica dos rejeitos torne necessário o emprego de taludes mais abatidos.
- Necessidade de sistemas de drenagem eficientes, com possibilidade de colmatação.
- Altos investimentos iniciais devido à complexidade dos diques de partida e de enrocamento
- Em zonas de alta pluviosidade, atraso nas obras devido à espera por épocas de estio, que possibilitem a compactação dos rejeitos.
- Impossibilidade de proteção com cobertura vegetal, tampouco drenagem superficial, devido à superposição dos rejeitos.
- Necessidade de gasto com ciclones para a ideal separação granulométrica dos rejeitos.

Existem variantes deste método, como mostra a Figura 4, neste caso são construídos um dique inicial e um de enrocamento, com rejeito ciclonado depositado entre essas duas estruturas. Nesta opção de alteamento, a quantidade de rejeito, utilizada é maior que no método de jusante tradicional.

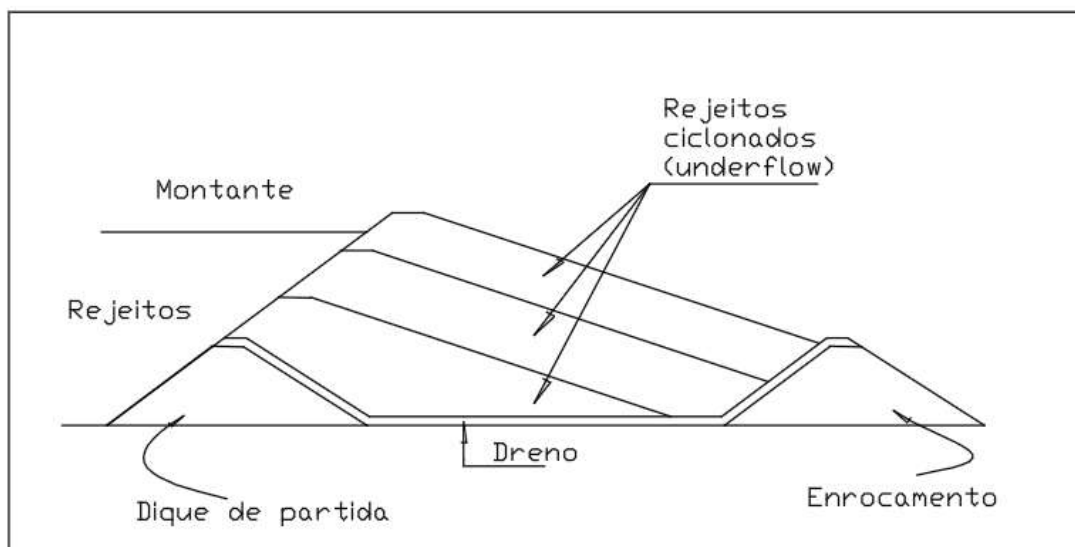


Figura 4- Variante de alteamento pelo método de jusante (Nieble, 1976 apud Lozano, 2006)

2.5.3- Método de linha de centro

Barragens alteadas pelo método de linha de centro apresentam uma solução intermediária entre os dois métodos citados anteriormente, apresentando vantagens dos dois métodos anteriores, tentando minimizar suas desvantagens. Apesar disso, seu comportamento geotécnico se assemelha mais a barragens alteadas para jusante, tornando-se uma variação deste método, onde o alteamento da crista é realizado de forma vertical, sendo o eixo vertical dos alteamentos coincidente com o eixo do dique de partida (Figura 5). Neste método, o rejeito é lançado perifericamente da crista do dique até formar uma praia. O alteamento subsequente é formado lançando materiais de empréstimo, estéril ou “underflow”, sobre o limite da praia anterior e no talude de jusante do maciço de partida. É possível então a utilização de zonas de drenagem internas em todas as fases de alteamento, o que possibilita o controle da linha de saturação. Este controle promove uma dissipação de poropressões tornando o método apropriado para utilização inclusive em áreas de alta sismicidade.

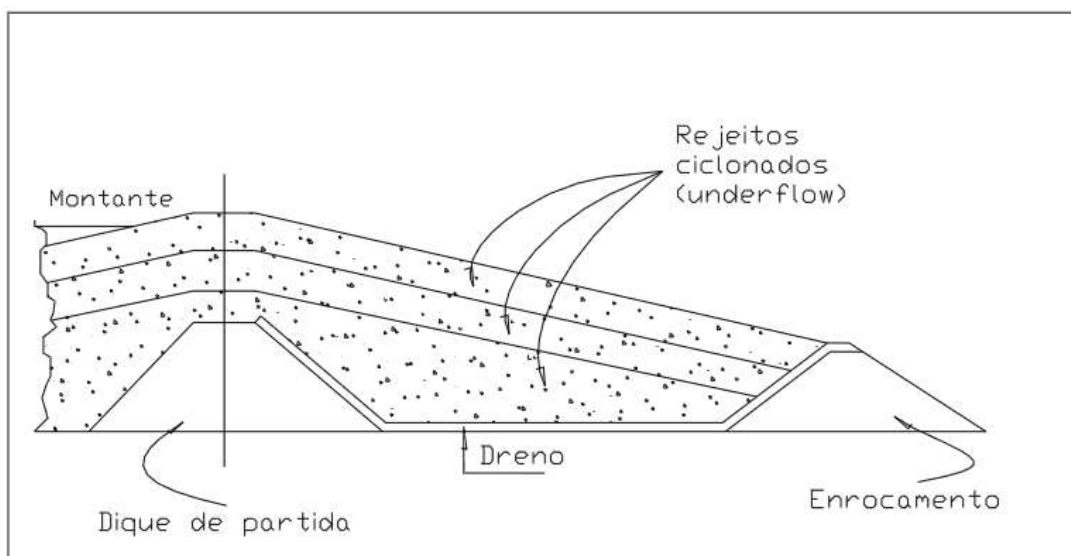


Figura 5- Alteamento pelo método de linha de centro (Nieble, 1976 apud Lozano, 2006).

Como grande vantagem deste método em relação ao de jusante, pode-se destacar a necessidade de um menor volume de material compactado para construção do corpo da barragem, mas esse tipo de estrutura pode apresentar ângulos muito inclinados na face de montante. Se a parte superior do talude perde eventualmente o confinamento, podem aparecer fissuras, causando problemas de erosão, e aumentos de poropressão (Troncoso, 1997 apud Araújo, 2006).

Como consiste numa combinação dos dois métodos anteriores, suas vantagens e desvantagens são similares (Lozano, 2006).

Vantagens:

- Facilidade de construção.
- Eixo dos alteamentos constante
- Redução do volume de "underflow" necessário em relação ao método de jusante

Desvantagens:

- Necessidade de sistemas de drenagem eficientes e sistemas de contenção a jusante (se o material de rejeito fica saturado a jusante, pode comprometer a estabilidade do maciço).
- Operação complexa, com necessidade de equipamento para deposição mecânica.

A seguir é apresentado na Tabela 3, um resumo com: características, aspectos de segurança e custos em função do volume da barragem. Na Tabela 4 há a síntese dos três métodos descritos anteriormente e na Figura 6 são apresentadas comparações de área de seção transversal dos três tipos de barragens de rejeitos, com mesma altura e capacidade de deposição de rejeitos.

Tabela 3- Características e custos das barragens de rejeitos e de barragem convencional (Vick 1983 apud Lozano, 2006).

	Convencional	Montante	Jusante	Linha de centro
Tipo de rejeito recomendado	•Qualquer tipo	•Mais de 40% de areia •Baixa densidade de polpa para promover segregação	•Qualquer tipo	•Areias ou lamas de baixa plasticidade
Requerimentos de descarga dos rejeitos	•Qualquer procedimento de descarga	•Descarga periférica, e bom controle de água livre acumulada	•De acordo com o projeto	•Descarga periférica, conservando o eixo da barragem
Armazenamento d'água	•Boa	•Não recomendado para grandes volumes	•Boa	•Não recomendado para armazenamento permanente
Resistência sísmica	•Boa	•Fraca em áreas de alta sismicidade	•Boa	•Aceitável
Restrições de alteamento	•De uma só vez, ou em poucas etapas	•Recomendável menos de 5 a 10 m/ano, perigoso mais alto que 15 m/ano	•Nenhuma	•Pouca
Requisitos de alteamento	•Materiais naturais e/ou estéril	•Solo natural •Rejeitos ou estéril	•Rejeitos ou estéril	•Rejeitos ou estéril
Custo relativo do corpo do aterro	•Alto ($3 V_m^*$)	•Baixo V_m	•Alto ($3 V_m$)	•Moderado ($2 V_m$)

* V_m = volume da barragem alteada pelo método de montante

Tabela 4- Síntese dos três modelos de alteamento de barragens de rejeitos (Soares 2004, apud Lozano, 2006).

	Método de montante	Método de jusante	Método da linha de centro
Método construtivo	<ul style="list-style-type: none"> •Método mais antigo, e o mais empregado. •Construção de dique inicial e os diques do alteamento periféricos com material de empréstimo, estereis da lavra ou com "underflow" de ciclonagem. •Lançamento a partir da crista por ciclonagem ou "spigots". 	<ul style="list-style-type: none"> •Construção de dique inicial impermeável e barragem de pé. •Separação dos rejeitos na crista do dique por meio de hidrociclones. •Dreno interno e impermeabilização a montante. 	<ul style="list-style-type: none"> •Variação do método de jusante.
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> •Menor custo. •Maior velocidade de alteamento. •Utilizado em lugares onde há limitante de área. 	<ul style="list-style-type: none"> •Maior segurança. • Compactação de todo o corpo da barragem. •Pode-se misturar os estereis da lavra. 	<ul style="list-style-type: none"> •Variação do volume de "underflow" necessário com relação ao método da jusante.
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> •Baixa segurança devido à linha freática próxima ao talude de jusante, susceptibilidade de liquefação, possibilidade de "piping". 	<ul style="list-style-type: none"> •Necessidade de grandes quantidades de "underflow" (problemas nas 1^{as} etapas). •Deslocamento do talude de jusante (proteção superficial só no final da construção). 	<ul style="list-style-type: none"> • Necessidade de sistemas de drenagem eficientes e sistemas de contenção a jusante

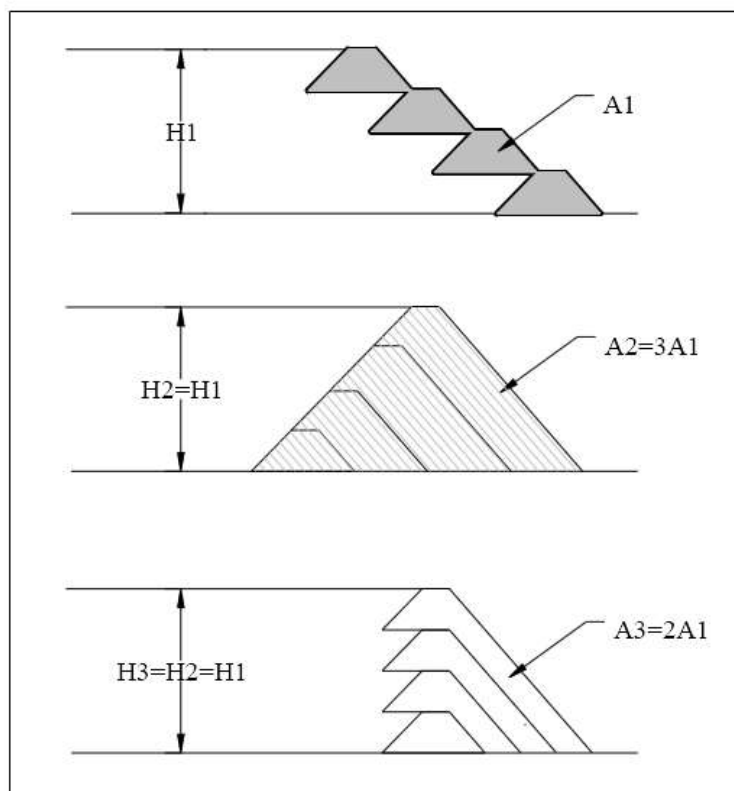


Figura 6- Comparação entre altura e áreas dos três métodos de alteamento (a) Montante. (b) Jusante (c) Linha de Centro (Vick, 1981 apud Lozano, 2006)

Uma vez que os rejeitos passam a ser usados como principal material de construção, o projeto e construção de barragens de rejeito deve incluir cada vez mais princípios geotécnicos na obtenção de parâmetros e controle de qualidade, em substituição aos procedimentos empíricos normalmente utilizados. Há uma maior necessidade então, de investigação das propriedades e características dos rejeitos de modo a reduzir as incertezas geradas no comportamento global dessas estruturas. As incertezas das características do aterro estão relacionadas com o processo de deposição do rejeito na praia e com o próprio rejeito. Algumas variáveis como vazão e concentração da mistura lançada conduzem de forma marcante para um alto grau de heterogeneidade do material depositado (Araújo, 2006)

2.6- Diferenças entre barragens de rejeitos e barragens convencionais

Por apresentarem finalidades diferentes, as barragens de rejeitos e convencionais possuem, de modo geral, aspectos construtivos e gerenciais diferenciados, podendo até em alguns casos apresentarem práticas comuns, porém não aplicadas nas mesmas circunstâncias. Barragens convencionais são construídas com materiais provenientes de uma mesma jazida, com características semelhantes de densidade e umidade. A compactação das sucessivas camadas construtivas garante a homogeneidade de comportamento do maciço, evitando contrastes acentuados que possam induzir gradientes de condutividade hidráulica, de resistência ou de compressibilidade. Nas barragens de rejeito, essa homogeneidade, em diversos casos, não é um condicionante de projeto, sendo inclusive esperada certa heterogeneidade devido às diferentes épocas de alteamento e materiais utilizados provenientes de diferentes frentes de lavra. Especialmente em barragens alteadas pelo método de montante ou de linha de centro, onde os alteamentos são realizados sobre rejeitos depositados em curto intervalo de tempo, tornando-se então pouco consolidados e apresentando menor resistência ao cisalhamento. Além disso, não existe compactação das camadas adjacentes, a não ser pelo tráfego de equipamentos durante a construção.

Segundo Araújo (2006) outra diferença entre barragens convencionais e barragens de rejeitos é o tratamento para percolação. Em barragens convencionais, a quantidade de água perdida por percolação costuma ser insignificante em comparação com os volumes utilizados na operação da obra e perdidos por evaporação e infiltração no reservatório. Desta forma, a percolação é apenas controlada, evitando geração de excessos de poropressão e carreamento de material. O controle da

drenagem se dá pela utilização de filtros verticais e tapetes drenantes. Em barragens de rejeito, muitas vezes não se pode confiar na eficiência desse sistema de drenagem em longo prazo, devido a possíveis cristalizações impermeabilizantes causadas por reações químicas no rejeito. Além disso, especialmente para barragens de contenção de rejeito de minério de ferro, a água é mantida no reservatório visando apenas a sua clarificação, estando apenas o tempo necessário para garantir a decantação dos finos em suspensão. Uma vez atingidos os padrões exigidos a água pode ser lançada no curso d'água da bacia na qual a barragem foi instalada ou então reutilizada no processo.

Ainda sobre a discussão das principais diferenças entre os dois tipos de barragens, Szymanski (1999) apud Duarte (2008) aborda os seguintes aspectos:

- Barragens de contenção de rejeitos são tipicamente construídas em estágios, enquanto que as barragens convencionais são geralmente construídas em estágio único, em um curto período de tempo. Como resultado, as condições das barragens de contenção de rejeitos estão sempre mudando com o aumento progressivo da carga dos rejeitos na fundação do reservatório com o tempo, e por isso sua segurança deve ser continuamente reavaliada. Uma condição estável não é alcançada até que cesse a operação da mina. Em muitos países, as barragens de contenção de rejeitos são projetadas, construídas e operadas sob as mesmas legislações e revisões das barragens convencionais;
- Barragens convencionais são vistas como um recurso, com finalidade de abastecimento de água, geração de energia elétrica, dentre outros. Assim, sua construção, operação e manutenção recebem um alto padrão de cuidado e atenção pelos proprietários, que geralmente possuem sua própria equipe de engenheiros experientes. Em contrapartida, as barragens de contenção de rejeitos são vistas por muitos proprietários como improdutivas, ou parte da operação com perda de dinheiro. O significado destes aspectos é que as atitudes e os esforços na operação da mina são naturalmente menos voltados para o gerenciamento dos rejeitos do que para outros processos do beneficiamento;
- Barragens convencionais são tipicamente de propriedade do Estado ou companhia de utilidade pública, com autoridades que gerenciam o recurso

água. Estes proprietários geralmente possuem recursos substanciais à sua disposição, e tem um relacionamento diferente com público, já que a barragem objetiva diretamente o benefício público. Ao contrário, as barragens de contenção de rejeitos, que são de propriedade da companhia de mineração, não fornecem nenhum benefício direto ao público;

- As companhias de mineração geralmente não possuem profissionais próprios com experiência em barragens, recorrendo então a consultores externos ao seu quadro de funcionários. Isso introduz uma nova questão no gerenciamento das instalações de rejeitos: a perda potencial da boa e clara comunicação e perda da continuidade do projeto;
- Barragens de contenção de rejeitos geralmente retêm materiais sólidos e água que podem ser considerados contaminantes, se liberados para o meio ambiente. A composição destes materiais depende do processo industrial e do tipo de mineral explorado. A contaminação do meio ambiente pode acontecer através de drenagem ácida, infiltração dos contaminantes para o lençol freático, contaminação do solo e água superficial a jusante, podendo até mesmo afetar a fauna local que utiliza a água da barragem para consumo.

A linha comum para cada uma destas diferenças é que as barragens demandam gestões específicas, ou seja, cada barragem apresenta características específicas em relação ao local em que se encontra, ao tipo de processo industrial e às características dos rejeitos, ao tipo de construção e operação e, por isso, não devem ser utilizadas fórmulas prontas, comuns para todas as barragens. Cada barragem de contenção de rejeitos é única e demanda estudos específicos tanto sobre a região explorada, como sobre possíveis consequências de todo o processo produtivo, possibilitando uma gestão eficiente.

3- ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

3.1- Introdução

De acordo com Guidicini e Nieble (1976), o termo escorregamento é utilizado para classificar toda e qualquer movimentação, de relativa curta duração, de massas de terrenos geralmente bem definidas quanto ao volume, independentemente do processo, causa, velocidade, forma e outras características.

A necessidade de determinar uma grandeza que possibilitasse melhor compreensão tanto do comportamento estável, quanto de sensibilidade à ruptura, de um talude, devido a agentes condicionantes, estimulou a criação de diversos métodos de análise de estabilidade, desde os tradicionais que adotam o equilíbrio-limite até os mais recentes, os baseados em probabilidade.

Os taludes das barragens de rejeitos, alvo do presente estudo, são, em geral, compostos dos materiais estéreis provenientes da extração do minério, do solo, ou dos rejeitos gerados. Os parâmetros geotécnicos desses materiais (peso específico, coesão efetiva ou S_u , ângulo de atrito, permeabilidade, etc.), juntamente com a piezometria (influenciada pelo regime de chuvas, de evaporação e geração de resíduos) da região, possível ocorrência de sismicidade e possíveis sobrecargas no corpo da barragem são os condicionantes principais da segurança dessas estruturas, sendo estas condições retratadas nos estudos de estabilidade.

. Uma falta de conhecimento e controle dos aspectos geotécnicos dos materiais presentes seja no corpo, seja na fundação da barragem, pode desencadear processos de instabilização destes. Assim, qualquer projeto geotécnico seja de barragens ou de qualquer outra estrutura, deve dar atenção especial para o conhecimento dos parâmetros geotécnicos de resistência, através de ensaios de campo e laboratório de todos os materiais relevantes na manutenção da estabilidade do dique.

3.2- Levantamento dos condicionantes geotécnicos

Para a realização de um projeto é necessário o estudo dos condicionantes geotécnicos da região onde será executado o empreendimento, para avaliação de riscos existentes antes do início da obra e possíveis riscos consequentes da execução do projeto. Além de serem determinados os condicionantes que irão governar as metodologias utilizadas e as alternativas de projeto. A seguir são apresentados os estudos realizados para o levantamento desses condicionantes:

- Levantamento topográfico;

- Estudo das estruturas geológicas (ocorrência de descontinuidades, planos de fraqueza, etc.).

- Exploração do subsolo através de ensaios de campo e de laboratório: sondagens a trado, sondagens SPT, rotativas, ensaios de cisalhamento direto, ensaios de cisalhamento triaxial, palheta (Vane Test.), dilatômetro, ensaios de cone e piezocone e etc.

- Água no terreno: superficial e subterrânea (medições de nível de água e poro-pressão (piezômetros), permeabilidade do solo/rocha, regime de chuvas)

- Fatores Ambientais: clima, fatores antrópicos e ecossistema.

Além dos condicionantes geotécnicos, esses estudos permitem prever se o solo apresenta comportamento drenado ou não drenado.

3.3- Mecanismos de causa e consequência que levam à ruptura

Dada a existência de um talude, seja este, natural ou construído, sua tendência natural é o seu deslizamento, que por sua vez é contido se as tensões cisalhantes mobilizadas forem iguais ou menores que a resistência ao cisalhamento do material interceptado pela superfície de ruptura.

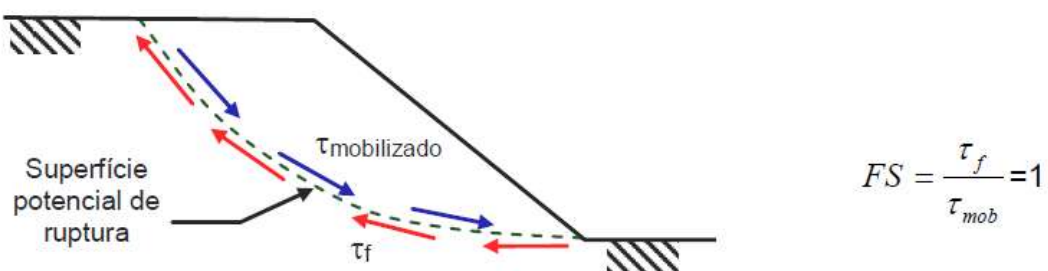


Figura 7- Tensões e resistências mobilizadas na superfície de ruptura (Gerscovich 2008)

Os mecanismos que contribuem para a ocorrência de movimentos de massa, majorando os esforços atuantes ou minorando as resistências dos materiais presentes no maciço do talude, são expostos por Varnes (1978) apud Gerscovich (2008) na Tabela 5.

Tabela 5 – Fatores deflagradores de movimentos de massa (Gerscovich, 2008, adaptado de Varnes, 1978).

AÇÃO	FATORES	FENÔMENOS
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou base)	Erosão, Escorregamentos e Cortes
	Sobrecarga	Peso de água de chuva, neve, granizo. Acúmulo natural de material (depósitos). Peso da vegetação. Construção de aterros
	Solicitação dinâmica	Terremotos, ondas, vulcões. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas, Congelamento, Materiais expansivos
Redução da resistência	Características do material	Características geomecânicas do material, tensões
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismo: redução na coesão, ângulo de atrito, variação nas poropressões

3.4 – Objetivos da análise de estabilidade

Segundo Dyminski (1996), a análise da estabilidade de um talude possui alguns objetivos que estão ilustrados abaixo:

- 1- Averiguar a estabilidade de taludes em diferentes tipos de obras geotécnicas, sob diferentes condições de solicitação, de modo a permitir a execução de projetos econômicos e seguros;
- 2- Averiguar a possibilidade de escorregamento de taludes naturais ou construídos pelo homem, analisando a influência de modificações propostas através de análise de sensibilidade e estudo da influência relativa de parâmetros;
- 3- Analisar escorregamentos já ocorridos, obtendo-se subsídios para o entendimento de mecanismos de ruptura e da influência de fatores ambientais, através de retroanálise da estabilidade;

- 4- Executar projetos de estabilização de taludes já rompidos, investigando-se as alternativas de medidas preventivas e corretivas que possam ser necessárias;
- 5- Estudar o efeito de carregamentos extremos naturais ou decorrentes da ação do homem, tais como, terremotos, maremotos, explosões, altos gradientes de temperaturas, execução de obras, etc.
- 6- Entender o desenvolvimento e forma de taludes naturais e os processos responsáveis por diferenças em características naturais regionais por retrabalhamento da crosta terrestre.

3.5- Métodos de análise de estabilidade

Colocados os objetivos das análises, tem-se a necessidade de quantificar o risco de uma possível ruptura. Essa quantificação é determinada a partir de um fator de segurança, com as seguintes condições:

FS >1,0 ⇒ teoricamente estável

FS =1,0 ⇒ equilíbrio instável, podendo ocorrer ruptura por escorregamento a qualquer momento.

FS < 1,0 ⇒ não tem significado físico

Segundo Gerscovich (2008), FS é o fator pelo qual os parâmetros de resistência podem ser reduzidos de tal forma a tornar o talude em estado de equilíbrio limite ao longo de uma superfície. Este fator de segurança pode ser obtido através de diferentes definições, ilustradas a seguir por Dyminski (1996):

- a) Fator que minora os parâmetros de resistência ao cisalhamento (em termos de tensões efetivas):

$$\tau = \frac{c'}{FS1} + \sigma'_N \cdot \frac{tg\phi'}{FS2} \quad \text{Eq.1}$$

Com FS1=FS2

- b) Fator que minora a resistência ao cisalhamento (em termos de tensões totais):

$$\tau = \frac{c}{FS3} + \sigma_N \cdot \frac{tg\phi}{FS4} \quad \text{Eq.2}$$

Com FS3=FS4

- c) Relação entre momentos resistente (M_R) e atuante (M_A), para superfície de ruptura circular

$$FS = \frac{M_R}{M_A} \quad \text{Eq. 3}$$

- d) Relação entre forças resistentes (F_R) e atuantes (F_A), utilizada em fundações:

$$FS = \frac{F_R}{F_A} \quad \text{Eq. 4}$$

- e) Relação entre resistência ao cisalhamento do solo e tensões cisalhantes atuantes no maciço:

$$FS = \left(\frac{\text{Resistência ao cisalhamento}}{\text{Tensões atuantes}} \right) \quad \text{Eq. 5}$$

Segundo Dyminski (1996), cada definição ilustrada acima pode implicar em valores diferentes para FS.

Em análises de estabilidade de taludes, adotam-se as definições dos itens a) e b), considerando um valor único para FS de todos os parâmetros, efetivos ou totais.

O FS_{adm} de um projeto corresponde a um valor mínimo a ser atingido e varia em função do tipo de obra e vida útil. A definição do valor admissível para o fator de segurança (FS_{adm}) vai depender, entre outros fatores, das consequências de uma eventual ruptura, em termos de perdas humanas e/ou econômicas. A Tabela 6 apresenta uma recomendação para valores de FS_{adm} de acordo com a NBR 11682. Deve-se ressaltar que o valor de FS_{adm} deve considerar não somente as condições atuais do talude, mas também o uso futuro da área, preservando-se o talude contra cortes na base, desmatamento, sobrecargas e infiltração excessiva.

Tabela 6- Fatores de segurança de projeto (NBR 11682)

Grau de segurança Perdas de vidas	Grau de segurança		
	Alto	Média	Baixo
Alto	1,5	1,4	1,3
Médio	1,4	1,3	1,2 ^(*)
Baixo	1,4	1,3	1,10 ^(*)

(*) Só é permitido um FS inferior ou igual a 1,2, quando os parâmetros de resistência puderem ser confirmados por retroanálise, para as condições mais desfavoráveis de poropressão.

Segundo Passos (2009), o Manual de Segurança e Inspeção de Barragens do Ministério de Integração Nacional aborda que uma barragem de rejeitos, se classificada com relação a perdas materiais e ambientais, requer elevado grau de segurança. A partir disso, recomenda-se um $FS_{min} = 1,5$ para as análises de estabilidade interna e externa do corpo da barragem.

3.5.1- Tipos de análise do ponto de vista determinístico

Em geral, as análises determinísticas se dividem em:

- 1) Tensão- deformação;
- 2) Equilíbrio Limite

3.5.1.1- Análise de Tensões e Deformações

São estudos de estabilidade baseados em análises tensão x deformação, realizados com o auxílio de programas computacionais, baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) ou das diferenças finitas (MDF). Por Dyminski (1996) esta solução requer:

- Perfil geotécnico (geometria do problema, incluindo estratigrafia);
- Processo de formação do solo;
- Determinação e modelagem das características de tensão – deformação (como esta geralmente é uma tarefa bastante complicada, representatividade do modelo para solos naturais pode ficar prejudicada).

Deste modo, segundo Gerscovich (2008), os programas são concebidos de forma a possibilitar a incorporação da:

- não linearidade da curva $\sigma' \times \varepsilon$;
- anisotropia;

- não homogeneidade;
- influência do estado inicial de tensões;
- etapas construtivas.

As tensões cisalhantes são determinadas numericamente e comparadas com a resistência ao cisalhamento. A região de ruptura pode ser determinada nos pontos em que as tensões cisalhantes igualam-se à resistência. Adicionalmente, os resultados fornecidos em termos de tensões e deformações permitem:

- estabelecer áreas (plastificadas), mesmo sem se estabelecer uma superfície de ruptura (indicando ruptura progressiva)
- estabelecer níveis de tensão de interesse para realização de ensaios de laboratório
- conhecer a magnitude das deformações, que podem ser mais determinantes do que o próprio FS na concepção do projeto.

3.5.1.2- Análise por Equilíbrio Limite

A análise por este método consiste na determinação do equilíbrio de uma massa de solo, com uma geometria qualquer, embora as mais comumente analisadas sejam a poligonal e a circular. Por este método a ruptura ocorre ao longo de uma superfície previamente definida por tentativas. Assume-se que em caso de colapso, todos os elementos ao longo dessa superfície atingirão a ruptura, simultaneamente. A partir dos valores das forças atuantes, a resistência ao cisalhamento necessária para o equilíbrio é calculada, obtendo-se então a margem de segurança do talude. Por Moraes (1975), análise por equilíbrio limite pode ser dividida em dois grupos:

- a) Análise que considera o trecho rompido como uma massa única, fazendo hipóteses a respeito da distribuição das tensões normais ao longo da superfície de ruptura. Tais métodos só se aplicam para taludes homogêneos.
- b) Análise que considera o trecho rompido como dividido em várias fatias verticais, com a aplicação das equações de equilíbrio para cada fatia. Hipóteses simplificadoras são realizadas para solucionar o problema, gerando diversidade de valores do fator de segurança para uma mesma situação, dependendo então, da simplificação utilizada.

Assim, a abordagem tradicional no equilíbrio limite consiste em analisar as condições em que ocorreriam rupturas e aplicar um FS adequado para evitar que este fenômeno ocorra. Para utilizar este método, são adotadas as seguintes hipóteses:

- a) Admite-se que o material tenha um modelo constitutivo rígido perfeitamente plástico, ou seja, o material suporta qualquer estado de tensões abaixo do estado de ruptura sem deformar-se. Ao atingir a tensão de ruptura, ocorrerá a falência brusca. Com isso, não se tem informação sobre as deformações, isto é não há como se verificar se estão dentro da faixa admissível para o projeto.
- b) As tensões são determinadas exclusivamente na superfície de ruptura. As diversas hipóteses simplificadoras adotadas pelos diversos métodos de Equilíbrio Limite acarretam em diferentes distribuições de tensão na superfície de ruptura.
- c) O FS está relacionado aos parâmetros de resistência e não à resistência ao cisalhamento propriamente dita, que dependerá das tensões efetivas.
- d) Mobilização uniforme da resistência ao longo da superfície de ruptura, ou seja, a ruptura ocorre no momento em que todos os elementos de solo, na superfície, atingirem sua resistência, é desconsiderado o caso real, com a não uniformidade das tensões ao longo da superfície de ruptura.

A partir das hipóteses apresentadas acima, determina-se o grau de estabilidade de uma massa de solo (FS), através das seguintes premissas expostas:

- 1) Postula-se um mecanismo de ruptura; isto é, arbitra-se uma determinada superfície potencial de ruptura (circular, planar, etc.). O solo acima da superfície é considerado como corpo livre;
- 2) O equilíbrio é calculado pelas equações da estática: ($\Sigma F_v = 0, \Sigma F_h = 0, \Sigma M = 0$);
- 3) O FS é obtido comparando-se $FS = \frac{T_f}{T_{mob}}$;
- 4) FS é admitido constante em toda a superfície;
- 5) O FS mínimo é obtido por iterações.

O método mais utilizado, baseado no equilíbrio limite, na atualidade, é o método das fatias, que é apresentado a seguir.

3.6- Método das fatias

Com o objetivo de encontrar a superfície crítica de ruptura, ou seja, a que corresponde ao menor valor de FS, este método consiste em arbitrar uma geometria para a superfície de ruptura e dividi-la em fatias, aplicando em cada uma delas as seguintes equações de equilíbrio:

$$\Sigma \text{FORÇAS HORIZONTAIS} = 0 \quad \text{Eq.6}$$

$$\Sigma \text{FORÇAS VERTICAIS} = 0 \quad \text{Eq.7}$$

$$\Sigma \text{MOMENTOS} = 0 \quad \text{Eq.8}$$

Por não apresentar restrições quanto à heterogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise (em termos de tensões totais ou efetivas), este método é o mais utilizado em estudos de estabilidade. Além disso, permite também a inclusão da distribuição de poropressão. A metodologia de solução apresenta as seguintes etapas:

- O talude é subdividido em fatias, assumindo a base da fatia como linear (Figura 8).

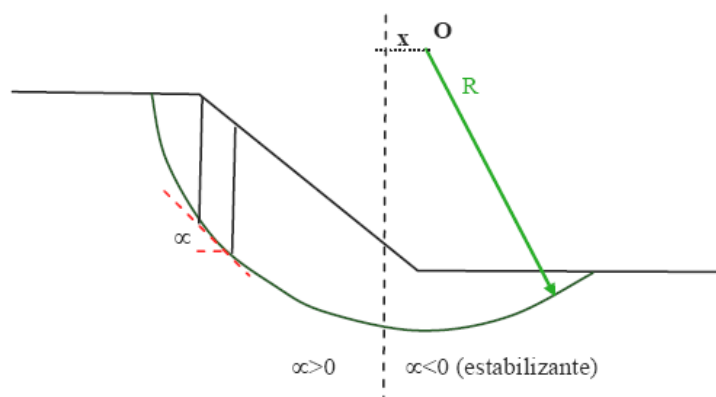


Figura 8- Método das fatias (Gerscovich, 2008).

- Realiza-se o equilíbrio de forças em cada fatia, assumindo que as tensões normais na base da fatia sejam geradas pelo peso de solo contido na fatia (Figura 9). A resistência na base (s) pode ser definida em termos de tensões totais (S_u) ou efetivas (c' e ϕ')

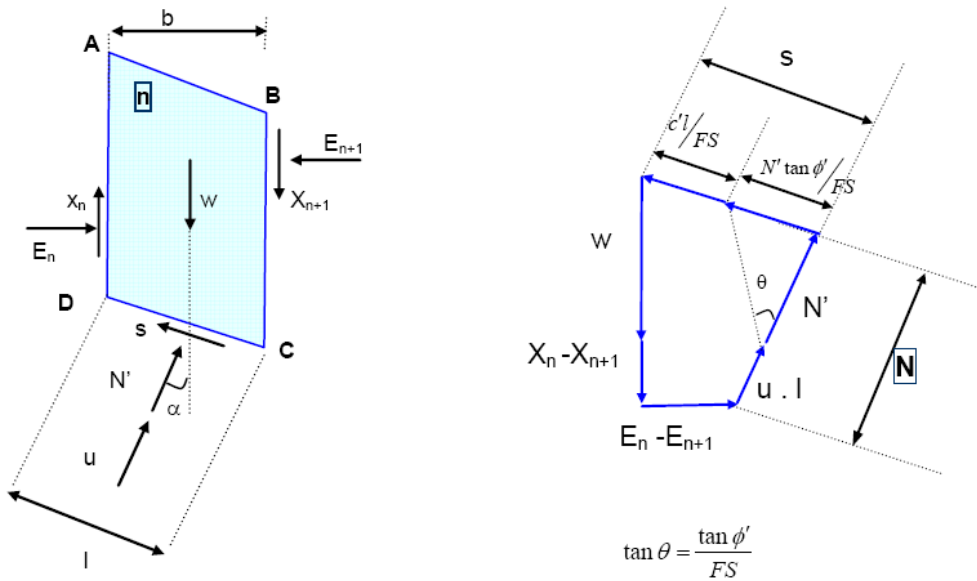


Figura 9- Forças atuantes e o polígono de forças em uma fatia (Gerscovich, 2012).

- Calcula-se o equilíbrio do conjunto por meio da equação de equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, considerando os pesos e as forças tangenciais na base das fatias (Figura 10).

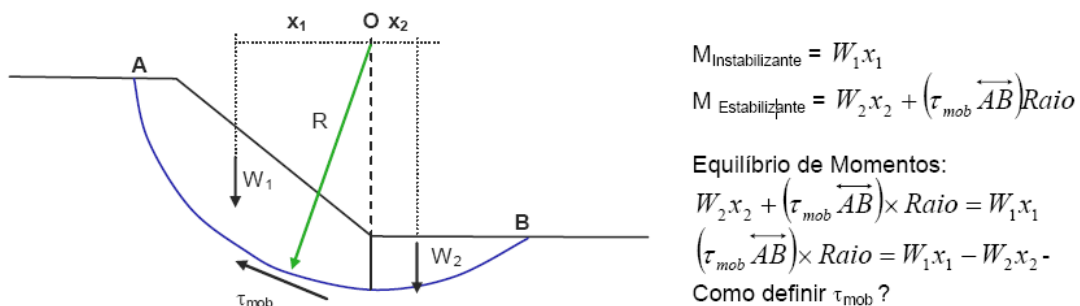


Figura 10- Equilíbrio de momentos (Gerscovich, 2012).

As equações de equilíbrio e de resistência ao cisalhamento são aplicadas a todas as fatias. As incógnitas envolvem não só o FS, como também os esforços atuantes na base e no contato entre as fatias, além do ponto de aplicação dessas resultantes. Com isso, o número de incógnitas (6n-2) é superior ao de equações (4n) (Tabela 7). Para resolver a incompatibilidade, diversos métodos de cálculo aplicam hipóteses simplificadoras no sentido de reduzir o número de incógnitas. Uma hipótese comum a todos os métodos é assumir que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central, reduzindo as incógnitas para (5n-2). Assim

sendo, os métodos indicam (n-2) hipóteses de forma a tornar o problema estaticamente determinado. Por atender ou não às três condições de equilíbrio da estática, os métodos são classificados em simplificados ou rigorosos.

Tabela 7- Equações e incógnitas associadas ao método das fatias (Modificado de Lambe & Whitman, 1969)

Equação	Condição
n	Equilíbrio do Momento para cada fatia
2n	Equilíbrio de forças em duas direções (para cada fatia)
n	Relação de Mohr- Coulomb entre a resistência ao cisalhamento e a tensão efetiva normal.
4n	Número total de equações
Incógnita	Variável
1	Fator de segurança: FS
n	Força Normal na base de cada fatia: N
n	Posição da força normal
n	Força de cisalhamento na base de cada fatia
n-1	Força entre fatias
n-1	Inclinação da força entre fatias: θ
n-1	Posição da força entre fatias (linha de empuxo)
6n-2	Número total de incógnitas

Ao tomar o somatório dos momentos das forças entre as fatias como nulo, tem-se:

$$\sum W_i \times x_i = R \times \sum \left(\frac{c'l}{FS} + (N - ul) \frac{tg\phi'}{FS} \right) \quad \text{Eq.9}$$

Com isso, o FS em termos efetivos e totais é determinado como mostram as Equações gerais 10 e 11.

Para tensões efetivas:

$$FS = \frac{\sum \left(c'l + \overbrace{(N - ul)}^{N'} tg\phi' \right)}{\sum W_i sen\alpha} \quad \text{Eq. 10}$$

Para tensões totais:

$$FS = \frac{R \times \sum (s_u l)}{R \sum W_i \text{sen } \alpha} = \frac{\sum (s_u l)}{\sum W_i \text{sen } \alpha} \quad \text{Eq. 11}$$

A seguir repete-se o procedimento para outras superfícies. Quando se atinge um número considerado aceitável de superfícies, com geometrias adequadas ao problema em questão assume-se que a superfície de menor FS é a crítica e que seu FS é o próprio FS do talude.

A seguir serão apresentados os métodos mais utilizados, com destaque para o método de Bishop, utilizado nas análises apresentadas no Capítulo 5.

3.6.1- Métodos simplificados

São aqueles que atendem apenas a uma equação de equilíbrio de forças (em uma única direção) e a equação de equilíbrio de momentos.

3.6.1.1- Método de Fellenius

No método de Fellenius, também denominado método sueco, adota-se uma superfície de ruptura circular. A hipótese simplificadora adicional é considerar que os esforços entre as fatias são todos nulos, realizando-se o equilíbrio de forças em cada fatia nas direções normal e tangencial à superfície de ruptura. Essa hipótese permite a determinação da força normal na base da fatia (Figura 11). Após a determinação da força normal e resolvendo o equilíbrio de momentos do conjunto de todas as fatias, obtém-se o FS pela Equação 12.

$$FS = \frac{\sum [c' (b / \cos \alpha) + (W \cos \alpha - u (b / \cos \alpha)) \cdot \text{tg} \phi']}{\sum W \text{sen } \alpha} \quad \text{Eq. 12}$$

onde:

u = poropressão média na base da fatia;

c' = coesão efetiva do solo;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo.

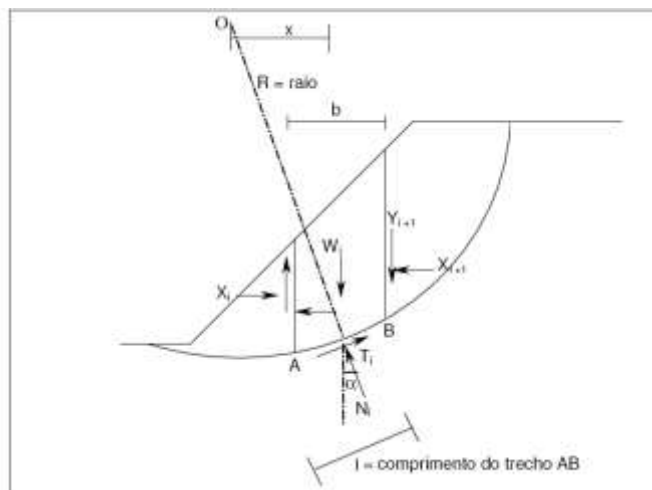


Figura 11- Forças atuantes em uma fatia pelo método de Fellenius (Fabrício, 2006)

Este método se mostra conservador, ou seja, tende a fornecer baixos valores de FS. Além disso, segundo Fabrício (2006), pode apresentar erros de até 50%, se utilizado em taludes suaves com poropressões elevadas. Para o caso de ausência de poropressões, os erros caem para a ordem de 10%.

3.6.1.2- Método de Bishop

Este método, assim como o de Fellenius, considera a superfície de ruptura com forma circular. Sua hipótese é que a resultante das forças entre as fatias é horizontal. Tomando o somatório das forças verticais como nulo, obtém-se:

$$N' \cos \alpha + ul \cos \alpha = W + X_n - X_{n+1} - \tau \operatorname{sen} \alpha$$

Eq. 13

Considerando $b = l \times \cos \alpha$, apresenta-se.

$$N' \cos \alpha + ub = W + X_n - X_{n+1} - \overbrace{\left[\frac{c'l}{FS} + N' \frac{\tan \phi'}{FS} \right]}^{\text{tensão mobilizada}} \times \operatorname{sen} \alpha$$

$$N' \cos \alpha = W + X_n - X_{n+1} - ub - \frac{c'l}{FS} \times \operatorname{sen} \alpha - N' \frac{\tan \phi'}{FS} \times \operatorname{sen} \alpha$$

$$N' \left\{ \cos \alpha + \frac{\tan \phi' \operatorname{sen} \alpha}{FS} \right\} = W + X_n - X_{n+1} - ub - \frac{c'l}{FS} \times \operatorname{sen} \alpha$$

Eq.14

Considerando:

$$m_{\alpha} = \cos \alpha \left\{ \frac{1 + \tan \alpha \tan \phi'}{FS} \right\} \quad \text{Eq.15}$$

Tem-se:

$$N' = \frac{W + X_n - X_{n+1} - ub - \frac{c'l}{FS} \times \text{sen} \alpha}{m_{\alpha}} \quad \text{Eq.16}$$

Substituindo o valor de N' na Equação 10 e através de rearranjo dos termos, chega-se a:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \text{sen} \alpha} \sum \left(c'b + [(W - ub) + (X_n - X_{n+1})] \frac{\text{tg} \phi'}{m_{\alpha}} \right) \quad \text{Eq.17}$$

Desprezando as parcelas relativas às componentes tangenciais entre as fatias, com:

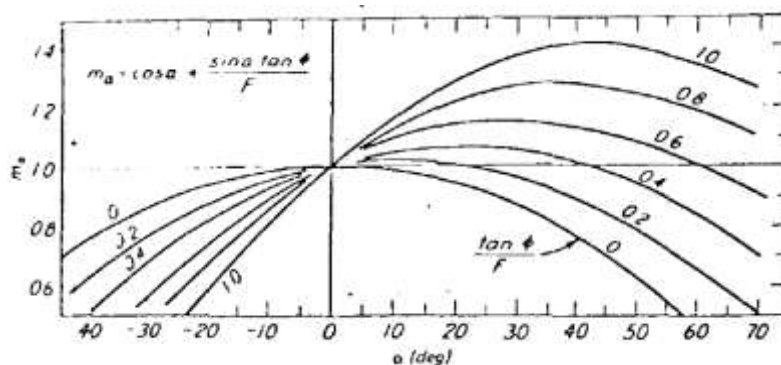
$$\sum [(X_n - X_{n+1})] \frac{\text{tg} \phi'}{m_{\alpha}} = 0 \quad \text{Eq.18}$$

E com isso, desprezando também as parcelas de esforço horizontal entre as fatias, encontra-se a expressão final do FS para o método de Bishop:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \text{sen} \alpha} \sum \left([c'b + (W - ub) \tan \phi'] \frac{1}{m_{\alpha}} \right) \quad \text{Eq.19}$$

Quanto ao Método de Bishop:

- A solução do método é iterativa, pois o FS aparece em ambos os lados da equação. Para isso, geralmente arbitra-se um FS inicial, repetindo-se as iterações até que $(FS_i - FS_{i-1} < \text{tolerância})$. Esta tolerância situa-se normalmente entre 0,01 e 0,02 (Becker, 2012)
- Recomenda-se verificar o valor de m_α , uma vez que pode tornar-se negativo ou nulo na região próxima ao pé de taludes muito íngremes. Assim, quando o valor de m_α , é inferior a 0,2, recomenda-se que sejam feitas as seguintes correções:
 - se $m_\alpha < 0,2$, o valor de N' deve ser calculado de acordo com Fellenius ($N' = W \cos \alpha$);
 - se $m_\alpha < 0$, sugere-se zerar N' ($N' = 0$).
- Presença de ábaco auxiliar como alternativa para a determinação de m_α (Figura 12).



O método de Bishop fornece resultados mais próximos aos dos métodos mais rigorosos, quando comparado ao método de Fellenius.

3.6.2- Métodos rigorosos

São aqueles que atendem às três equações de equilíbrio, um dos principais métodos rigorosos é apresentado a seguir:

3.6.2.1-Método de Spencer

O método de Spencer é um método rigoroso, pois atende a todas as equações de equilíbrio de forças e de momentos. Inicialmente era utilizado para superfície circular, mas foi adaptado também para superfícies com formas irregulares.

Este método considera que as forças X_i , Y_i e X_{i+1} , Y_{i+1} podem ser substituídas por uma resultante Q_i que forma um ângulo δ_i com a horizontal. Satisfazendo o equilíbrio de momentos juntamente com a suposição de componente sísmica nula, a força Q_i deve passar pelo ponto de interseção das forças W_i , T_i e N_i , ou seja, pelo ponto médio da base da fatia. A Figura 13 ilustra essa metodologia.

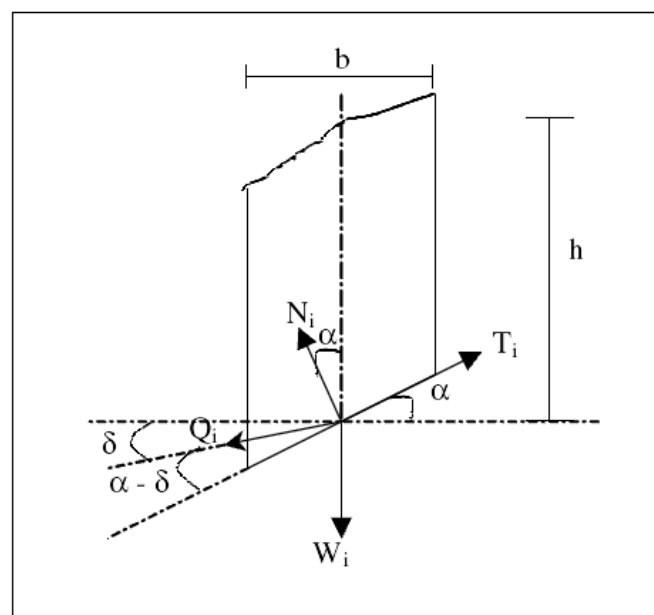


Figura 13- Forças atuantes na base da fatia por Spencer (Fabrício, 2006).

Com a imposição do equilíbrio de forças nas direções normal e tangencial à base da fatia e adotando o critério de ruptura de Mohr- Coulomb chega-se à Equação 20.

$$Q = \frac{\frac{c' \cdot b \cdot \sec \alpha}{F} + \frac{\text{tg} \phi' \cdot (h \cdot \cos \alpha - u \cdot b \sec \alpha)}{F} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\text{tg} \phi \cdot \text{tg}(\alpha - \delta)}{F} \right]}$$

Eq.20

Se não houver forças externas ao talude, o somatório das forças internas da massa de solo potencialmente instável é nulo. Assim:

$$\sum Q \cdot \cos \delta = 0$$

$$\sum Q \sin \delta = 0$$

Eq.21 e 22

Como é nula, a soma dos momentos das forças externas em relação ao ponto O (centro de rotação), a soma dos momentos das forças entre fatias em relação ao mesmo ponto O também deve ser nula. Deste modo:

$$\sum Q \cdot R \cdot \cos(\alpha - \delta) = 0$$

Eq.23

Adotando ângulo δ_i constante para todas as fatias, encontramos.

$$\sum Q = 0$$

Eq.24

Com as Equações 23 e 24, e variando o ângulo δ calculam-se dois fatores de segurança diferentes, pela equação de equilíbrio de forças e outro pela equação de equilíbrio de momentos, de acordo com as curvas da Figura 14. O ponto de interseção das curvas representa o FS que satisfaz ambas as equações:

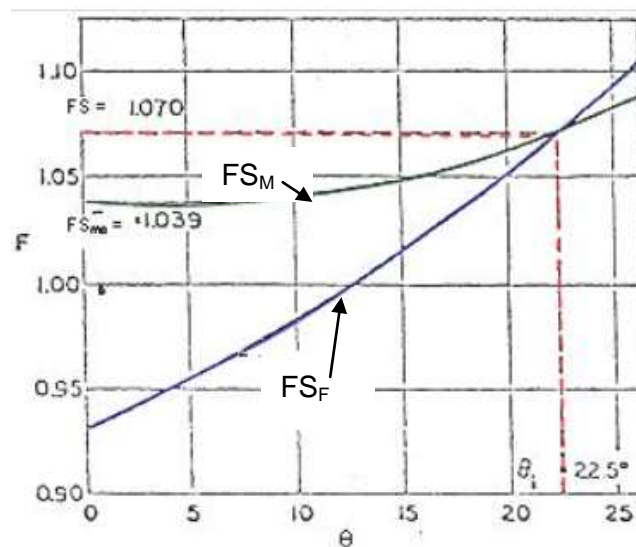


Figura 14 – Convergência do Método de Spencer (Gerscovich, 2008).

4- MÉTODOS DE ANÁLISE PROBABILÍSTICA PARA ESTABILIDADE DE TALUDES

4.1- Introdução

A tentativa de reprodução das condições de campo na geotecnia e especialmente na estabilidade de taludes, normalmente esbarra, em muitos casos, nas incertezas para determinação de parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade. Estas incertezas podem ser causadas por variações pequenas ou grandes em torno dos valores dos parâmetros médios adotados nas análises determinísticas, levando à inevitável convivência com riscos de rupturas de obras geotécnicas. Assim, para Assis et al (1995) apud Maia (2003), os métodos estatísticos e probabilísticos aparecem como uma alternativa sistemática de incorporar a variabilidade dos parâmetros no projeto, podendo assim estimar o risco de ruptura e a confiabilidade do empreendimento.

A seguir, são apresentados alguns conceitos de probabilidade e estatística cuja compreensão facilita o entendimento das análises probabilísticas.

4.2- Conceitos de estatística

4.2.1- Conceitos gerais

Uma análise estatística tem como alvo de estudo, um grupo denominado universo. Em estabilidade de taludes, o universo engloba todos os parâmetros geotécnicos envolvidos direta ou indiretamente com o fator de segurança relacionado à ruptura.

Segundo Fabrício (2006), o conjunto dos valores possíveis a serem medidos, relacionados a uma mesma característica recebe o nome de população. No caso de análise de estabilidade, alguns exemplos de populações que formam o universo, seriam: ângulo de atrito, nível da água, coesão, peso específico do solo.

Uma unidade de amostragem é o valor atribuído para cada elemento da população estudada. No estudo da população "coesão", cada valor de coesão encontrado ou determinado corresponde a uma unidade de amostragem. O conceito de amostra, por sua vez, é a reunião de várias unidades de amostragem.

No caso de um estudo, geralmente é utilizada a amostragem aleatória, que consiste na escolha de um limitado número de unidades de amostragem de uma população, onde todas as unidades tenham a mesma condição de serem escolhidas.

4.2.2- Tendência central

A maioria dos dados de uma amostra apresenta uma diferente tendência de se concentrar em torno de um ponto central. Se forem realizadas séries de determinações com “n” medidas aleatórias de uma mesma população, como por exemplo, ângulo de atrito, pode-se calcular a média aritmética para cada serie de medidas pela Equação 25.

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad \text{Eq. 25}$$

Onde:

\bar{X} = média da amostra;

n = n° de medidas da série (tamanho da amostra);

x_i = valor individual de cada medida da amostra

Encontrados os valores das médias das amostras, para cada série de medidas, obtém-se o histograma (Figura 15) que corresponde à determinada população do universo estudado. Os valores diversos de intervalos das médias aritméticas são encontrados no eixo horizontal. Já no eixo vertical, localizam-se as porcentagens de valores encontrados em cada intervalo, ou seja, a frequência relativa que é a estimativa de probabilidade de ocorrência desses valores.

O histograma demonstra o fato de que as maiores porcentagens de valores ocorrem em torno do intervalo de valor central μ , que corresponde à média da população estudada.

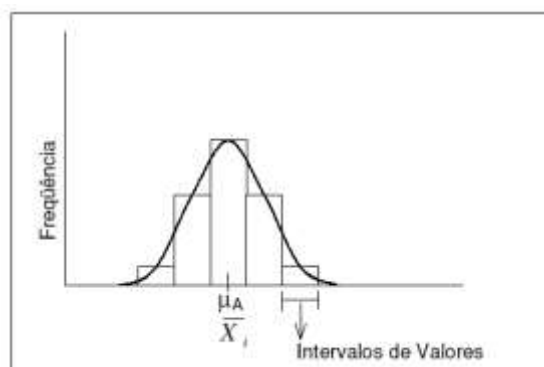


Figura 15- Histograma ou distribuição estatística das médias das amostras da população (Fabrício, 2006).

Como muitas vezes, não é possível realizar medida de todas as unidades de uma amostragem de população, a média \bar{X}_1 , correspondente a “n” unidades, obtidas de maneira aleatória, representa a melhor estimativa possível da média μ da população.

Matematicamente:

$$\mu = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f(x) d(x) \quad \text{Eq. 26}$$

Onde:

$f(x)$ = função distribuição de probabilidade;

μ = média da população

A média é a informação mais importante de uma variável aleatória, sendo, por exemplo, assumida como valor para os parâmetros geotécnicos de uma análise determinística de estabilidade, porém para a execução dos estudos probabilísticos, outras características das variáveis se fazem necessárias.

4.2.3- Medidas de variação

Medida de variação é a quantidade de dispersão ou espalhamento dos dados que pode ser representado pelo histograma como da Figura 15 ou Tabela 8 que mostra dois conjuntos de dados de sondagens de uma mesma área, apresentando as mesmas médias, porém divergindo em termos de variação (diferentes valores de variância e desvio padrão, conceitos estes que serão expostos a seguir).

Tabela 8- Comparação da dispersão de dados de uma mesma área (Maia, 2003).

<i>Equipe</i>	<i>Pesos Específicos (kN/m³)</i>						<i>Média</i>	<i>Variância</i>	<i>Desvio Padrão</i>
I	15,0	15,4	15,8	16,2	16,6	17,0	16,0	0,56	0,75
II	15,8	15,8	15,8	16,2	16,2	16,2	16,0	0,05	0,22

A melhor forma de estimar a dispersão de uma amostra ou de uma população é através do desvio padrão e da variância.

4.2.3.1- Desvio Padrão

É a raiz quadrada da soma das diferenças ao quadrado em torno da média aritmética dividida pelo tamanho da amostra menos 1 , como definido na Equação 27.

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

Eq. 27

Onde: \bar{X} = média das amostras;

n = número de valores (tamanho das amostras);

x_i = valores individuais.

Outro parâmetro muito utilizado é o coeficiente de variação C.V, que representa o desvio padrão amostral como porcentagem da média conforme a Equação 28:

$$C.V. = \frac{s}{\bar{X}} 100$$

Eq. 28

Ainda segundo Fabrício (2006), para a estimativa do desvio padrão amostral (s) ou (σ) no caso de desvio padrão de uma população, existem dois procedimentos. O primeiro consiste em realizar de oito a dez ensaios, utilizando o desvio padrão encontrado como estimativa. Caso não haja ensaios suficientes para o estudo, o segundo procedimento é adotar valores existentes na literatura, como mostra a Tabela 9 com faixas de coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos de interesse para a análise de estabilidade de taludes (Lumb, 1974; Lee et al, 1983; Pacheco, 1991; Christian et al, 1992, entre outros apud Sandroni e Sayão,1992).

Tabela 9- Coeficientes de variação para os parâmetros do solo (Sandroni e Sayão, 1992)

Parâmetro	Valor recomendado	Coeficiente de variação %
Peso específico	3	(2 a 8)
Coesão efetiva	40	(20 a 80)
Ângulo efetivo de resistência	10	(4 a 20)
Coesão não drenada	30	(20 a 50)

Nota: os valores de C.V na Tabela 9 são recomendados para solos, porém serão também utilizados para rejeitos, nas análises do Capítulo 5.

4.2.3.2- Variância

É, aproximadamente, a média das diferenças ao quadrado entre cada observação feita de um conjunto de dados e a média aritmética do conjunto, sendo também o quadrado do desvio padrão, ou seja, equivale a s^2 ou σ^2 .

4.2.4- Distribuição da probabilidade dos parâmetros geotécnicos

Visto que o valor de uma variável aleatória representa um evento, esta assume um valor como uma probabilidade associada ou probabilidade medida. Assim, para Ang e Tang (1975) apud Maia (2003), a regra para descrever a medida da probabilidade associada com todos os valores de uma variável aleatória é chamada distribuição de probabilidade. Para descrever essa distribuição de probabilidade existem na literatura vários tipos de distribuições: normal, log-normal, binomial, geométrica, Poisson, gama, hiperbólica, exponencial e outras. Os tipos mais usados em geotecnia são os dois primeiros que serão apresentados a seguir.

4.2.5- Distribuição normal

Também conhecida como distribuição de Gauss, é uma das mais utilizadas em probabilidade e será assumida nas análises do estudo de caso no Capítulo 5. Esta função apresenta uma curva simétrica em forma de sino (Figura 16). A função de distribuição normal é dada pela Equação 29:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

Eq. 29

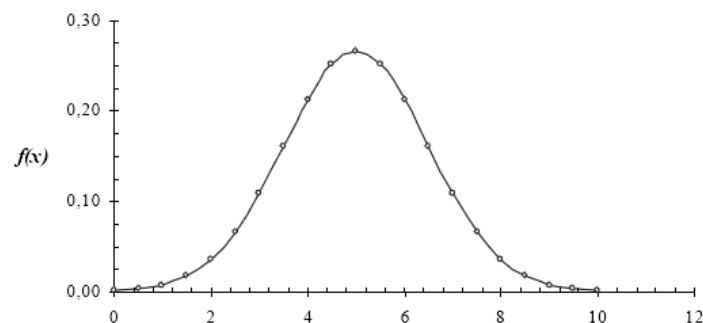


Figura 16- Função de probabilidade normal

Para saber a probabilidade de uma variável ser menor que um determinado valor a , integra-se a Equação 29, conforme mostrado a seguir:

$$\int_{-\infty}^a f(x)dx = \int_{-\infty}^a \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx \quad \text{Eq. 30}$$

Para Fabrício (2006), como não existe solução analítica para a Equação 30, utilizam-se métodos numéricos para sua resolução. Essa tarefa é realizada através da transformação de uma curva de distribuição normal qualquer em uma curva de distribuição normal padrão, com valores de média $\mu = 0$ e desvio padrão $\sigma = 1$ (Figura 17). Assim, substituindo-se os valores de média e desvio padrão, na Equação 30, a probabilidade de uma variável aleatória (x) ser menor ou igual a z é dada pela Equação 31:

$$f(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{x^2}{2}} dx \quad \text{Eq. 31}$$

Onde z é uma variável aleatória padronizada, definida por:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma(x)} \quad \text{Eq. 32}$$

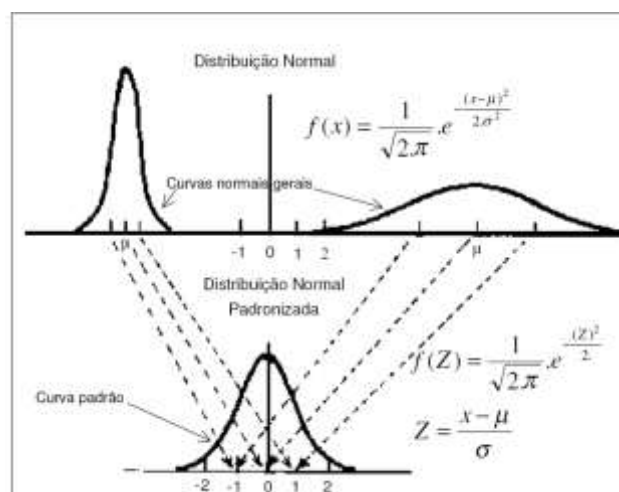


Figura 17- Transformação linear da curva normal qualquer em normal padrão (Fabrício, 2006)

4.2.6- Distribuição log-normal

É a distribuição que ocorre, na prática, quando o logaritmo de uma variável aleatória segue uma distribuição normal com parâmetros μ e σ . Esta é utilizada em situações onde a variável estudada tem como características: a assimetria em relação a μ e ser sempre positiva. O gráfico da log-normal é apresentado na Figura 18:

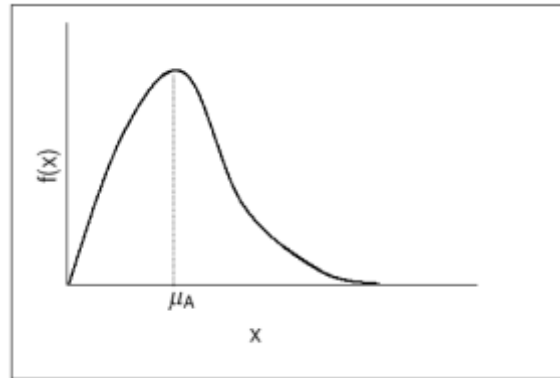


Figura 18- Gráfico de X vs f(x) de uma distribuição log-normal (Fabrício, 2006)

A função de probabilidade log-normal é dada pela Equação 33:

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}}$$

Eq. 33

4.3- Análise de risco, índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.

Os níveis aceitáveis de risco em um projeto de barragem são estabelecidos pelos impactos sociais e econômicos decorrentes de sua implantação e possível rompimento. Tomando como exemplo uma barragem de rejeitos, ao se avaliar seu risco, percebe-se que as consequências decorrentes de sua ruptura são desastrosas, no tocante a prejuízos econômicos (barragem e meio ambiente) e sociais (perda de vidas)

O risco associado a um empreendimento está representado pelo fator de segurança mínimo aceitável para o projeto. Segundo Kottegoda e Rosso (1997) apud Maia (2003) estes fatores são estimados pelos projetistas por meio de suas experiências com o comportamento de projetos ou a partir de respostas observadas de projetos similares.

Considerando o fator de segurança FS de uma obra geotécnica como uma variável aleatória normalmente distribuída e considerando que na engenharia civil, quando este FS é igual a 1 ($FS_{\text{mínimo}} = 1$), existe a iminência de ruptura, o índice de confiabilidade β formulado por Morlá-Catalán e Cornel (1976) e apresentado por Flores (2008), é definido pela Equação 34.

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sigma_R}$$

Eq. 34

Dividindo a Equação 34 por \bar{S} , tem-se:

$$\beta = \frac{\bar{R}/\bar{S} - 1}{\sigma_R/\bar{S}}$$

Eq. 35

Desse modo:

$$\beta = \frac{\overline{FS} - 1}{\sigma_{FS}}$$

Eq. 36

onde:

β = Índice de confiabilidade;

\bar{R} = Média da capacidade resistiva;

\bar{S} = Média da capacidade solicitante;

\overline{FS} = Fator de segurança médio;

σ_R = Desvio padrão da capacidade resistiva;

σ_{FS} = Desvio padrão do fator de segurança.

Para o cálculo do índice de confiabilidade, é necessário o conhecimento do FS médio (FS encontrado com a utilização de parâmetros médios) e seu desvio padrão.

A probabilidade de ruptura é obtida por:

$$Pr = 1 - \Phi(\beta)$$

Eq. 37

onde:

Pr = Probabilidade de ruptura;

$\Phi(\beta)$ = Curva normal padronizada.

$$\Pr = \int_{-\infty}^1 f(FS) dFS = \int_{-\infty}^1 \frac{1}{\sigma_{FS} \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(FS - \overline{FS})^2}{2(\sigma_{FS})^2}} dFS =$$

$$1 - \int_{-\infty}^1 \Phi(Z) dZ = 1 - \int_{-\infty}^{\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{Z^2}{2}} dZ$$

Eq. 38

Pelas Equações 37 e 38, entende-se que a probabilidade de ruptura = (1-probabilidade de ocorrência de valores menores que o índice de confiabilidade, para uma distribuição normal padrão), ou seja, β é equivalente a Z_0 na seção 4.2.5. Além disso, a utilização do índice de confiabilidade é válida, pois a probabilidade de ocorrência de valores maiores que β , em uma distribuição normal padrão é igual a probabilidade de ocorrência de valores de FS menores que 1 em uma distribuição normal do FS com média = FS médio (Figura 19).

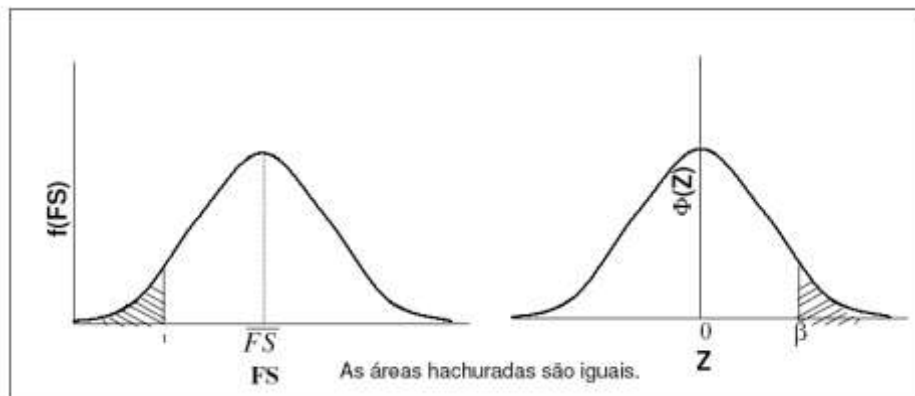


Figura 19- Curvas de distribuição de probabilidade do FS e curva de Gauss normalizada.

Deste modo, percebe-se a importância do conhecimento do índice de confiabilidade para encontrar a probabilidade de ruptura (P_r) de um dado projeto. Uma alternativa para a obtenção da probabilidade de ruptura é apresentada na Figura 20, pela relação do índice de confiabilidade com a probabilidade de ruptura, sugerida por Sandroni e Sayão (1992).

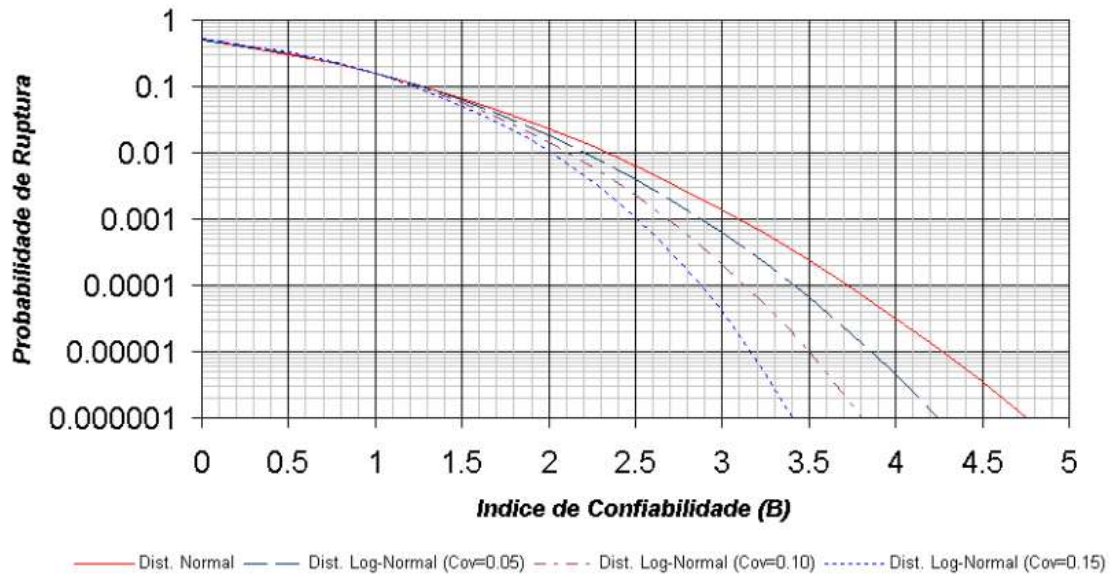


Figura 20- Probabilidade de ruptura x índice de confiabilidade (Sandroni e Sayão ,1992 apud Flores, 2008)

Pela Figura 20 observa-se que, para valores de índice de confiabilidade iguais ou superiores a 1,5, a probabilidade de ruptura é ligeiramente maior quando se tem uma distribuição de probabilidade normal. Assim, assumir distribuições de probabilidade normais na ausência de dados é um procedimento a favor da segurança, pois a probabilidade de ruptura estará ligeiramente superestimada.

4.4- Probabilidades de ruptura aceitáveis para um projeto

Dado um empreendimento, se determinado o risco admissível a este, pode-se adotar uma probabilidade de ruptura aceitável e, indo mais além, estabelecer intervalos de probabilidade aceitáveis para determinados problemas.

A definição de risco é dada por:

$$\text{Risco} = (\text{Probabilidade} \times \text{Consequência}) \quad \text{Eq. 39}$$

A partir dessa definição fica estabelecido que a probabilidade de ruptura admissível deva ser função do risco que se queira assumir e das consequências associadas a estes riscos.

Alguns autores desenvolveram formas de associação da probabilidade de ruptura com suas consequências, de forma a estabelecer um padrão para o gerenciamento de risco. Seguem abaixo algumas dessas associações.

Baecher (1982b) apud Flores (2008) expõe diferentes probabilidades de ruptura admissíveis, baseadas no tipo de estrutura construída. Para barragens, é considerada aceitável uma probabilidade de ruptura inferior a 10^{-4} (Figura 21).

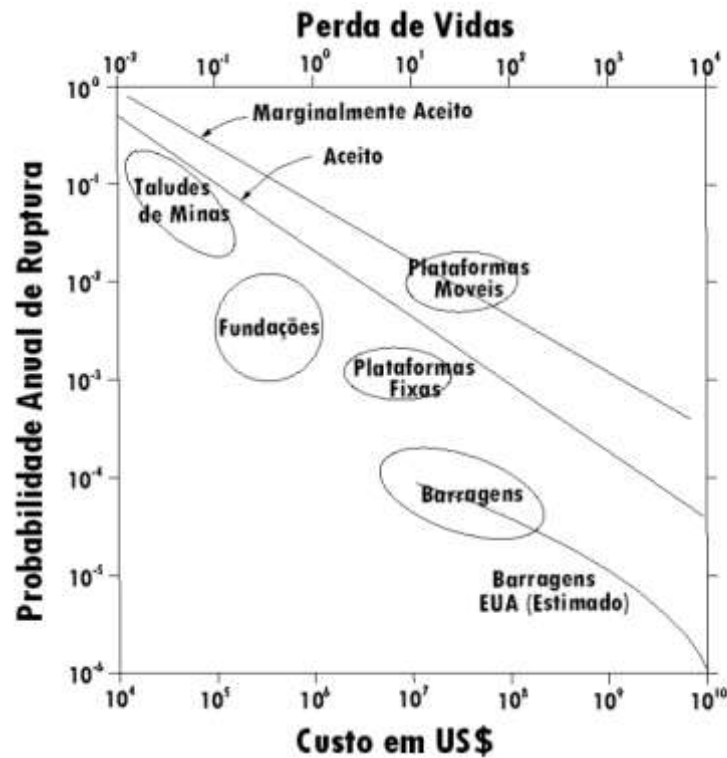


Figura 21 – Probabilidades de ruptura admissíveis (Baecher, 1982b apud Flores, 2008)

O “US Army Corps of Engineers” apud Flores (2008) propõe um nível aceitável com probabilidade de ruptura de 3×10^{-5} conforme Figura 22.

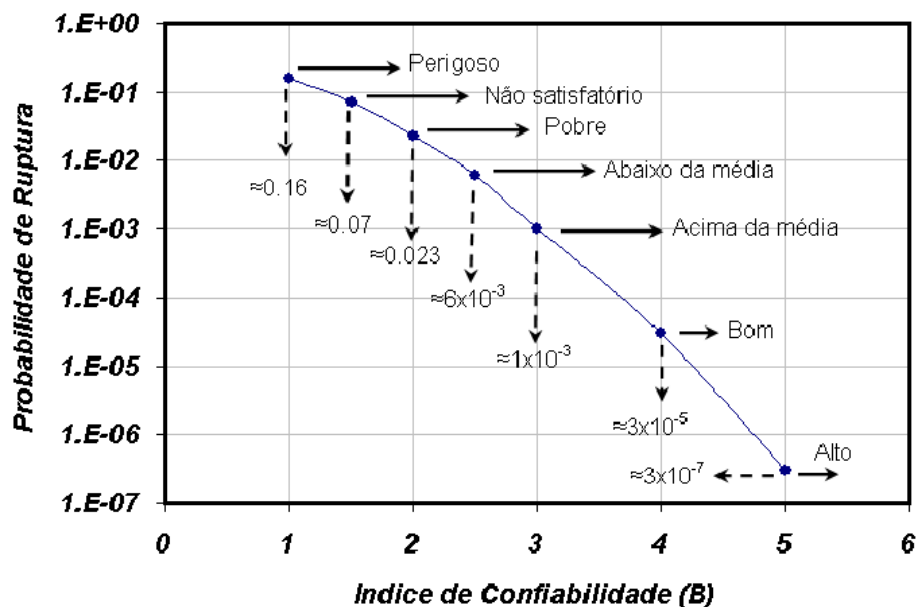


Figura 22- Probabilidades de ruptura (US Army Corps of Engineers, 1995 apud Flores, 2008)

A “British Columbia Hydro” apud Flores (2008) adota como aceitável para barragens, uma probabilidade de ruptura inferior a 10^{-4} . (Figura 23)

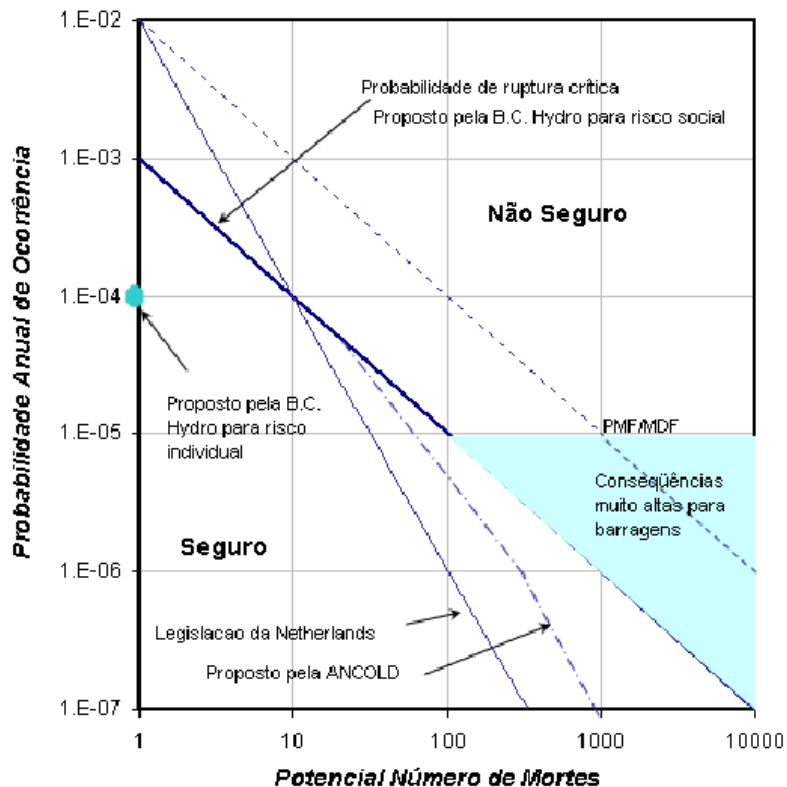


Figura 23- Probabilidade de ruptura crítica para barragens. (British Columbia Hydro, 1995 apud Flores, 2008)

As associações apresentadas acima demonstram que não existem valores definitivos e suficientemente claros, para valores máximos de probabilidade de ruptura, pois estes dependem essencialmente do tipo de empreendimento a ser realizado, da quantidade de informações disponíveis e do senso crítico de quem realiza a classificação/ associação.

Desse modo, as análises probabilísticas não devem substituir as análises determinísticas, mas servir como complemento para estas, fornecendo maior aceitabilidade do projeto, onde um estudo do FS pode ser corroborado ou não pelo risco associado, através da probabilidade de ruptura.

4.5- Métodos probabilísticos

Uma vez introduzidos os conceitos utilizados nas análises, serão apresentados os métodos que os utilizam e permitem, de fato, uma análise probabilística de estabilidade de taludes. Métodos probabilísticos são aqueles que permitem a avaliação da distribuição de probabilidade de uma variável dependente em função do conhecimento das distribuições estatísticas das variáveis independentes que geram a dependente. A seguir são apresentados três métodos utilizados em geotecnia: Primeira Ordem e Segundo Momento, Estimativas Pontuais e Simulação de Monte Carlo, com destaque para o primeiro, que será utilizado nas análises efetuadas no Capítulo 5.

4.5.1- Método da Primeira Ordem e Segundo Momento

Por Harr (1987) apud Flores (2008), este método tem como princípio, expressar a função de performance (FS) como uma função de diferentes variáveis aleatórias consideradas na análise estatística. Para Fabrício (2006), adotando o FS de uma obra geotécnica como uma função $f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ onde x_i é uma variável aleatória independente, tal como: peso específico, coesão, ângulo de atrito, etc. O valor médio do FS é representado por $f(\bar{X}) = f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3, \dots, \bar{x}_n)$ no qual \bar{x}_i é o valor médio do parâmetro i , conforme as Equações 40 e 41.

$$\bar{X} = [\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n] \quad \text{Eq. 40}$$

$$f(\bar{X}) = \bar{FS} = f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n) \quad \text{Eq. 41}$$

Expandindo a função $f(X)$ como Série de Taylor em torno de \bar{X} , temos:

$$f(X) = f(\bar{X}) + \frac{f'(\bar{X})}{1!} (X - \bar{X})^1 + \frac{f''(\bar{X})}{2!} (X - \bar{X})^2 + \dots \quad \text{Eq. 42}$$

Devido ao somatório da Equação 42, a partir do terceiro termo, ser pequeno diante dos dois primeiros termos, esta pode ser truncada no segundo termo, apresentando a seguinte forma (Equação 43):

$$f(X) - f(\bar{X}) = f'(\bar{X})(X - \bar{X}) \quad \text{Eq. 43}$$

Os termos “ $f(x) - f(\bar{X})$ ” e “ $x - \bar{X}$ ” sendo respectivamente os desvios padrão do FS e do vetor x , podendo a Equação 43 ser reescrita na forma da Equação 44:

$$\sigma[f(X)] = f'(\bar{X})\sigma(X) \quad \text{Eq. 44}$$

Ao elevar a Equação 44 ao quadrado, dos dois lados, obtém-se a Equação 45:

$$V[f(X)] = (f'(\bar{X}))^2 V(X) \quad \text{Eq. 45}$$

Sendo $f(\bar{X}) = \bar{FS}$ a Equação 45 representa um somatório dos quadrados das derivadas parciais no vetor \bar{X} da função FS, em relação a cada parâmetro x_i multiplicados por sua respectiva variância. Desse modo, a variância do FS é expressa pela Equação 46:

$$V(FS) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial FS}{\partial x_i} \right)^2 V(x_i) \quad \text{Eq. 46}$$

Calcular as derivadas parciais de FS no vetor \bar{X} em relação aos parâmetros x_i mostra o seguinte passo para encontrar a variância do FS. São apresentados a seguir dois métodos para este passo:

1) Sandroni e Sayão (1992) utilizam o método das diferenças divididas para uma aproximação matemática do problema analisado, que consiste no cálculo do FS médio (com parâmetros médios), após isso varia-se de δ , separadamente cada variável x_i e verifica-se o comportamento do FS, após essa variação. A variação do FS dividida pelo δ de cada variável x_i , é uma aproximação da derivada parcial, expressada na Equação 47:

$$\frac{\partial FS}{\partial x_i} = \frac{FS(\bar{x}_i \pm \delta x_i) - FS(\bar{x}_i)}{\delta x_i} \quad \text{Eq. 47}$$

Para garantir a validade da Equação 47, o valor de δx_i deve ser suficientemente pequeno, com $\partial FS / \partial x_i$ podendo ser considerado constante ao longo do intervalo δx_i . Dell’Avanzi (1995) apud Fabrício (2006) concluiu que se for realizada uma variação de $\pm 10\%$ do valor médio do parâmetro x_i , a condição acima é satisfeita.

2) Mostyn e Li (1993) apud Fabrício (2006) sugere que a aproximação de $\partial FS/\partial x_i$ seja realizada por diferenças finitas centrais, onde a variação de cada parâmetro x_i é igual ao respectivo desvio padrão σ (Equação 48):

$$\frac{\partial FS}{\partial x_i} = \frac{FS(\bar{x}_i + 0,5\sigma_i) - FS(\bar{x}_i - 0,5\sigma_i)}{\delta x_i}$$

Eq. 48

Caso seja feita a opção por variações pequenas do parâmetro x_i , como inferior ou igual a 10%, para uma melhor aproximação de $\partial FS/\partial x_i$, deve-se observar que, para o caso de um FS com três casas decimais, um δx_i que causasse uma variação de menos de 1% no FS, teria como consequência uma distorção ou até anulação do valor da derivada parcial gerando um índice de confiabilidade maior.

Além disso, apesar das derivadas se apresentarem mais precisas com pequenos incrementos, a avaliação das derivadas em um intervalo de mais ou menos um desvio padrão (como proposto por Mostyn e Li) pode representar melhor o comportamento não linear da função sobre um intervalo de valores prováveis.

No método da Primeira Ordem e Segundo Momento, diferentemente dos outros dois outros métodos que serão apresentados, é requerido um número relativamente pequeno de análises determinísticas, sendo n , o número de parâmetros envolvidos, caso a aproximação das derivadas parciais seja pelo método de Sandroni e Sayão, o número de análises determinísticas é $n+1$. Para a aproximação pelo método de Mostyn e Li, são necessárias $2n+1$ análises.

Uma das maiores vantagens deste método é sua simplicidade, quando se consideram varias fontes de incertezas. Não é requerido o conhecimento da função de densidade das variáveis aleatórias, nem da função de performance, que geralmente é assumida como distribuição normal. Além disso, pode obter a importância de cada variável no comportamento do FS.

O questionamento que pode ser feito acerca desse método quanto à sua exatidão pode ocorrer quando estão em questão relações não lineares e variabilidades acentuadas do solo, devido ao truncamento da primeira derivada na serie de Taylor. Esta variabilidade acentuada, além de correlações entre parâmetros podem ser agregadas, através de cálculos mais refinados de correção, não presentes no escopo deste trabalho.

4.5.2- Método das Estimativas Pontuais

O método, criado por Rosenblueth (1975), é uma aproximação numérica de técnicas de integração. Neste método, é feita uma estimativa dos dois primeiros momentos probabilísticos (média e variância) a partir de uma função geradora de momentos. Esta função vem das análises determinísticas da permutação dos valores médios dos parâmetros envolvidos no cálculo do FS, acrescidos e diminuídos do desvio padrão. (Fabrício, 2006). Esta técnica cria a necessidade de 2^n análises determinísticas, onde n é o número de variáveis atuantes. O cálculo do desvio padrão e da variância parte do princípio de que os n parâmetros possuem distribuições simétricas.

A média e a variância do FS são calculadas, respectivamente, através das Equações 49, 50 e 51:

$$E(FS) = \overline{FS} = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} FS_i \quad \text{Eq. 49}$$

$$E(FS^2) = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} FS_i^2 \quad \text{Eq. 50}$$

$$\sigma_{FS}^2 = V(FS) = E(FS^2) - [E(FS)]^2 \quad \text{Eq. 51}$$

Substituindo FS e σ_{FS} na Equação 36 obtém-se o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura (Equação 37).

A principal vantagem desse método indireto em relação ao método de Monte Carlo é o número menor de análises determinísticas necessárias.

4.5.3- Simulação de Monte Carlo

No método de Monte Carlo, é preciso o conhecimento prévio das funções de densidade de probabilidade só das variáveis aleatórias. Em cada análise ou simulação, o método atribui um valor a cada variável aleatória desde sua distribuição de probabilidade, e obtém um resultado da função de performance que é armazenado. Após um grande número de simulações é construído um histograma com os dados de cada análise e, como resultado, obtém-se o tipo de função de probabilidade da função FS, para o cálculo da probabilidade de ruptura (Flores, 2008).

Na aplicação geotécnica, segundo Fabrício (2006), o método consiste na geração aleatória de N valores para os n parâmetros de incertezas que fazem parte do cálculo do fator de segurança. Esta geração pode ser realizada através de programas estatísticos que utilizam como dados de entrada: média, desvio padrão e a forma da distribuição da variável estudada.

São realizadas N análises determinísticas com seus respectivos menores fatores de segurança, onde através destes calcula-se diretamente a média e o desvio padrão do FS e, por consequência, determina-se o índice de confiabilidade. Este método tem como desvantagem a necessidade de um grande número de análises determinísticas para diminuir os erros e se chegar a uma determinação confiável dos momentos probabilísticos (média e variância). Harr (1987) apud Fabrício (2006) apresentou o número de análises necessárias (N) (Equação 52):

$$N = \left[\frac{(h_{a/2})^2}{4\varepsilon^2} \right]^n$$

Eq. 52

Onde:

N= número de simulações necessárias

$h_{a/2}$ =função de confiabilidade (1- α), exposta por Harr (1987).

ε = precisão em %

n= número de variáveis

5- ESTUDO DE CASO - ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE UMA BARRAGEM DE REJEITOS

5.1- Introdução

O objetivo do presente estudo é aplicação da análise probabilística na análise de estabilidade de taludes. No presente modelo foi escolhida para análise, uma seção de um dique de uma barragem, localizado no município de Mariana-MG.

O reservatório foi formado a partir da construção da barragem principal em 1976. A mesma entrou em operação em 1977, com a finalidade de receber os rejeitos, arenosos e lama, provenientes da planta de beneficiamento de minério de ferro.

Posteriormente, com a subida do nível de rejeitos no interior do reservatório, foi necessária a construção de três diques para o fechamento das três selas topográficas existentes na região nordeste do reservatório (Figura 24). Para a análise foi escolhido o cenário com o dique elevado à cota 917,0m, e a situação para o final de seu enchimento.



Figura 24-Visão geral da barragem principal e localização dos diques (Modificada de Ávila, 2012)

5.2- Aspectos gerais da barragem principal

5.2.1- Generalidades

A implantação da barragem foi iniciada com a construção de um dique de partida de enrocamento, impermeabilizado por um núcleo de material argiloso a montante, com uma camada de transição entre o núcleo e o enrocamento. A partir daí, foram realizados alteamentos sucessivos para montante, na medida em que se elevava o nível de rejeitos lançados. Os alteamentos foram realizados através de diques de aterro compactado.

A partir de 1993, o alteamento da barragem principal, por diques a montante junto à crista do estagio anterior, passou a ficar inviável por razões de estabilidade da barragem. Com o objetivo de garantir a continuidade do lançamento dos rejeitos no reservatório, sem comprometer a estabilidade da barragem, os alteamentos subsequentes foram executados com afastamento entre 60 e 100 metros para montante da crista existente.

A partir daí, o empilhamento drenado de rejeitos arenosos, a jusante da barragem, foi a alternativa adotada para postergar a implantação de uma nova área de disposição de rejeitos e melhorar as condições de estabilidade da barragem principal, visando a situação de fechamento.

O empilhamento de rejeitos a jusante da barragem teve início a partir de um dique de partida, construído com aterro compactado. O sistema de drenagem interna deste dique de partida consistia em filtro inclinado no talude de montante e na crista do dique, composto por camadas de oversize (material de granulometria intermediária entre o aterro compactado e o enrocamento, para realizar transição gradual de materiais, evitando carreamento de partículas) fino e grosso, blocos passados em grelha e blocos de maior dimensão. O talude de jusante foi protegido com blocos.

A partir da construção deste dique de partida foram feitos alteamentos consecutivos para montante. O núcleo dos diques é constituído por rejeito arenoso, protegido na face de jusante por solo argiloso compactado. O sistema de drenagem interna do empilhamento consiste, além do dreno do dique de partida, de um dreno situado no fundo do vale, desde o dique de partida de enrocamento até o "offset" do empilhamento de jusante da barragem. No contato dos rejeitos do reservatório da pilha a jusante com o talude de jusante da barragem há um dreno interligado ao dreno de fundo.

Com este sistema de drenagem interna, o maciço de rejeitos é eficientemente drenado, constituindo, portanto, em um maciço não saturado e estável. A conformação geral da barragem principal e do empilhamento a jusante estão na Figura 25.

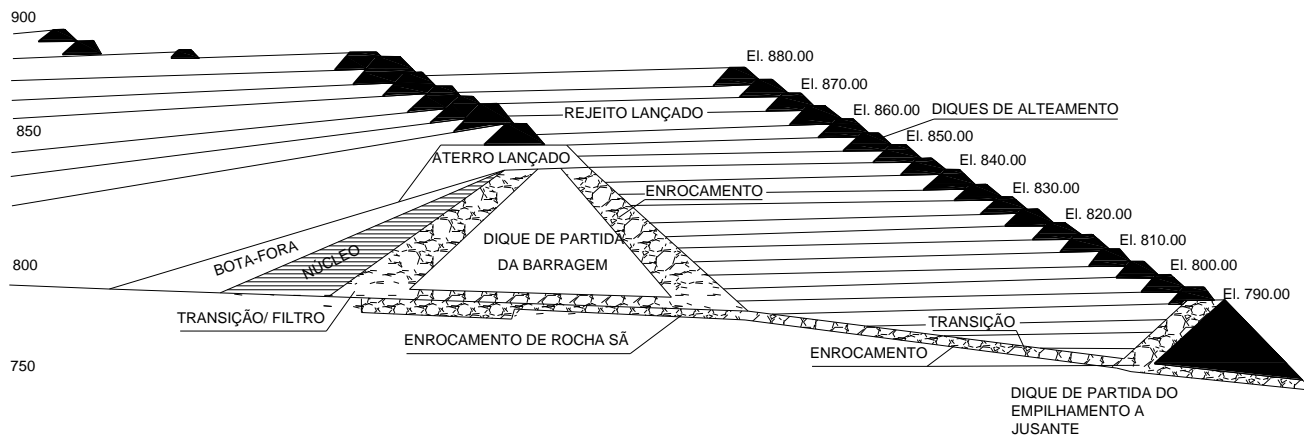


Figura 25- Seção transversal típica da barragem principal e empilhamento a jusante.

5.2.2- Geologia e Fundações

A fundação da barragem é composta por filito são nas porções inferiores das ombreiras esquerda e direita e em todo o fundo do vale. A parte superior das ombreiras é formada por filito decomposto. Em grande parte da região de fundação da barragem foi removida a camada superficial de material orgânico. Na região do fundo do córrego próximo, foram removidos blocos de rocha, matacões, areia e cascalho.

5.3- Características específicas do dique em estudo

5.3.1- Generalidades

Devido à existência de duas selas topográficas na região nordeste do reservatório da barragem, foi necessária a construção de dois diques (Figura 24), para possibilitar a continuidade do lançamento de rejeitos no interior do reservatório.

À medida que o nível de rejeitos dentro do reservatório foi sendo elevado, foram necessários vários alteamentos.

Os maciços de ambos os diques, em geral, são constituídos em seção mista, com utilização de uma zona impermeável em aterro argiloso compactado, funcionando como núcleo, e uma zona em enrocamento (blocos sujos) no espaldar de jusante.

No final de 2010, os dois diques foram alteados a partir da El. 910,0m pelo método de montante, com crista na El. 913,0m. O objetivo é chegar à El. 920,0m, permanecendo antes, por um período, na El. 917,0m. Na fundação dos alteamentos

dos dois diques foi implantada uma base constituída de material tipo enrocamento, denominado "blocos sujos", apenas para dar suporte para a construção do alteamento.

Nas Figuras 26 e 27 estão apresentadas a vista aérea dos diques e a seção transversal do dique em estudo.



Figura 26-Vista aérea dos diques (Modificada de Ávila, 2012)

5.4- Análise determinística da estabilidade do talude do dique

5.4.1- Introdução

A análise determinística realizada no presente modelo é semelhante à usualmente utilizada na prática de projetos, com a utilização de softwares baseados no Equilíbrio Limite. Foi usado o método de Bishop com procura de 10000 superfícies. O software utilizado na simulação foi o SLIDE 5.0, da Rocscience Inc.

5.4.2- Parâmetros geotécnicos e piezometria

Para os alteamentos, realizados através de solo reforçado, a empresa projetista, através de sua experiência e de novas investigações de campo (SPT), além de ensaios de laboratório (ensaios triaxiais) fornecidos pela proprietária da barragem, obteve os parâmetros geotécnicos médios e a seção tipo adotados para o dique, apresentados na Tabela 11 e Figura 27.

Para a linha piezométrica, foi adotado seu posicionamento coincidente com o nível de água crítico considerado para o dique, sendo este correspondente ao total enchimento do reservatório a montante, com rejeito na cota 914,5 m e o sobrenadante limitado à cota 916,0m, respeitando a borda livre de projeto (1,0 m até a cota de topo do dique, posicionada na elevação 917,0 m). Para a região de jusante, foi o considerado o nível, seguindo as projeções realizadas de acordo com a produção de rejeitos, que mostram o nível de 875,0 m. Para o interior do dique, o fluxo é controlado e direcionado pelo dreno existente entre o aterro compactado e os denominados blocos sujos, como é ilustrado na seção tipo (Figura 27) e nas seções de análises de estabilidade.

Tabela 11 - Parâmetros de resistência do Dique.

Legenda	Solo	γ_t (kN/m ³)	Su (kPa)	C' (kPa)	Φ' (graus)
1	Lama Nova montante	23,0	3,0 a 10,0	-	-
2	Lama Superior	23,0	10,0 a 19,0	-	-
3	Rejeito	23,0	-	0	35
4	Lama adensada	23,0	20,0	-	-
5	Solo residual	18,0	-	15	30
6	Saprolito	19,0	-	60	30
7	Dique	17,5	-	0	32
8	Base de blocos	25,5	-	10	15
9	Material argiloso	20,0	-	20	28
10	Blocos alteamento	25,5	-	10	32
11	Solo Reforçado	19,0	-	5	29
12	Transição Oversize	25,5	-	0	38
13	Blocos	25,5	-	10	38
14	Dreno	17,0	-	0	35
15	Aluvião	16,5	-	0	25
16	Lama Nova jusante	15,0	0	-	-
17	Blocos Submersos	20,0	-	10	32
18	Lama Média Jusante	19,0	3,0	-	-
19	Lama Adensada	22,0	3,0 a 24,0	-	-
20	Aterro Compactado	23,0		17	30

1	Lama Nova montante	11	Solo Reforçado
2	Lama Superior	12	Transição Oversize
3	Rejeito	13	Blocos
4	Lama adensada	14	Dreno
5	Solo residual	15	Aluvião
6	Saorolito	16	Lama Nova Jusante
7	Dique	17	Blocos Submersos
8	Base de blocos	18	Lama Média Jusante
9	Material argiloso	19	Lama Adensada
10	Blocos alteamento	20	Aterro Compactado

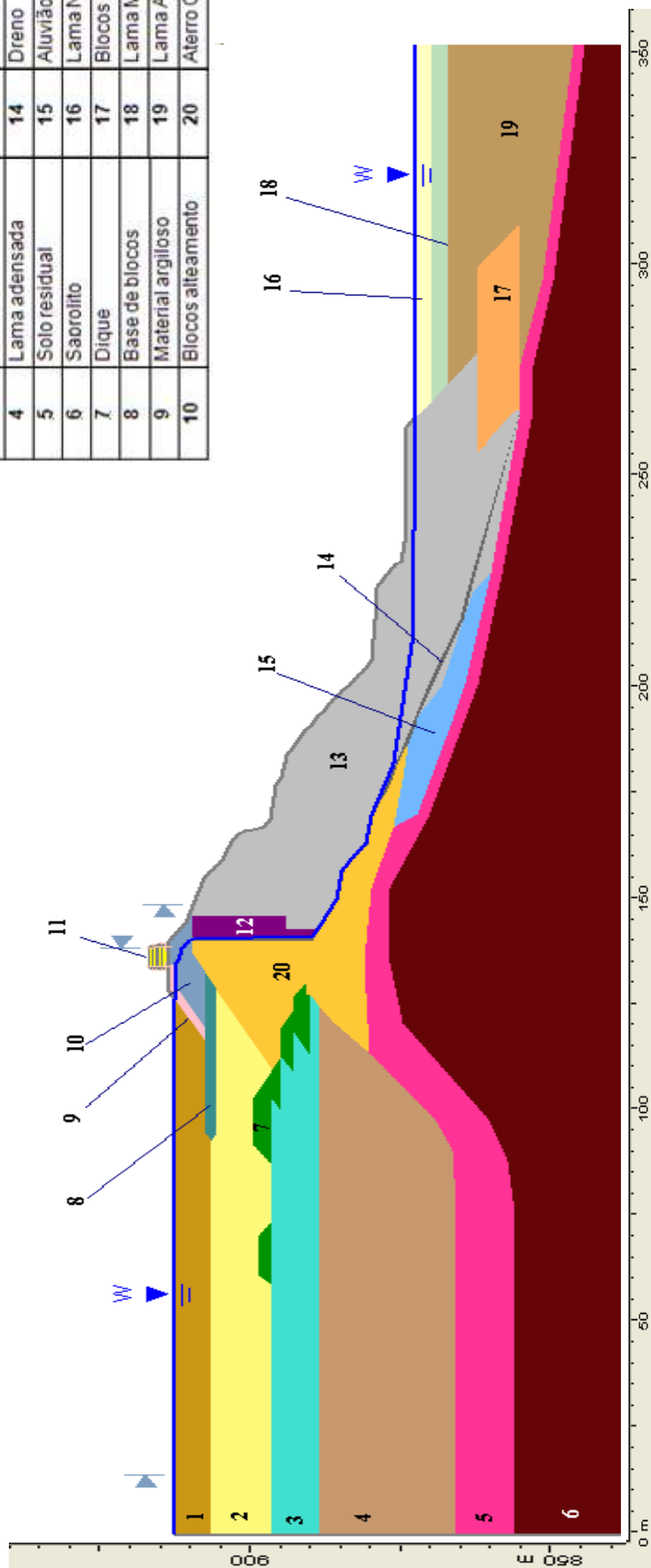


Figura 27- Seção típica e materiais do dique utilizados nas análises de estabilidade.

5.4.3- Análise determinística da estabilidade

Para a análise determinística e a definição do fator de segurança quanto a estabilidade do talude referente à geometria mencionada anteriormente, utilizou-se o software SLIDE 5.0, da Rocscience Inc, empregando o Método de Bishop, com modo de ruptura circular e procura de 10000 superfícies.

Como resultado da análise determinística foi encontrado um FS_{\min} (fator de segurança mínimo) de 1,472. O resultado da análise está presente na Figura 28 e também na Figura 31 no anexo, juntamente com as demais análises de estabilidade realizadas no estudo.

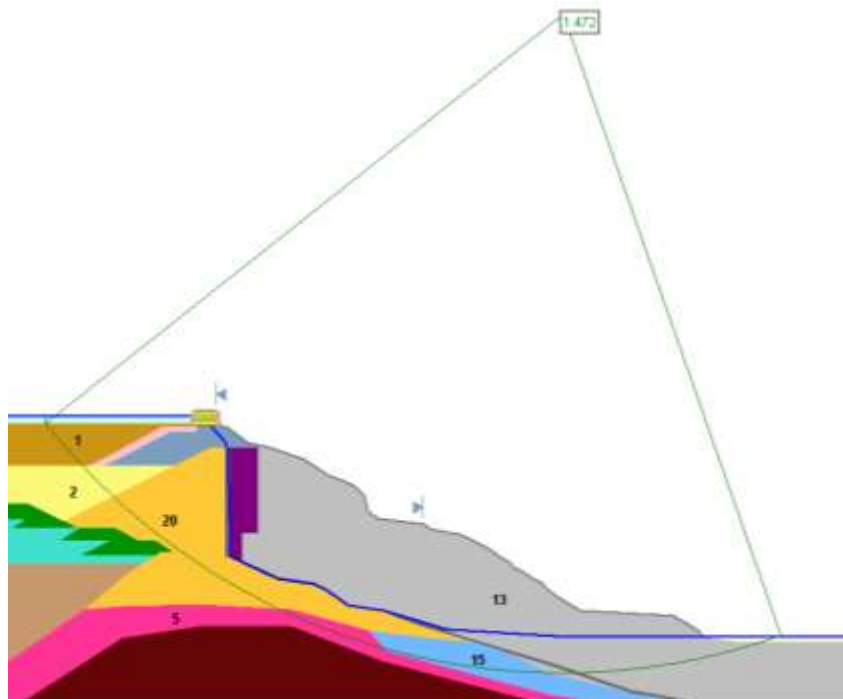


Figura 28- Resultado da análise determinística utilizando parâmetros médios- $FS=1,472$

Como resultado da análise determinística, além do valor de FS médio (decorrente dos parâmetros médios), também são revelados os materiais relevantes na estabilidade do dique, os quais são interceptados pela superfície de ruptura crítica. Esses materiais terão seus parâmetros variados para a posterior análise probabilística do talude que será apresentada em seguida.

5.5- Análise probabilística da estabilidade do talude do dique

5.5.1- Metodologia

Para a análise probabilística foi adotado o Método da Primeira Ordem e Segundo Momento, com o objetivo de obter o Índice de Confiabilidade β e a Probabilidade de ruptura P_r . O método da Primeira Ordem e Segundo Momento pode ser resumido em sete etapas:

- 1) **Obter o valor esperado da função de performance (FS).** É o FS da superfície crítica com os valores médios das variáveis, decorrente da análise determinística. Para o presente modelo $FS=1,472$. A superfície crítica encontrada pra este FS será mantida fixa para todas as análises subsequentes.
- 2) **Identificar as variáveis significativas que contribuem nas incertezas,** ou seja, parâmetros mais importantes para a estabilidade do dique em questão (coesão, ângulo de atrito e peso específico). Isto é feito para os materiais relevantes, ou seja, aqueles interceptados pela superfície crítica na análise determinística. Estes materiais, em ordem de interceptação, são:
 - 1-Lama Nova
 - 2-Lama Superior
 - 20- Aterro Compactado
 - 5- Solo Residual
 - 15- Aluvião
 - 13- Blocos

Os materiais “Base de Blocos” e “Dreno”, embora interceptados pela superfície crítica, apresentam área de influencia muito menor que os demais materiais, sendo por isto, desprezados nas análises.

- 3) **Encontrar os valores médios e desvio padrão das variáveis.** Os valores médios dos parâmetros são os presentes na Tabela 11. Em função da insuficiência de ensaios, os valores de desvio padrão foram obtidos através dos coeficientes de variação adotados por Sandroni e Sayão (1992). Foram utilizados os valores recomendados pela Tabela 9.

- 4) **Determinar a distribuição da variância, minimizando os erros.** Como mencionado no Capítulo 4, a variância corresponde, matematicamente, ao quadrado do desvio padrão.

5) Calcular as derivadas parciais da função FS com respeito às variáveis.

Nesta etapa foram adotados dois métodos de aproximação para as derivadas parciais conhecidos em literatura e mencionados na seção 4.5.1, estabelecendo dois cenários, analisados para efeito de comparação entre estes:

- Método das diferenças divididas como aproximação das derivadas parciais com variação proposta por Dell'Avanzi (1995), de +10% do valor médio de cada parâmetro, recomendado por Sandroni e Sayão (1992)
- Método das diferenças finitas centrais como aproximação da derivada parcial com variação igual ao desvio padrão de cada parâmetro, recomendado por Mostyn e Li (1993).

6) Calcular a variância total da função FS. O cálculo da variância do FS, também descrito na seção 4.5.1, através da Equação 46.

7) Calcular o Índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura. A metodologia para o cálculo do índice de confiabilidade e da probabilidade de ruptura está demonstrada na seção 4.3 deste trabalho.

Observação sobre as análises:

- Para os materiais cujas análises foram realizadas em termos de tensões totais com resistência S_u , a qual varia com a profundidade, a variação estabelecida foi imposta simultaneamente para o valor de S_u de topo e para a Taxa de crescimento da resistência, estabelecendo um único cenário.

5.6- Resultados

Para a metodologia preconizada por Sandroni e Sayão (1992), utilizando uma variação de +10% dos valores médios, foram encontrados os novos valores X_i dos parâmetros, apresentados na Tabela 12.

A partir de variação individual de cada parâmetro, conforme indicado na Tabela 13 foi encontrado um índice de confiabilidade = 5,95, o que indica uma probabilidade de ruptura inferior a 10^{-6} . Para cada cenário de variação de parâmetros, indicado na Tabela 13, foi realizada a respectiva análise de estabilidade referente (cenários 1 a 15), cujos resultados estão apresentados Figuras 32 a 46 do Anexo.

Além disso, também foi identificada a relevância de cada parâmetro no cálculo do FS. A Figura 29 apresenta a influência dos parâmetros envolvidos.

Tabela 12- Variação dos parâmetros relevantes pela metodologia de Sandroni e Sayão

		Parâmetro	ξ_i	DESVIO PADRÃO (σ)	$\delta \xi_i$	Novo ξ_i
Lama nova	Cenário 1	γ (kN/m ³)	23,00	0,69	2,30	25,30
	Cenário 2	Su topo (kPa)	3,00	0,90	0,30	3,30
		Taxa de Su (kPa/m)	1,50	0,45	0,15	1,65
Lama superior	Cenário 3	γ (kN/m ³)	23,00	0,69	2,30	25,30
	Cenário 4	Su topo (kPa)	10,00	3,00	1,00	11,00
		Taxa de Su (kPa/m)	1,06	0,32	0,11	1,17
Aterro Compactado	Cenário 5	γ (kN/m ³)	23,00	0,69	2,30	25,30
	Cenário 6	c' (kPa)	17,00	6,80	1,70	18,70
	Cenário 7	ϕ'	30,00		2,42	32,42
		TAN ϕ'	0,577	0,058	0,058	0,635
Solo Residual	Cenário 8	γ (kN/m ³)	18,00	0,54	1,80	19,80
	Cenário 9	c' (kPa)	15,00	6,00	1,50	16,50
	Cenário 10	ϕ'	30,00		2,42	32,42
		TAN ϕ'	0,577	0,058	0,058	0,635
Aluvião	Cenário 11	γ (kN/m ³)	16,50	0,50	1,65	18,15
	Cenário 12	ϕ'	25,00		2,16	27,16
		TAN ϕ'	0,466	0,047	0,047	0,513
Blocos sujos	Cenário 13	γ (kN/m ³)	25,50	0,77	2,55	28,05
	Cenário 14	c' (kPa)	10,00	4,00	1,00	11,00
	Cenário 15	ϕ'	38,00		2,68	40,68
		TAN ϕ'	0,781	0,078	0,078	0,859

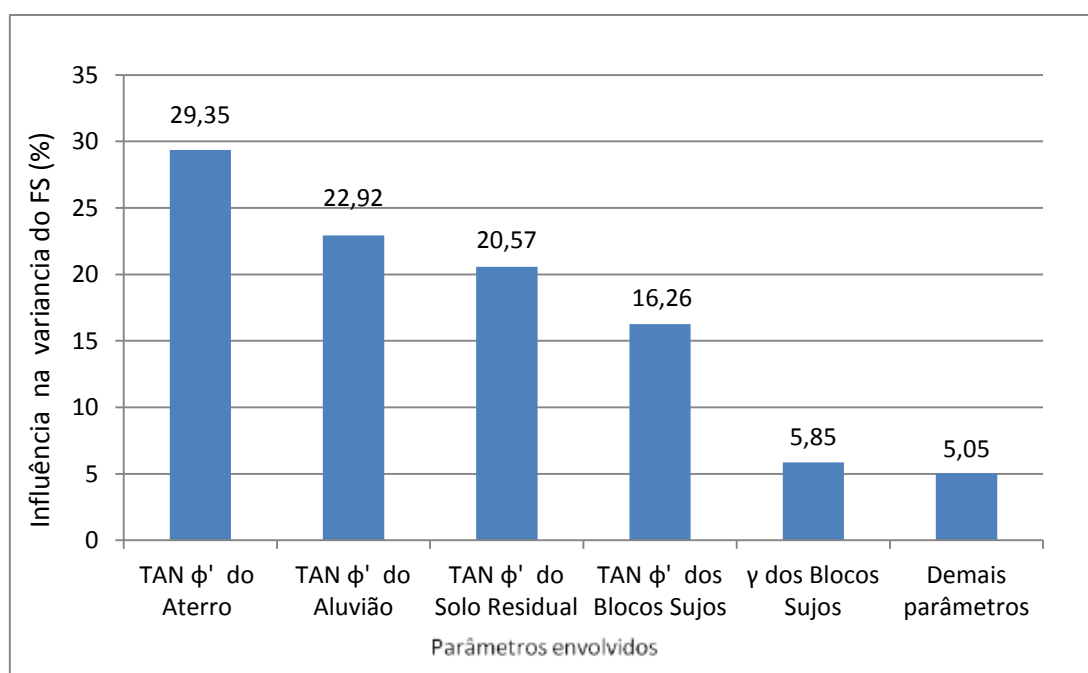


Figura 29 – Influência dos parâmetros no FS pela metodologia de Sandroni e Sayão

Tabela 13- Cálculos para aplicação da metodologia de Sandroni e Sayão (1992)

	FS MÉDIO	E [FS]=	1,472	Xi	δ Xi	Novo Xi	FS	δ FS	δ FS/ δ Xi	C.V (%)	DESVIO PADRÃO (σ)	VARIÂNCIA [V]	$(\delta FS/\delta Xi)^2 \cdot V$ [Xi]	Influência na variância (%)
Lama nova	Cenário 1	γ (kN/m ³)	23	2,3	25,30	1,460	-0,012	-0,00522	3	0,6900	0,4761	0,00001296		0,21
	Cenário 2	Su topo (kPa)	3	0,3	3,30	1,472	0	0	30	0,9000	0,8100	0		0,00
		Taxa de Su (kPa/m)	1,5	0,15	1,65	1,472	0	0	30	0,4500	0,2025	0		0,00
Lama superior	Cenário 3	γ (kN/m ³)	23	2,3	25,30	1,468	-0,004	-0,00174	3	0,6900	0,4761	0,00000144		0,02
	Cenário 4	Su topo (kPa)	10	1	11,00	1,473	0,001	0,001	30	3,0000	9,0000	9,0E-06		0,14
		Taxa de Su (kPa/m)	1,06	0,106	1,17	1,473	0,001	0,009434	30	0,3180	0,1011	9E-06		0,14
Aterro Compactado	Cenário 5	γ (kN/m ³)	23	2,3	25,30	1,460	-0,012	-0,00522	3	0,6900	0,4761	0,00001296		0,21
	Cenário 6	c' (kPa)	17	1,7	18,70	1,475	0,003	0,001765	40	6,8000	46,240	0,000144		2,29
		ϕ'	30	2,42	32,42									
		TAN ϕ'	0,577	0,058	0,64	1,515	0,043	0,744782	10	0,0577	0,0033	0,001849		29,35
Solo Residual	Cenário 8	γ (kN/m ³)	18	1,8	19,80	1,472	0	0	3	0,5400	0,2916	0		0,00
	Cenário 9	c' (kPa)	15	1,5	16,50	1,474	0,002	0,001333	40	6,0000	36	6,4E-05		1,02
		ϕ'	30	2,42	32,42									
		TAN ϕ'	0,577	0,058	0,64	1,508	0,036	0,623538	10	0,0577	0,0033333333	0,001296		20,57
Aluvião	Cenário 11	γ (kN/m ³)	16,5	1,65	18,15	1,474	0,002	0,001212	3	0,4950	0,245025	3,6E-07		0,01
		ϕ'	25	2,16	27,16									
		TAN ϕ'	0,466	0,047	0,51	1,510	0,038	0,814913	10	0,0466	0,002174428	0,001444		22,92
Blocos sujos	Cenário 13	γ (kN/m ³)	25,5	2,55	28,05	1,536	0,064	0,025098	3	0,7650	0,585225	0,00036864		5,85
	Cenário 14	c' (kPa)	10	1	11,00	1,474	0,002	0,002	40	4,0000	16	6,4E-05		1,02
		ϕ'	38	2,68	40,68									
		TAN ϕ'	0,781	0,078	0,86	1,504	0,032	0,409581	10	0,0781	0,0061	0,001024		16,26
										TOTAL DE	V[FS]=	0,00629936		100,00
				Desvio Padrão do FS=							Índice de confiabilidade (β)=	5,95		

Para a metodologia de derivadas parciais, preconizada por Mostyn e Li (1992), utilizando uma variação de igual ao desvio padrão, com uma análise com 50% do desvio, acima do valor médio dos parâmetros e outra, com 50% do desvio abaixo dos valores médios, foram encontrados os novos valores X_i dos parâmetros, apresentados na Tabela 14.

A partir de variação individual de cada parâmetro, através da Tabela 15 foi encontrado um índice de confiabilidade = 6,38, o que indica uma probabilidade de ruptura também inferior a 10^{-6} . As análises de estabilidade referentes (cenários 16 a 30) estão apresentadas nas Figuras 47 a 76 do Anexo.

Além disso, também foi identificada a relevância de cada parâmetro no cálculo do FS. A Figura 30 apresenta a influência dos parâmetros envolvidos.

Tabela 14- Variação dos parâmetros relevantes pela metodologia de Mostyn e Li

		Parâmetro	X_i	DESVIO PADRÃO (σ)	δX_i	Novo X_i (+) (A)	Novo X_i (-) (B)
Lama nova	Cenário 16	γ (kN/m ³)	23,00	0,69	0,35	23,35	22,66
	Cenário 17	Su topo (kPa)	3,00	0,90	0,45	3,45	2,55
		Taxa de Su (kPa/m)	1,50	0,45	0,23	1,73	1,28
Lama superior	Cenário 18	γ (kN/m ³)	23,00	0,69	0,35	23,35	22,66
	Cenário 19	Su topo (kPa)	10,00	3,00	1,50	11,50	8,50
		Taxa de Su (kPa/m)	1,06	0,32	0,16	1,22	0,90
Aterro Compactado	Cenário 20	γ (kN/m ³)	23,00	0,69	0,35	23,35	22,66
	Cenário 21	c' (kPa)	17,00	6,80	3,40	20,40	13,60
	Cenário 22	ϕ'	30,00	-	1,22	31,22	28,72
		TAN ϕ'	0,577	0,058	0,029	0,606	0,548
Solo Residual	Cenário 23	γ (kN/m ³)	18,00	0,54	0,27	18,27	17,73
	Cenário 24	c' (kPa)	15,00	6,00	3,00	18,00	12,00
	Cenário 25	ϕ'	30,00	-	1,22	31,22	28,72
		TAN ϕ'	0,577	0,058	0,029	0,606	0,548
Aluvião	Cenário 26	γ (kN/m ³)	16,50	0,50	0,25	16,75	16,25
	Cenário 27	ϕ'	25,00	-	1,09	26,09	23,89
		TAN ϕ'	0,466	0,047	0,023	0,490	0,443
Blocos sujos	Cenário 28	γ (kN/m ³)	25,50	0,77	0,38	25,88	25,12
	Cenário 29	c' (kPa)	10,00	4,00	2,00	12,00	8,00
	Cenário 30	ϕ'	38,00	-	1,36	39,36	36,57
		TAN ϕ'	0,781	0,078	0,039	0,820	0,742

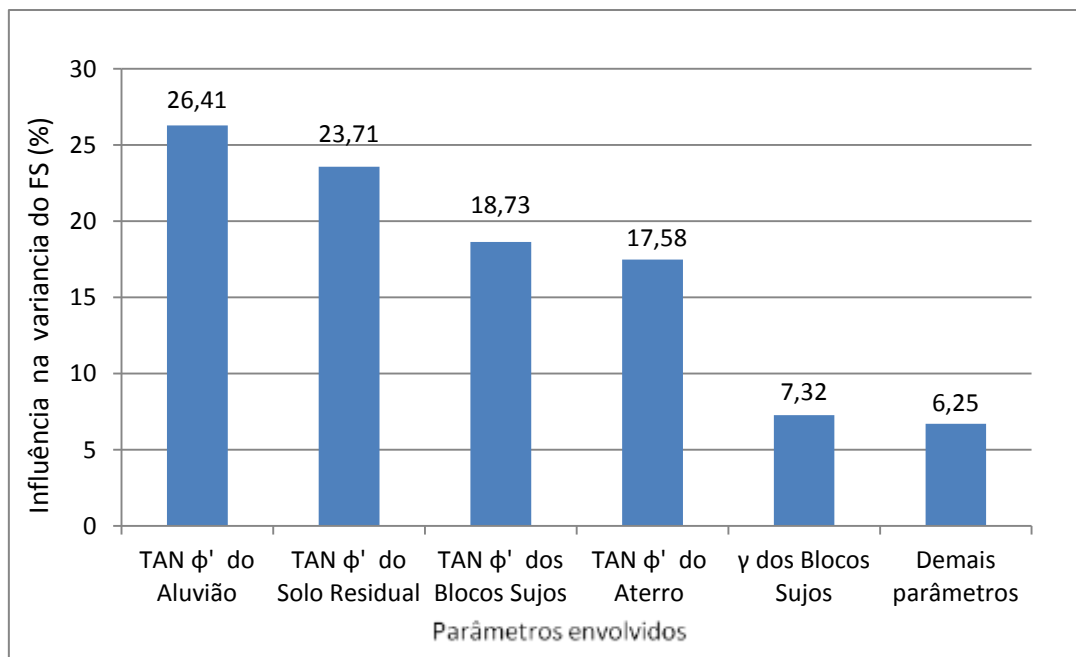


Figura 30 – Influência dos parâmetros no FS pela metodologia de Mostyn e Li.

Tabela 15- Cálculos para aplicação da metodologia de Mostyn e Li (1993)

FS MÉDIO	E [FS]=	1,472	XI (+)	Novo XI (+)	Novo XI (-)	FS (+)	FS (-)	δ FS/ δ XI	C.V (%)	DESVIO PADRÃO (σ)	VARIÂNCIA [V] (δ FS/ δ XI) ² V [XI]	Influência na variância (%)
			XI									
Cenário 16 V [kN/m ²]		23	0,3450	23,35	22,66	1,470	1,474	-0,0057971	3	0,6900	0,4761	0,000016
Cenário 17 Su topo (kPa)		3	0,4500	3,45	2,55	1,473	1,471	0,00222222	30	0,9000	0,8100	4E-06
Cenário 17 Taxa de Su (kPa/m)		1,5	0,2250	1,73	1,28	1,473	1,471	0,00444444	30	0,4500	0,2025	4E-06
Cenário 18 V [kN/m ²]		23	0,3450	23,35	22,66	1,471	1,472	-0,0014493	3	0,6900	0,4761	1E-06
Cenário 19 Su topo (kPa)		10	1,5000	11,50	8,50	1,473	1,471	0,00066667	30	3,0000	9,0000	4,0E-06
Cenário 19 Taxa de Su (kPa/m)		1,06	0,1590	1,22	0,90	1,473	1,471	0,00628931	30	0,3180	0,1011	4E-06
Cenário 20 V [kN/m ²]		23	0,3450	23,35	22,66	1,470	1,474	-0,0057971	3	0,6900	0,4761	0,000016
Cenário 21 c' (kPa)		17	3,4000	20,40	13,60	1,478	1,466	0,00176471	40	6,8000	46,240	0,000144
Cenário 22 ϕ'		30	1,22	31,22	28,72	1,487	1,487	0,53693575	10	0,0577	0,0033	0,000961
Cenário 22 TAN ϕ'		0,577	0,029	0,606	0,548	1,487	1,456	0,53693575	10	0,0577	0,0033	0,000961
Cenário 23 V [kN/m ²]		18	0,270	18,27	17,73	1,472	1,472	0	3	0,5400	0,2916	0
Cenário 24 c' (kPa)		15	3,000	18,00	12,0	1,475	1,468	0,00116667	40	6,0000	36	4,9E-05
Cenário 25 ϕ'		30	1,22	31,22	28,72	1,490	1,454	0,62353829	10	0,0577	0,00333333	0,001296
Cenário 25 TAN ϕ'		0,577	0,029	0,61	0,548	1,490	1,454	0,62353829	10	0,0577	0,00333333	0,001296
Cenário 26 V [kN/m ²]		16,5	0,248	16,75	16,25	1,472	1,472	0	3	0,4950	0,245025	0
Cenário 27 ϕ'		25	1,09	26,09	23,89	1,491	1,453	0,81491263	10	0,0466	0,002174428	0,001444
Cenário 27 TAN ϕ'		0,466	0,023	0,490	0,443	1,491	1,453	0,81491263	10	0,0466	0,002174428	0,001444
Cenário 28 V [kN/m ²]		25,5	0,383	25,88	25,12	1,482	1,462	0,02614379	3	0,7850	0,616225	0,0004
Cenário 29 c' (kPa)		10	2,000	12,00	8,00	1,477	1,467	0,0025	40	4,0000	16	0,0001
Cenário 29 ϕ'		38	1,36	39,36	36,57	1,488	1,456	0,40958132	10	0,0781	0,0061	0,001024
Cenário 30 TAN ϕ'		0,781	0,039	0,820	0,742	1,488	1,456	0,40958132	10	0,0781	0,0061	0,001024
										TOTAL DE	V[FS]=	0,005467
												100,00
			Desvio Padrão do FS=			0,0793992				Índice de confiabilidade (β)=	6,38	

6- CONCLUSÕES E ANÁLISES FUTURAS

O Método da Primeira Ordem e Segundo Momento se mostra vantajoso em relação aos demais métodos probabilísticos, na medida em que requer um número relativamente pequeno de análises determinísticas (número de parâmetros variados +1, onde 1 representa a análise com parâmetros médios). Outra vantagem deste método é a possibilidade de se avaliar a influência de diferentes parâmetros envolvidos na estabilidade de um talude. O conhecimento dos parâmetros mais influentes na estabilidade permite o engenheiro concentrar suas atenções nesses, através de um maior número de ensaios e também maior quantidade de estudos, com outros valores de Coeficiente de Variação, diferente dos recomendados.

A conformação do dique se mostrou satisfatória, o que foi concluído a partir do cálculo do fator de segurança (próximo a 1,50) e também na probabilidade de ruptura. Diante dos resultados analisados, percebe-se que a metodologia proposta por Sandroni e Sayão (1992), de aproximação das derivadas parciais por diferenças divididas com variação proposta por Dell'Avanzi (1995) em 10% do valor médio e a metodologia proposta por Mostyn e Li (1993), de aproximação por diferenças finitas centrais com variação igual ao desvio padrão de cada parâmetro, fornecem valores de índices de confiabilidade relativamente próximos (diferença de cerca de 6,5%), indicando uma probabilidade de ruptura menor que 10^{-6} .

Na avaliação da influência dos parâmetros para estabilidade, pela metodologia de Sandroni e Sayão (1992), a tangente do ângulo de atrito do aterro compactado é o parâmetro que tem mais influência sobre a variação do fator de segurança (contribui com, aproximadamente, 29% da variação do fator de segurança).

Entretanto, quando as derivadas parciais são estimadas pela metodologia de Mostyn e Li (1993), a tangente do ângulo de atrito cai para o quarto lugar em influência (contribui com, aproximadamente, 17%). A ordem dos outros três principais parâmetros de influência, não se altera com a metodologia aplicada.

Deve-se ressaltar que não foram incluídos no presente estudo efeitos como variação de piezometria, cargas externas e vibrações. Estes dados podem, ao serem incluídos, gerar índices de confiabilidade menores e, por consequência, maiores probabilidades de ruptura. Não foi considerada também, a correlação entre os parâmetros envolvidos na análise probabilística.

Para pesquisas futuras, propõe-se a realização de análise probabilística utilizando valores de desvio padrão, obtidos a partir de ensaios e a comparação

desses resultados com os do presente trabalho. Propõe-se também o uso de outros métodos probabilísticos como Simulação de Monte- Carlo ou Estimativas Pontuais e a comparação de seus resultados.

7- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, C. B de, 2006, **Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro**, Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ÁVILA, J.P de, 2012, **Barragens de rejeitos no Brasil**, CBDB, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BECKER, L. de B., 2012, **Notas de Aula da Disciplina de Estabilidade de Taludes**, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

DUARTE, A.P, 2008, **Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração de resíduos industriais no estado de Minas Gerais em relação ao potencial de risco**, Dissertação de Mestrado, UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

DYMINSKI, A.S, 1996, **Notas de Aula- Estabilidade de Taludes**, UFPR, Curitiba, PR, Brasil.

ESPÓSITO, T. de J, 2000, **Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico**. Tese de Doutorado, UNB, Brasília, DF, Brasil.

FABRÍCIO, J.V. F, 2006, **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções**, Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

FLORES, E.A. F, 2008, **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes considerando a Variabilidade Espacial do Solo**, Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GERSCOVICH, D.M.S, 2008, **Notas de Aula- Estabilidade de Taludes**, UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GERSCOVICH, D.M.S, 2012, **Estabilidade de Taludes**, Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.

GUIDICINI, G; NIEBLE, C.M., 1976, **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavações**.

LAMBE, T.W; WHITMAN, R, V, 1969, **Soil Mechanics**, Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts, Ohio, EUA.

LOZANO, F.A. E, 2006, **Seleção de locais para barragens de rejeitos usando o método de análise hierárquica**, Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, SP, Brasil.

MAIA, J. A.C, 2003, **Métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes e cavidades em rocha**, Dissertação de Mestrado, UNB, Brasília, DF, Brasil.

MORAES JR, L.J de, 1975, **Algumas considerações praticas a respeito de estabilidade de taludes**, Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

PASSOS, N.C.de S. T, 2009, **Barragem de rejeito: avaliação dos parâmetros geotécnicos de rejeitos de minério de ferro utilizando ensaios de campo- um estudo de caso**, Projeto de Graduação, UFPR, Curitiba, PR, Brasil.

SANDRONI, S.S; SAYÃO, A.S.F. J, 1992, **Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes**, PUC, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ANEXO

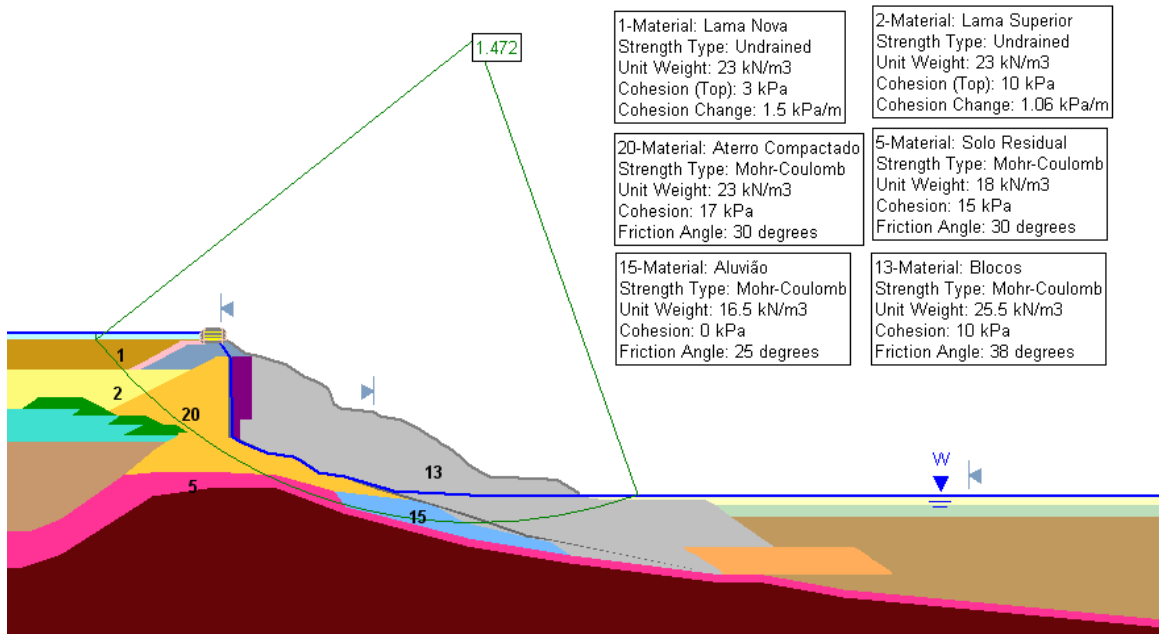


Figura 31- Análise determinística do dique - FS= 1,472

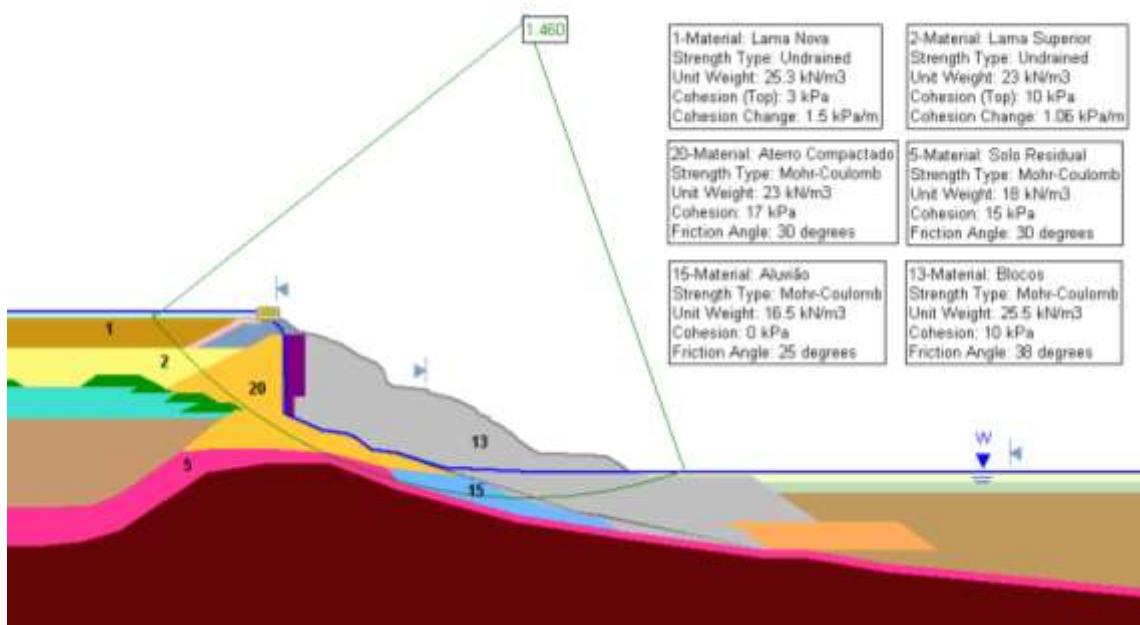


Figura 32- Cenário 1- FS= 1,460

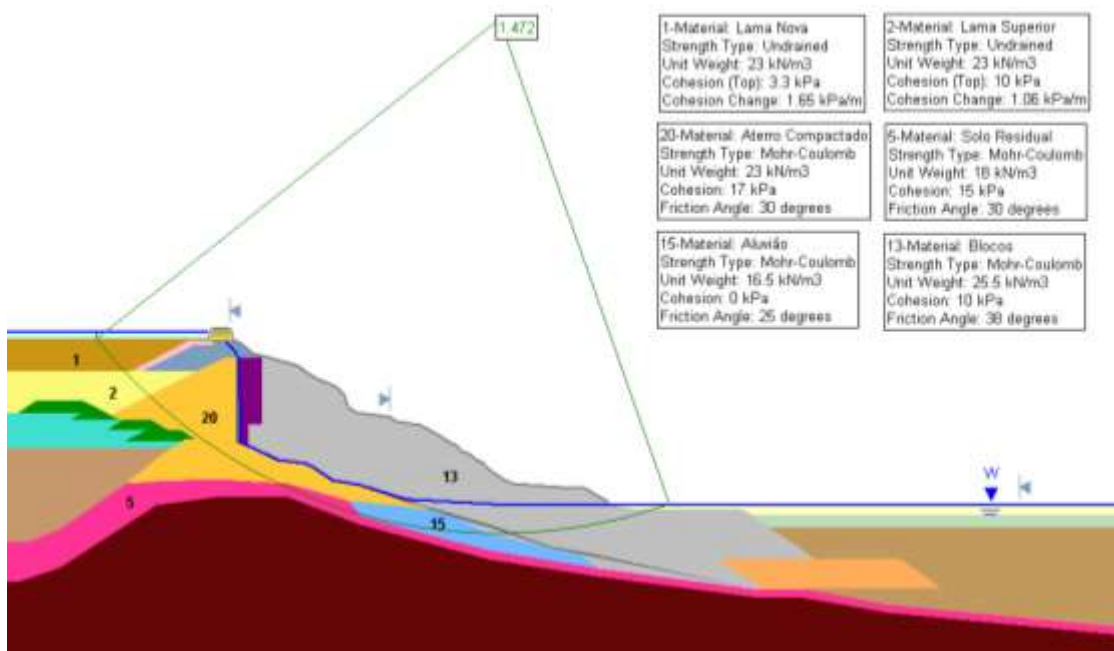


Figura 33- Cenário 2- FS= 1,472

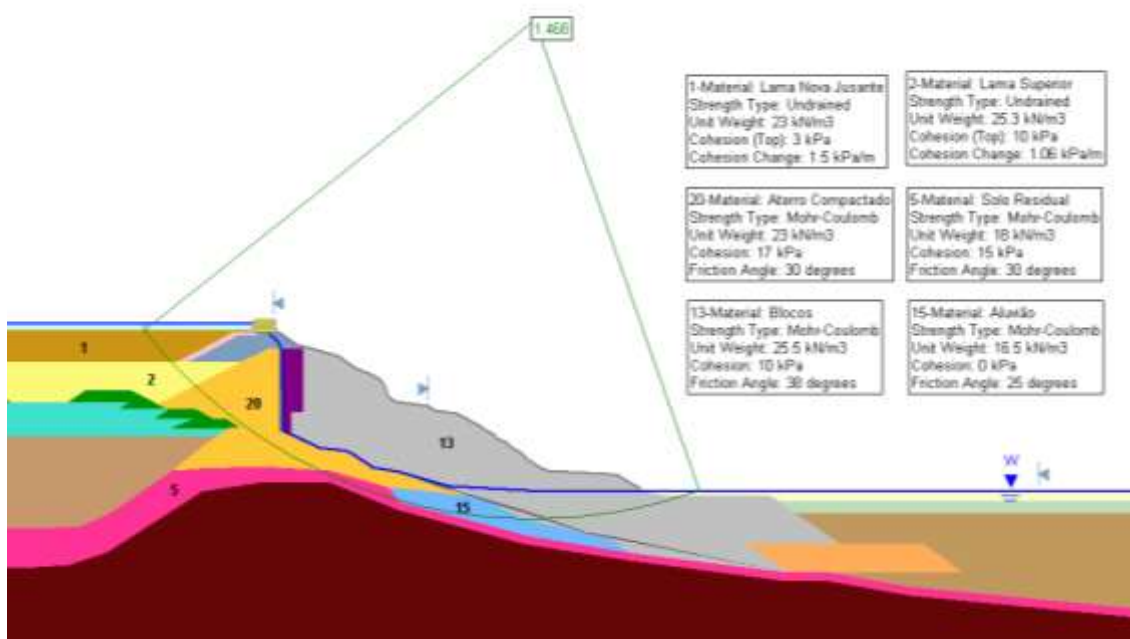


Figura 34- Cenário 3- FS= 1,468

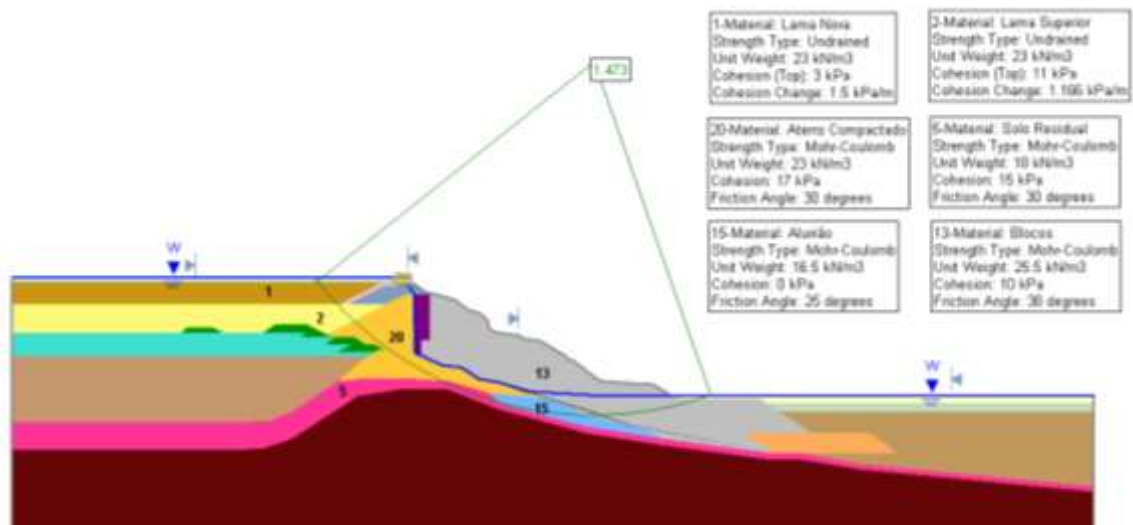


Figura 35- Cenário 4- FS= 1,473

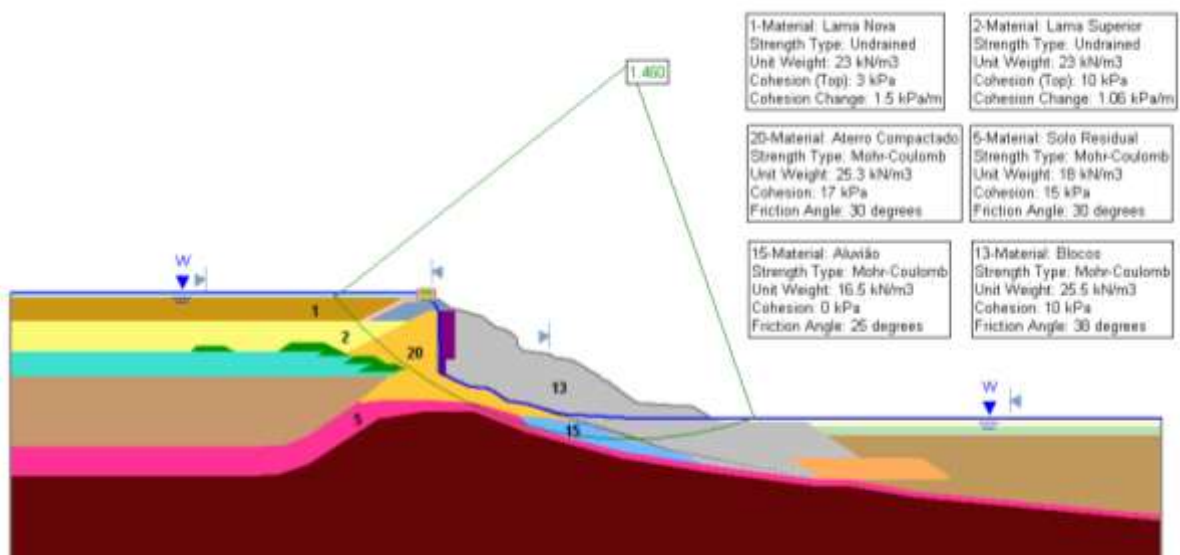


Figura 36- Cenário 5- FS= 1,460

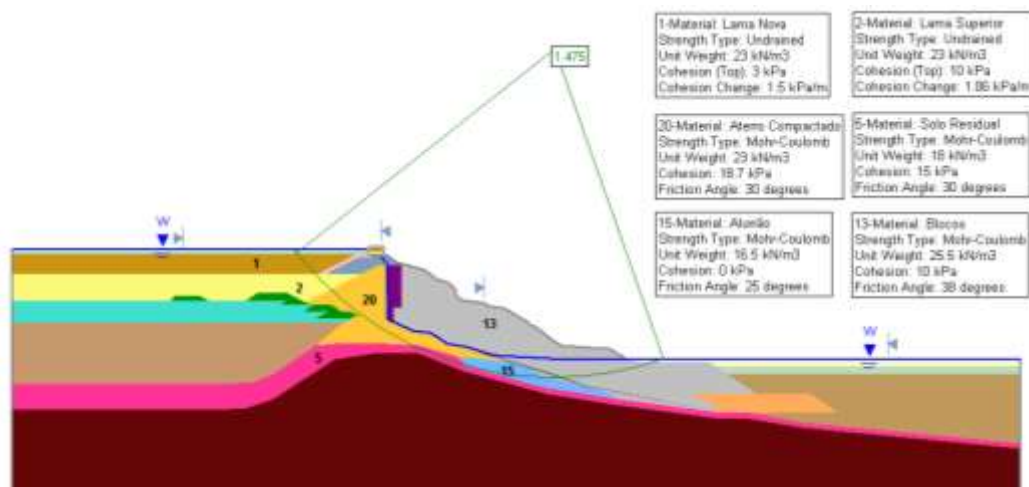


Figura 37- Cenário 6- FS= 1,475

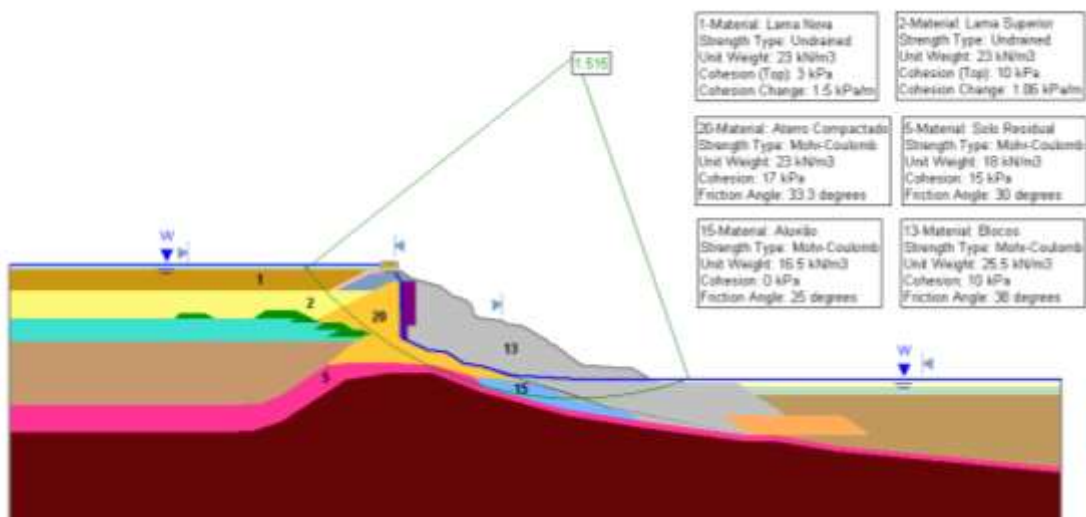


Figura 38- Cenário 7- FS= 1,515

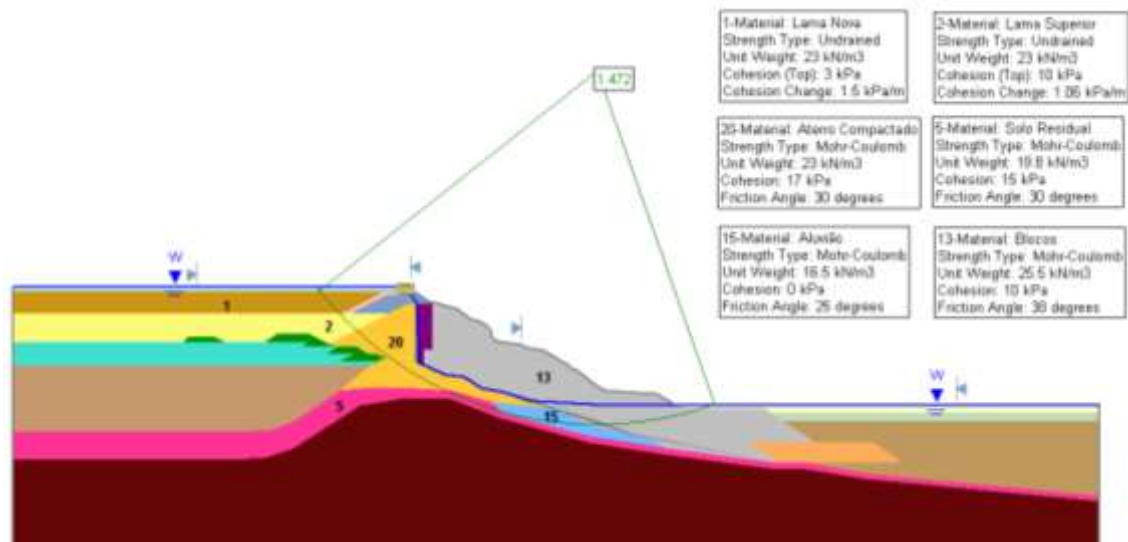


Figura 39- Cenário 8- FS= 1,472

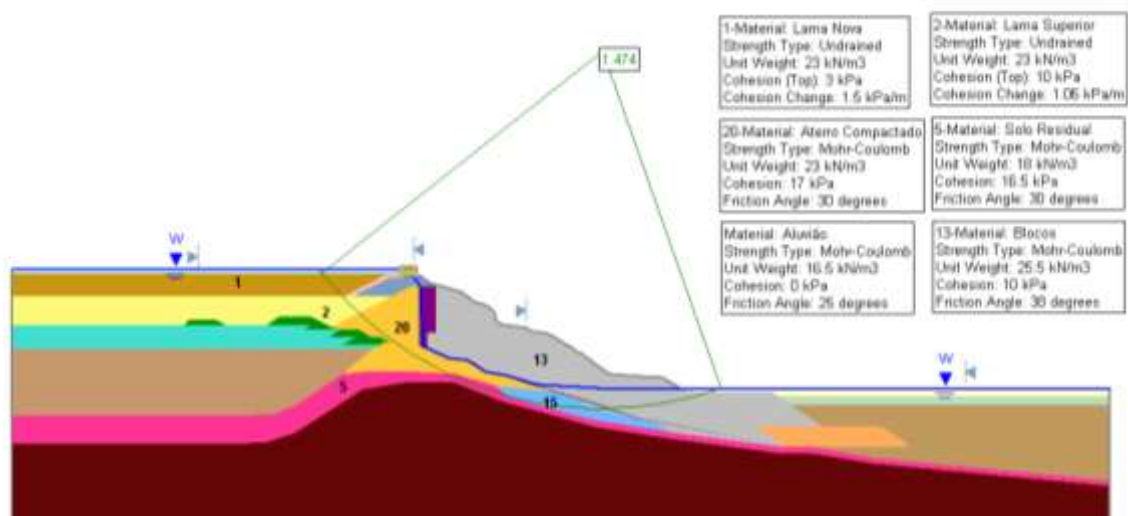


Figura 40- Cenário 9- FS= 1,474

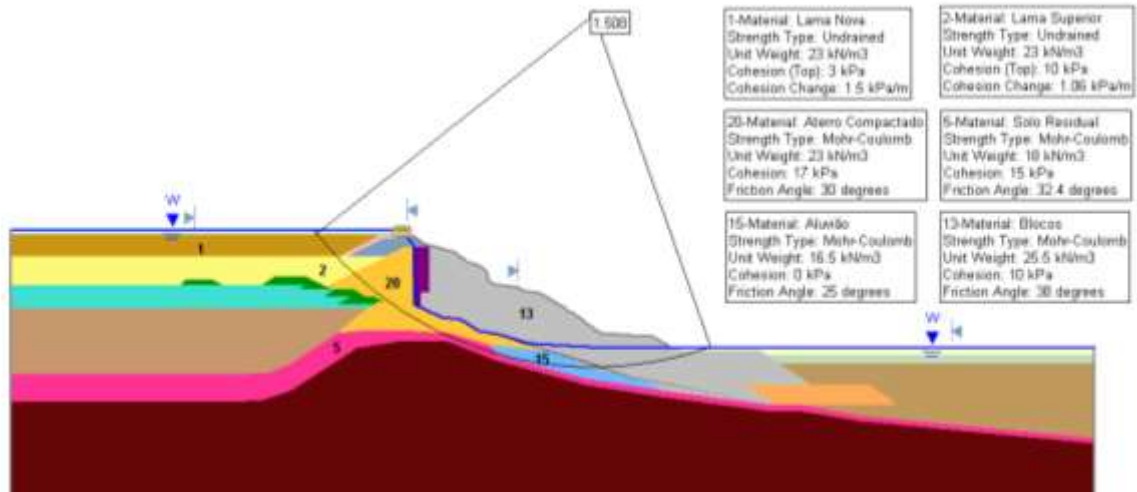


Figura 41- Cenário 10- FS= 1,508

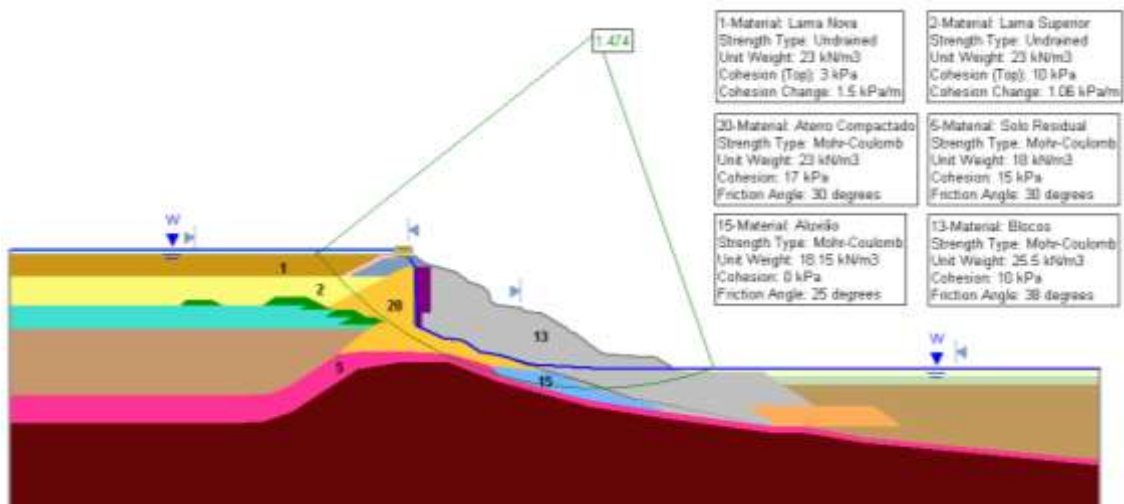


Figura 42- Cenário 11- FS= 1,474

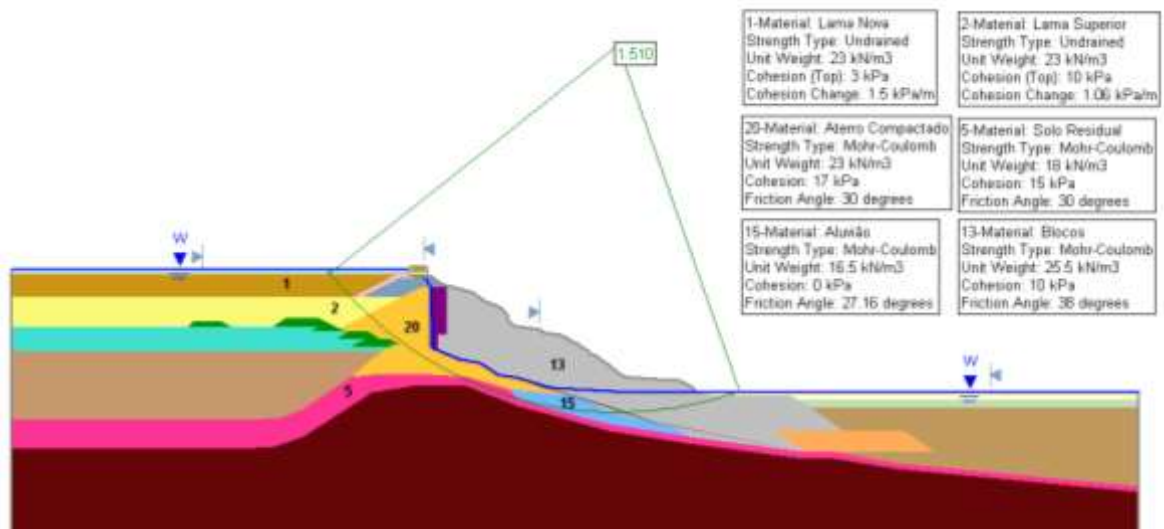


Figura 43- Cenário 12- FS= 1,510

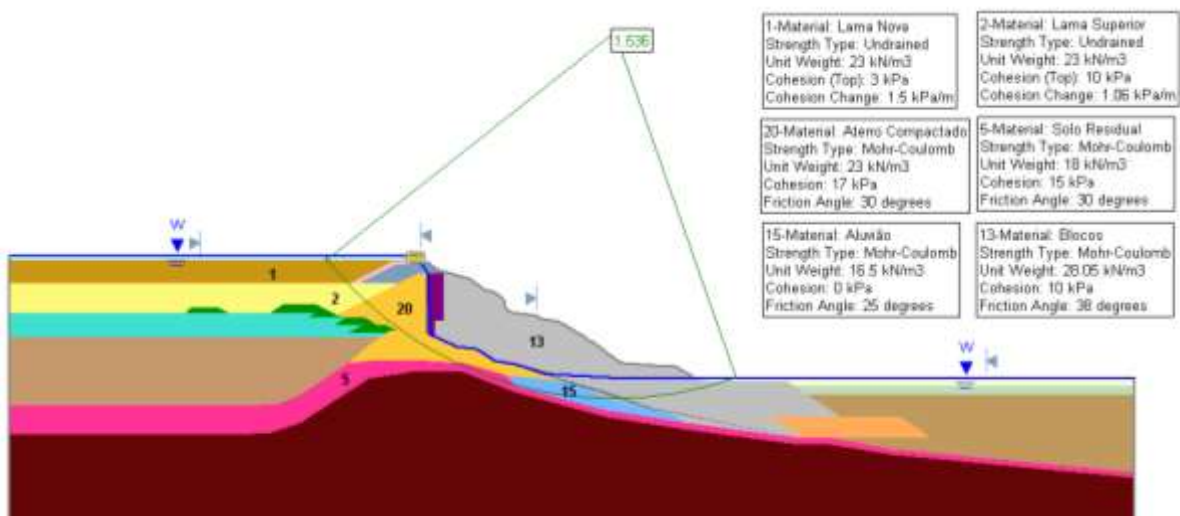


Figura 44- Cenário 13- FS= 1,536

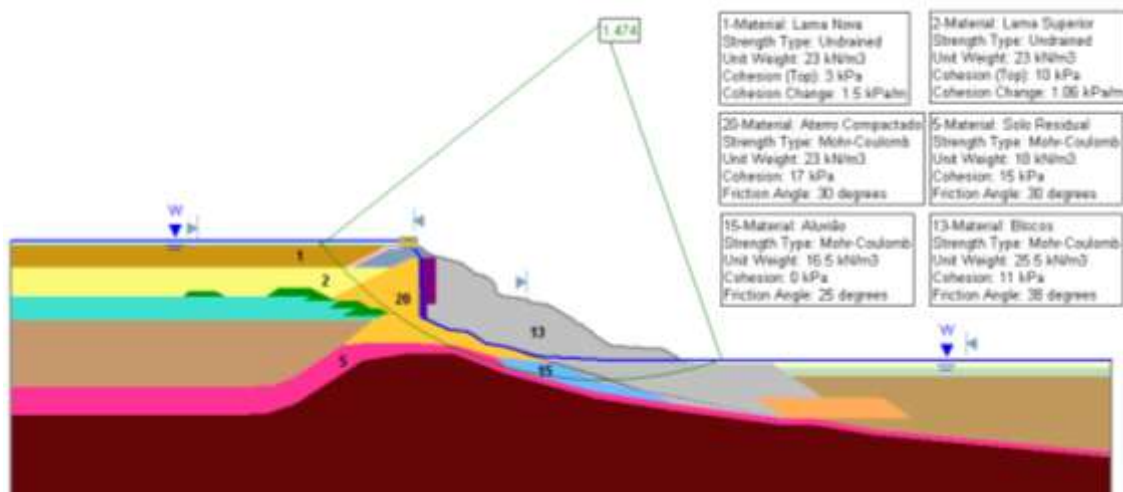


Figura 45- Cenário 14- FS= 1,474

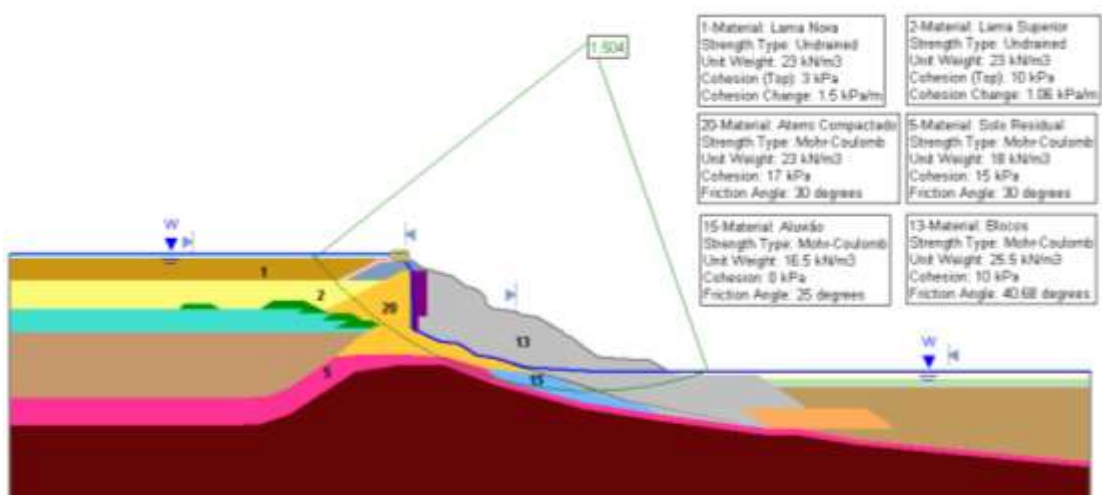


Figura 46- Cenário 15- FS= 1,504

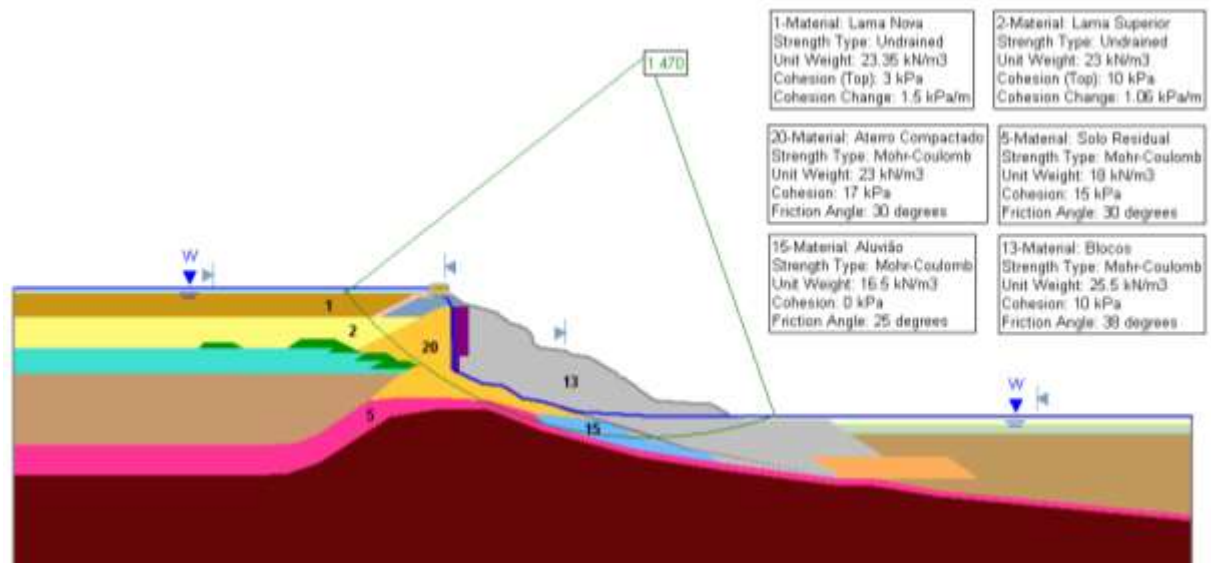


Figura 47- Cenário 16 A- FS= 1,470

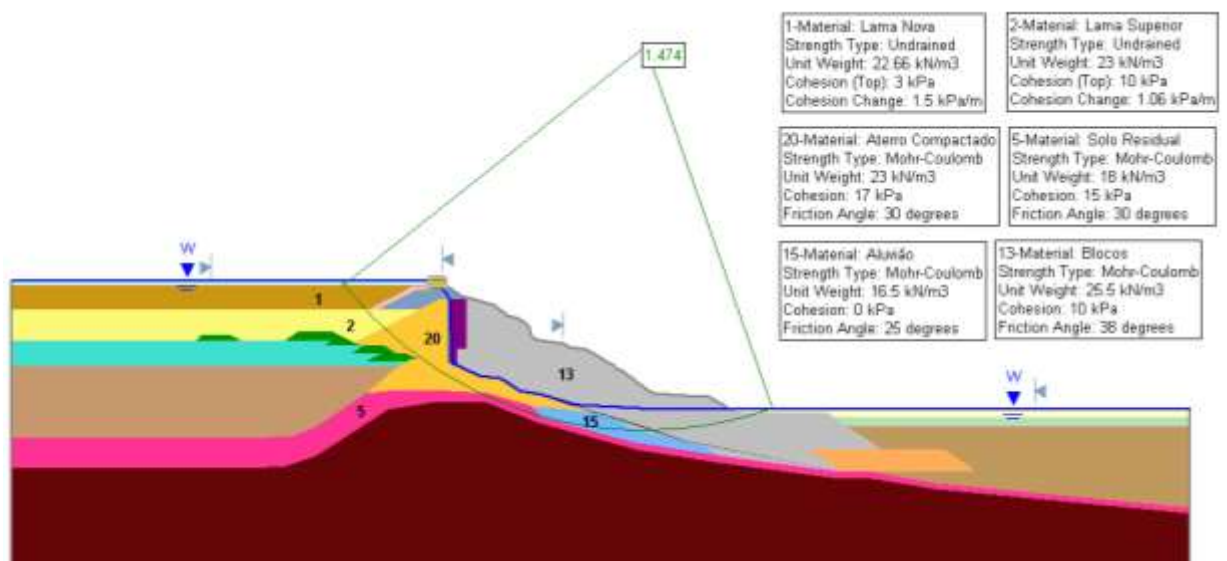


Figura 48- Cenário 16 B- FS= 1,474

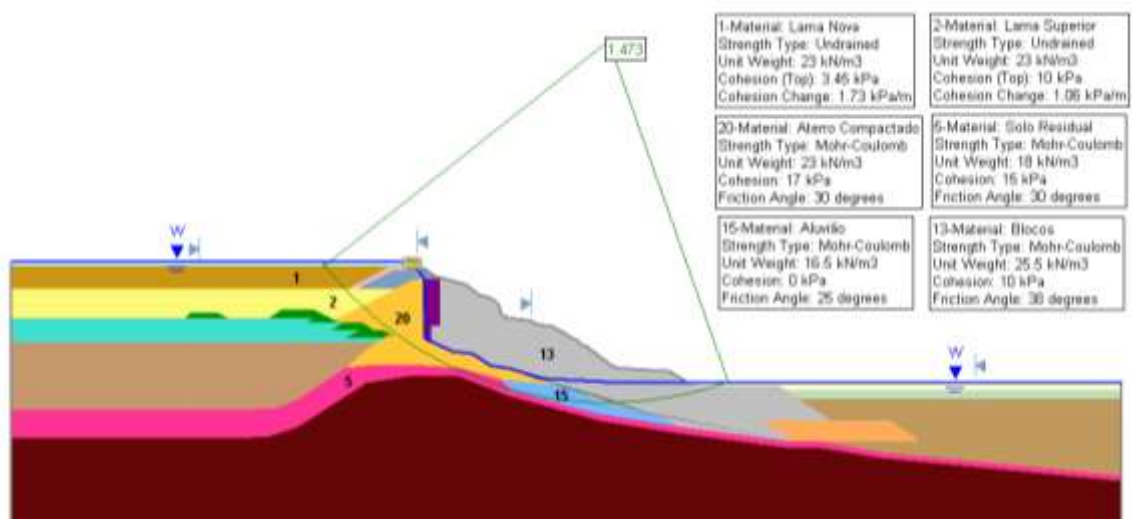


Figura 49- Cenário 17 A- FS= 1,473

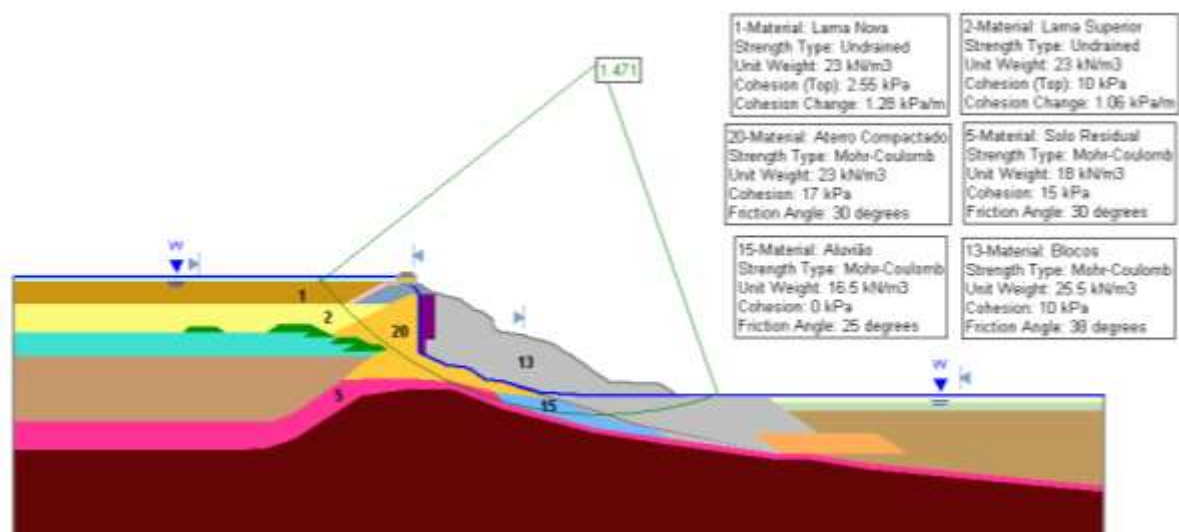


Figura 50- Cenário 17 B- FS= 1,471

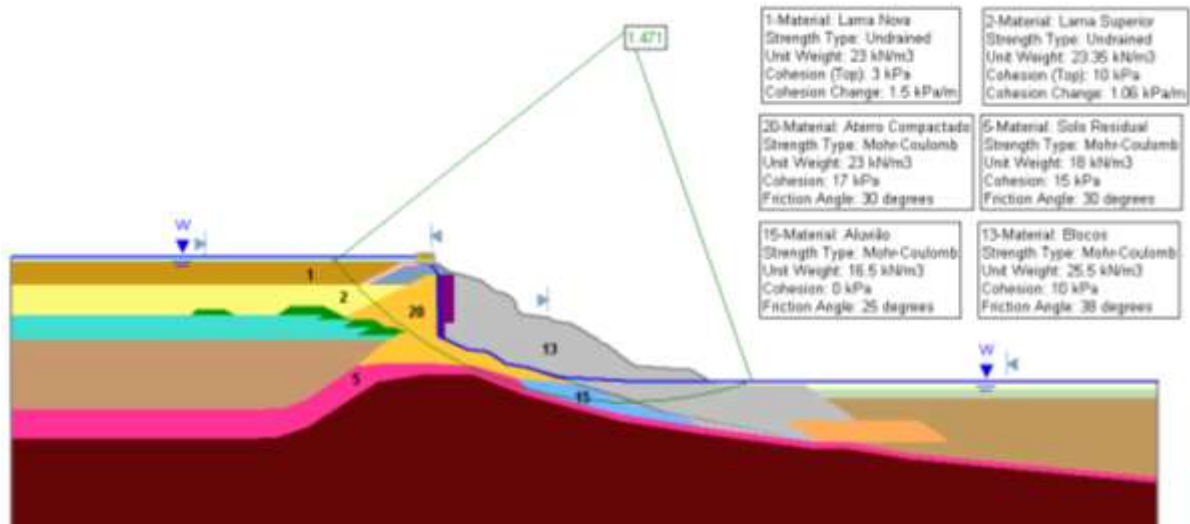


Figura 51- Cenário 18 A- FS= 1,471

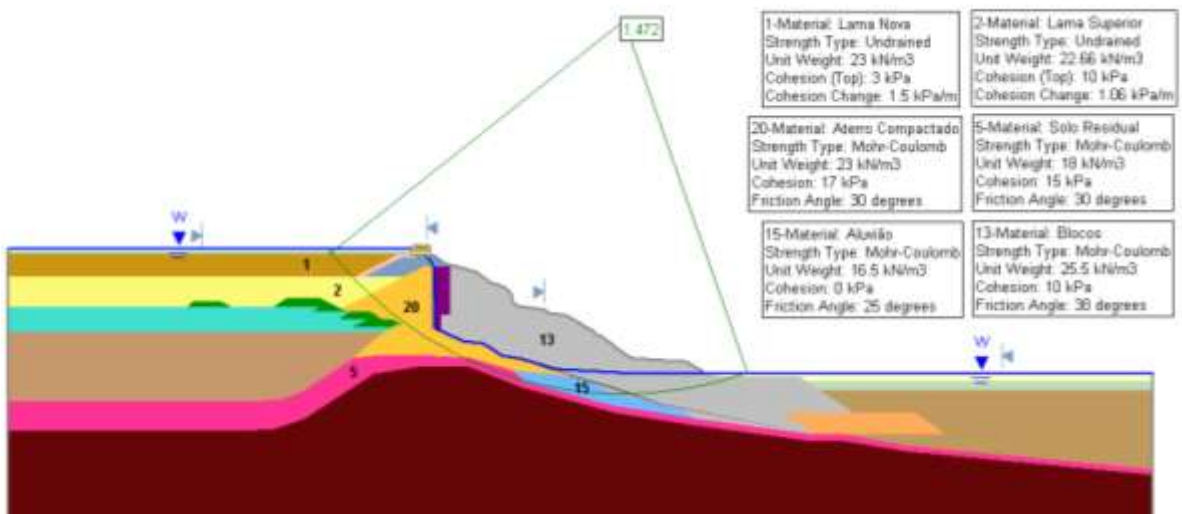


Figura 52- Cenário 18 B- FS= 1,472

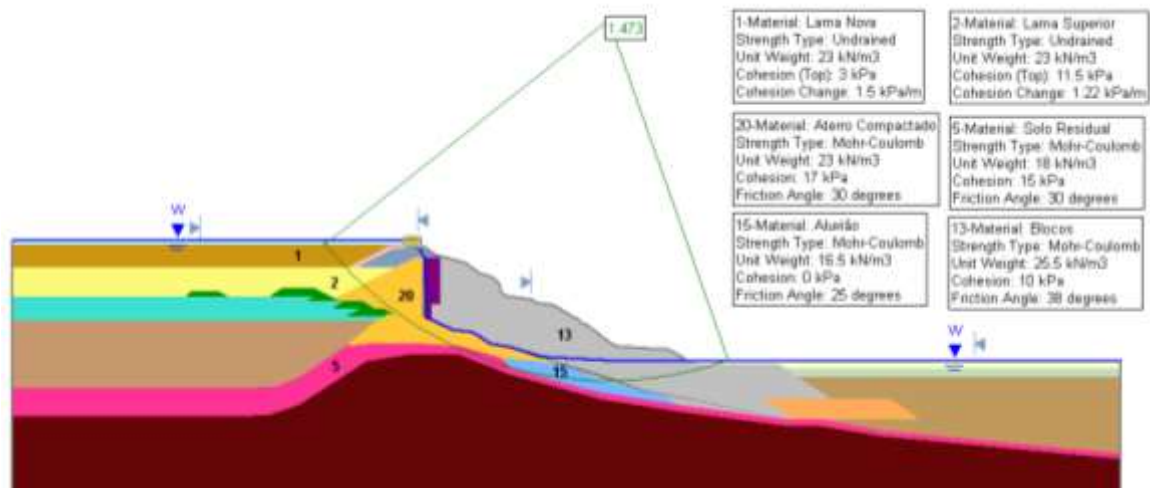


Figura 53- Cenário 19 A- FS= 1,473

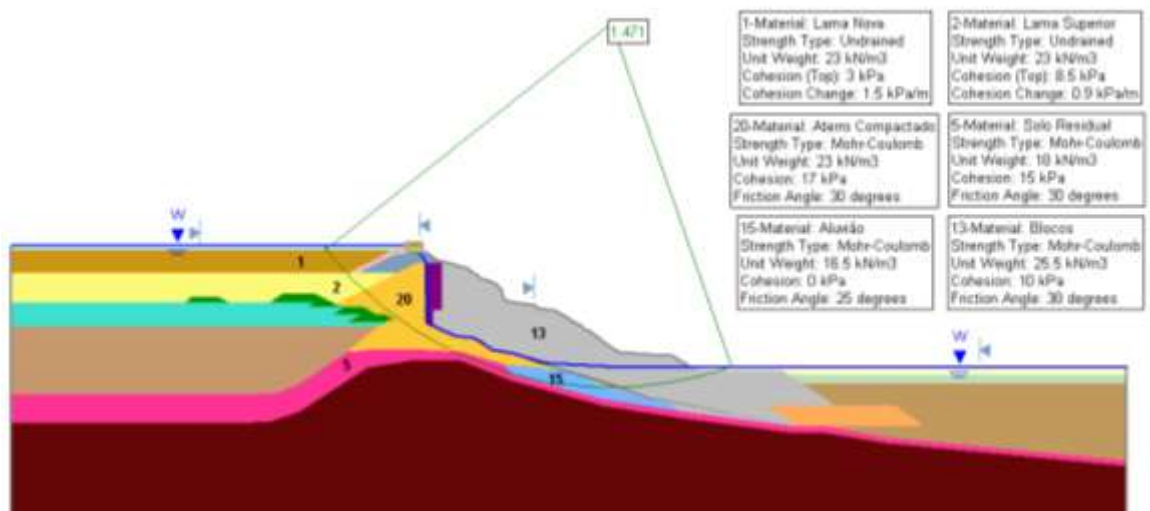


Figura 54- Cenário 19 B- FS= 1,471

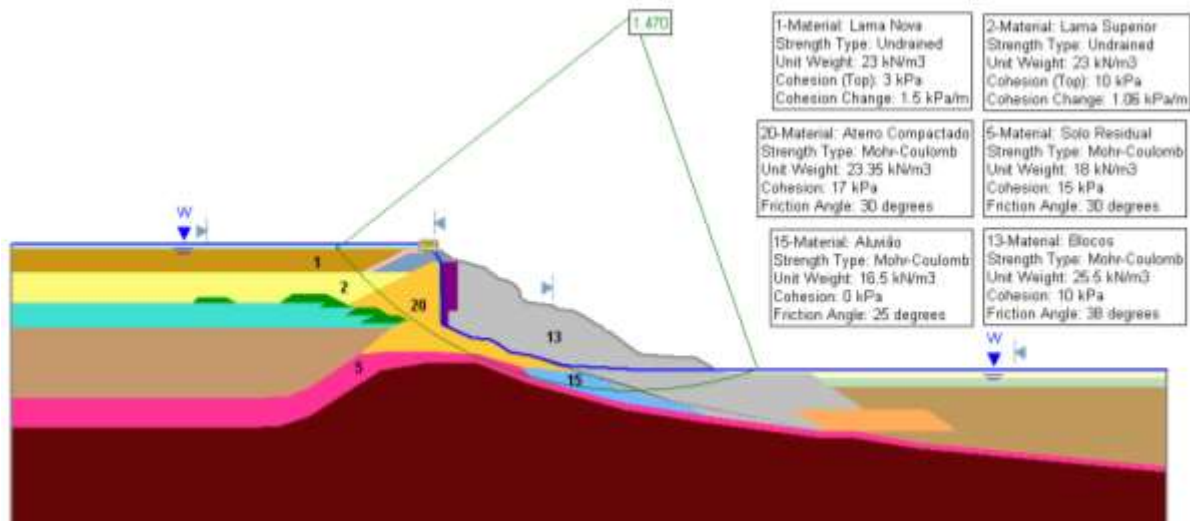


Figura 55- Cenário 20 A- FS= 1,470

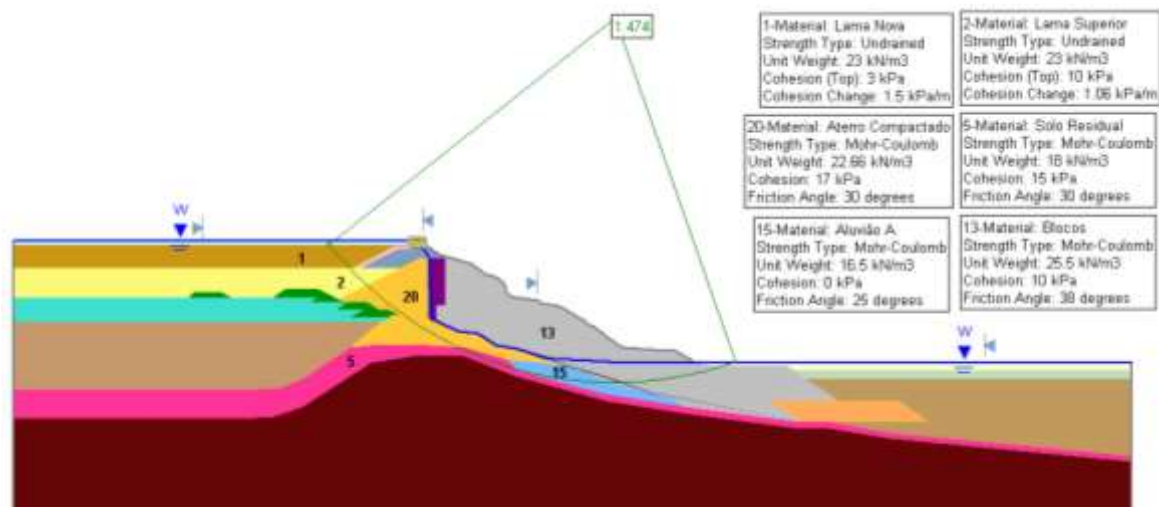


Figura 56- Cenário 20 B- FS= 1,474

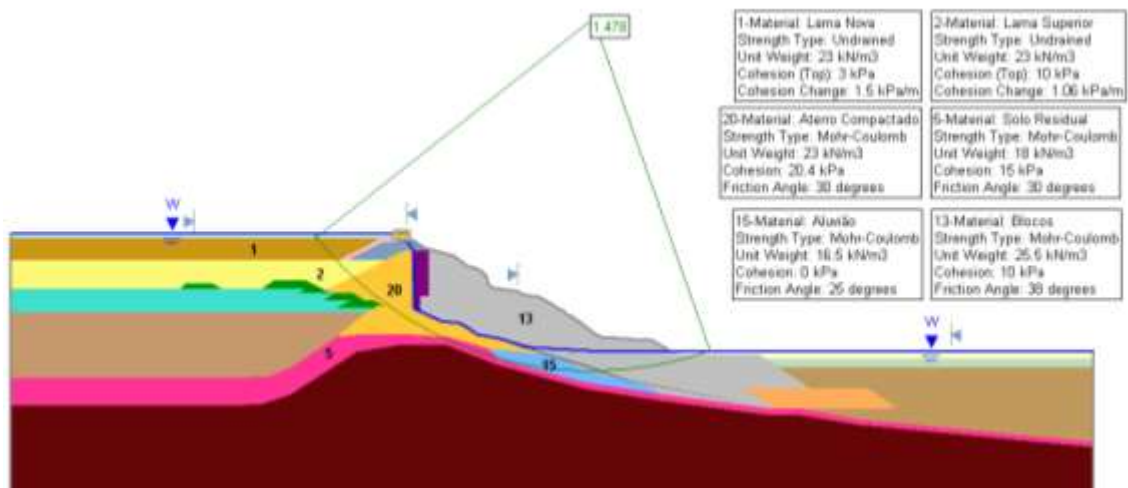


Figura 57- Cenário 21 A- FS= 1,478

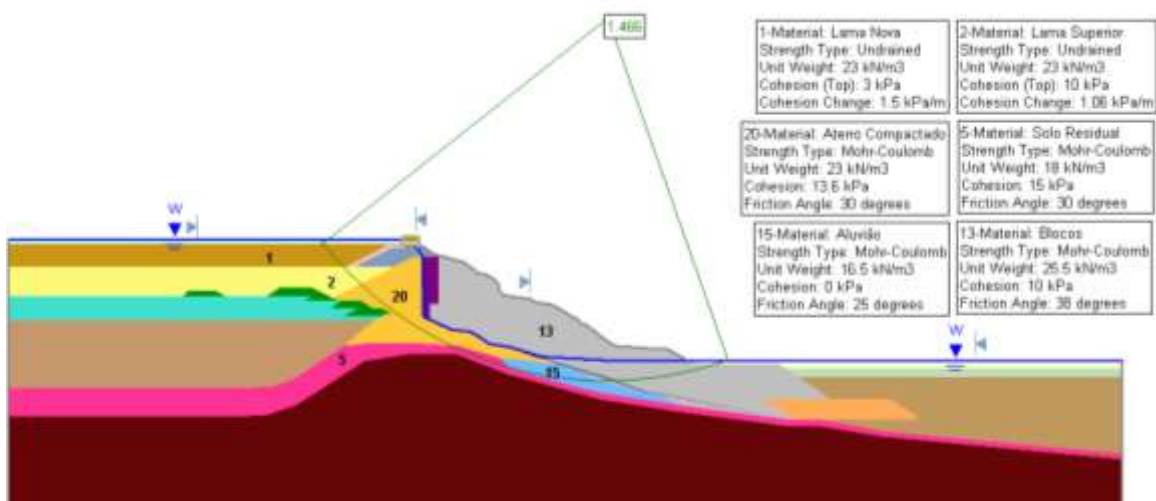


Figura 58- Cenário 21 B- FS= 1,466

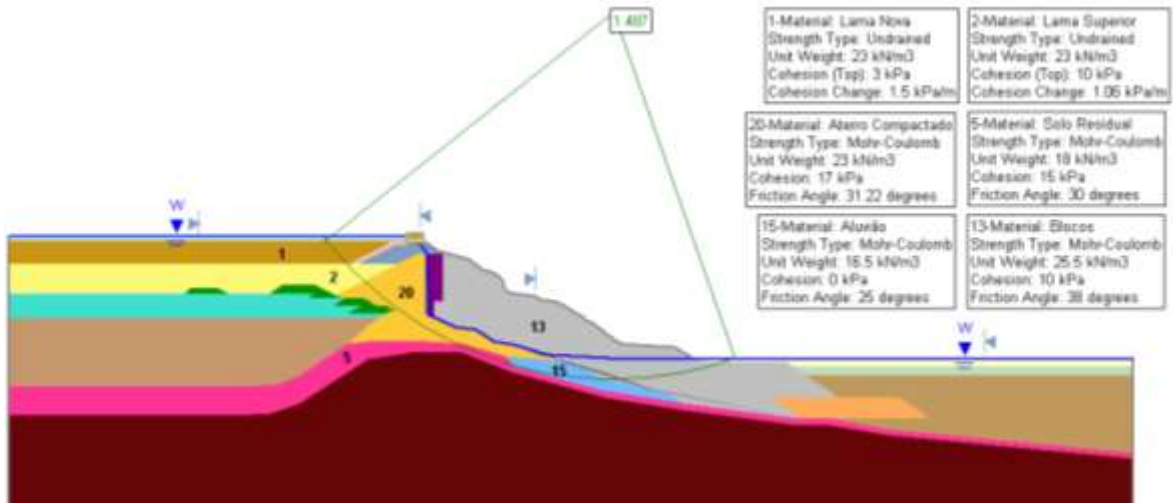


Figura 59- Cenário 22 A- FS= 1,487

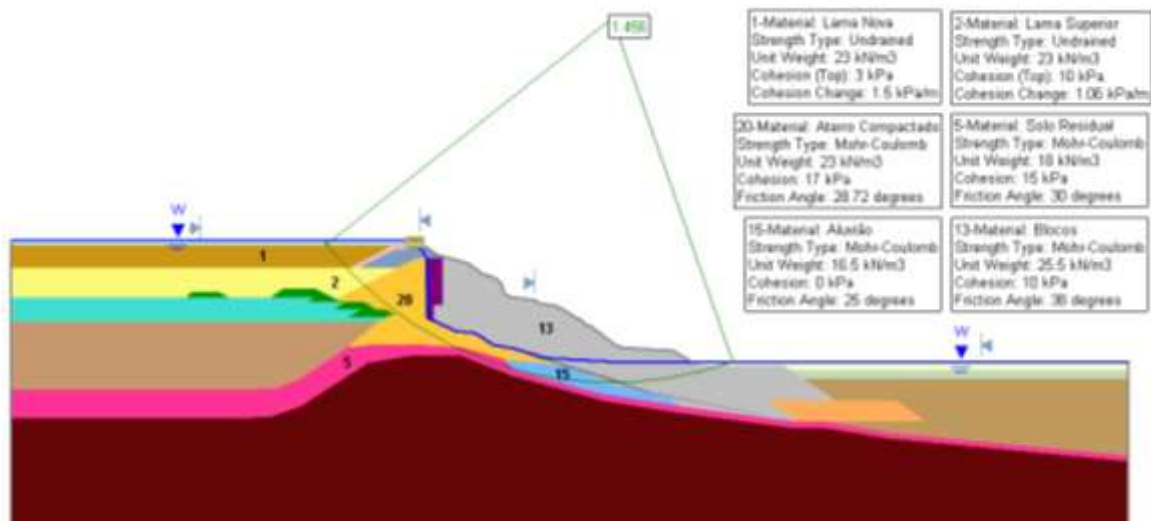


Figura 60- Cenário 22 B- FS= 1,456

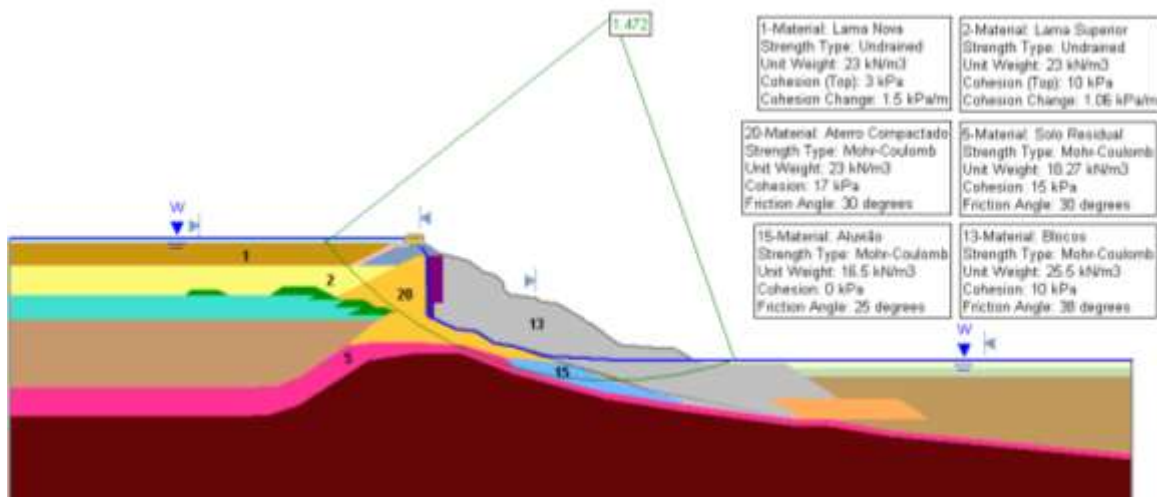


Figura 61- Cenário 23 A- FS= 1,472

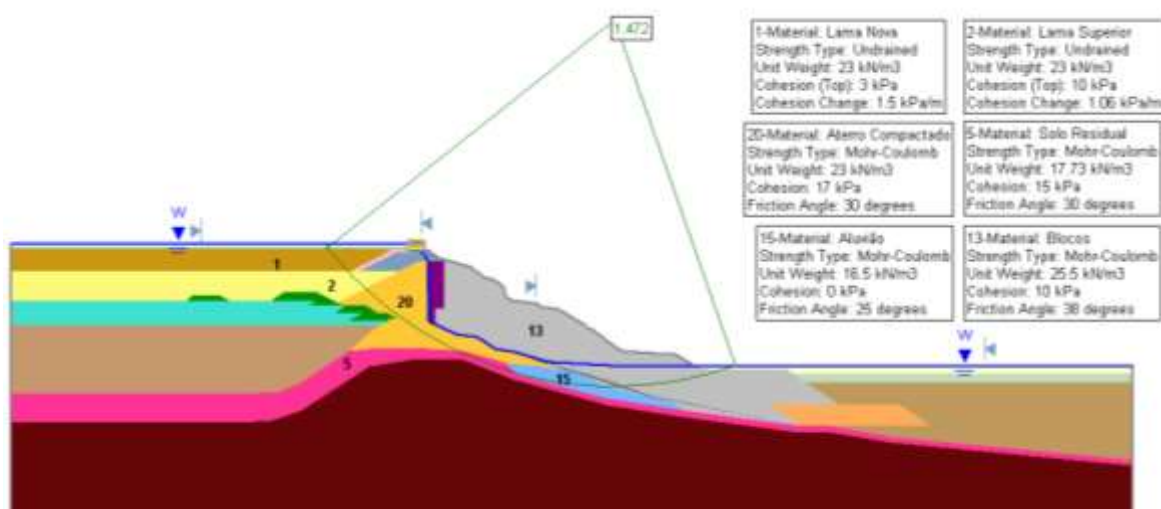


Figura 62- Cenário 23 B- FS= 1,472

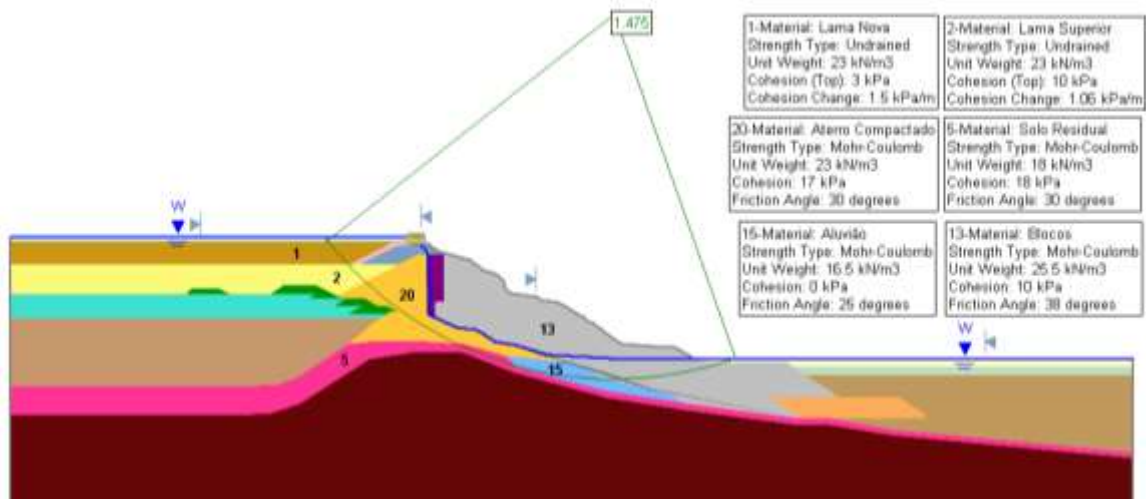


Figura 63- Cenário 24 A- FS= 1,475

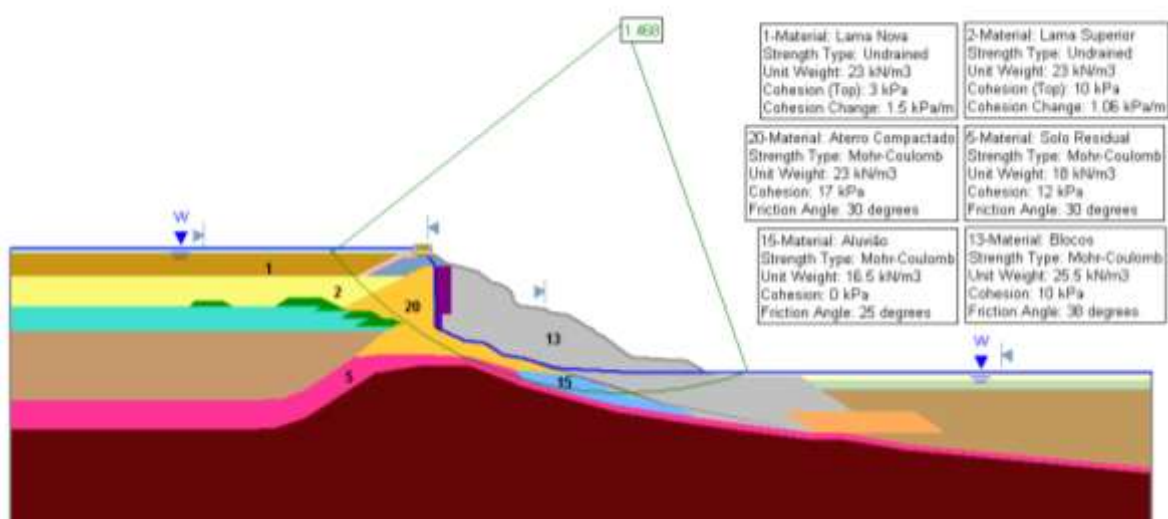


Figura 64- Cenário 24 B- FS= 1,468

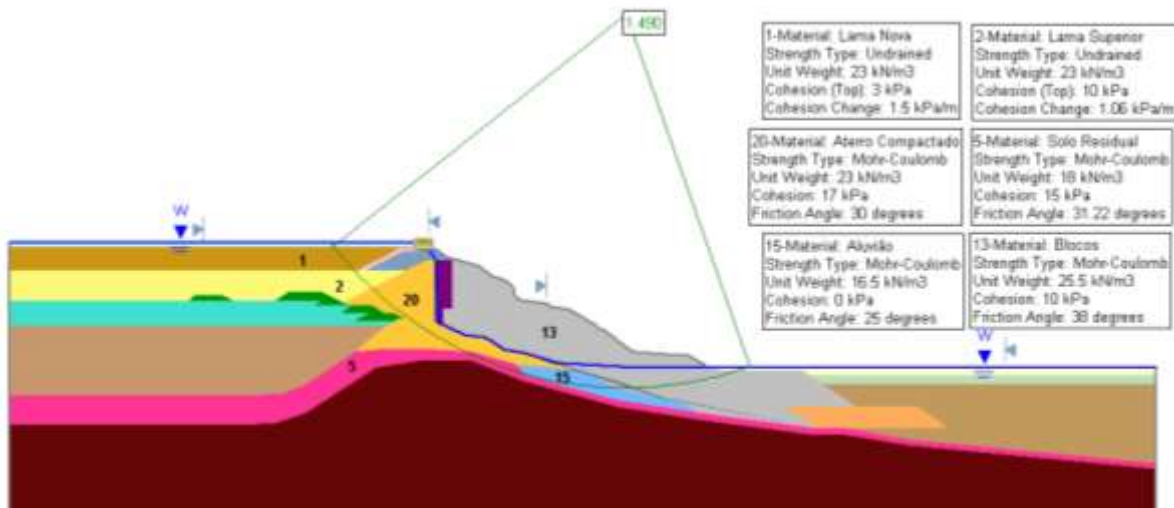


Figura 65- Cenário 25 A- FS= 1,490

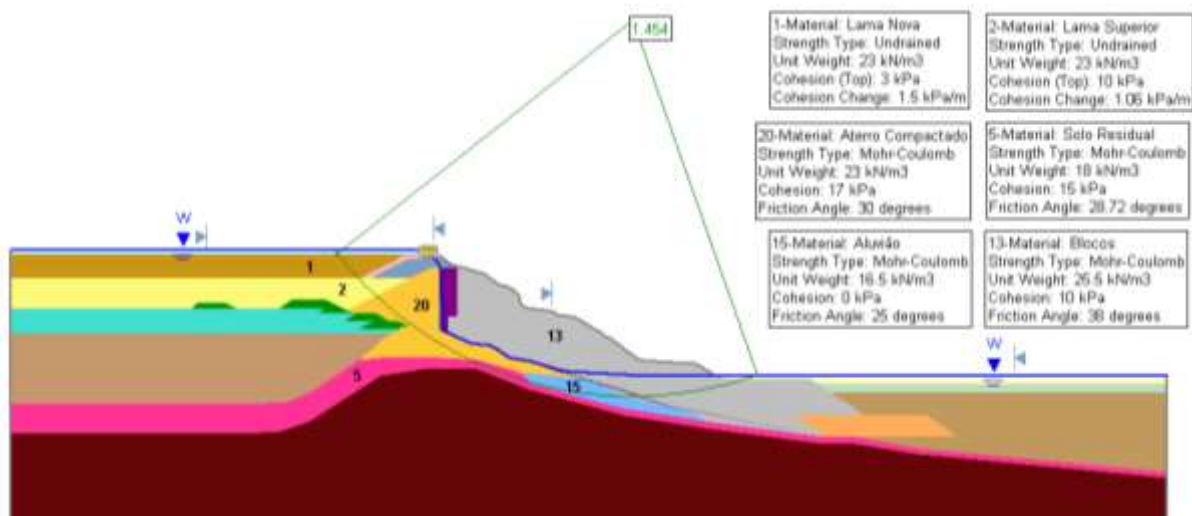


Figura 66- Cenário 25 B- FS= 1,454

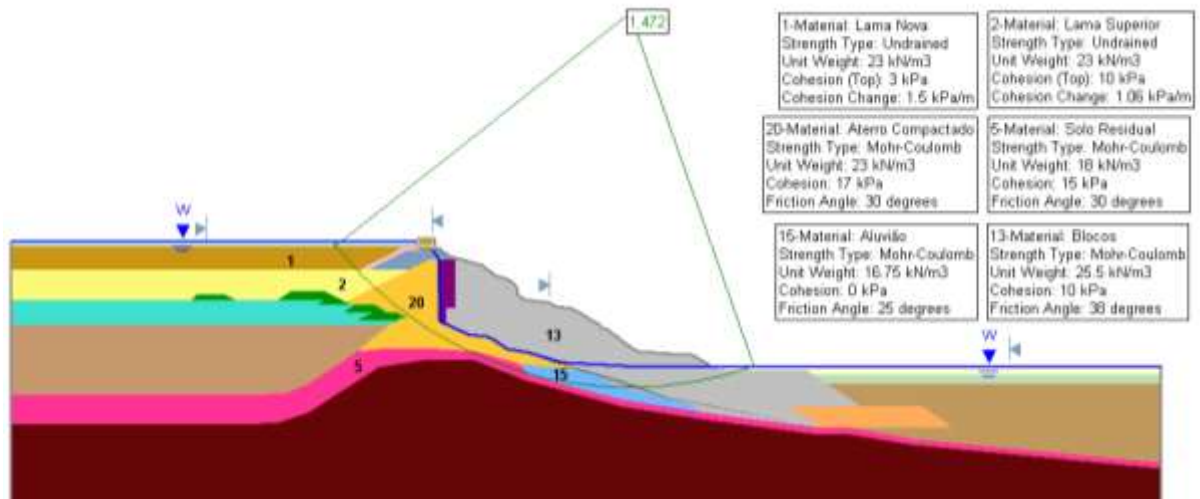


Figura 67- Cenário 26 A- FS= 1,472

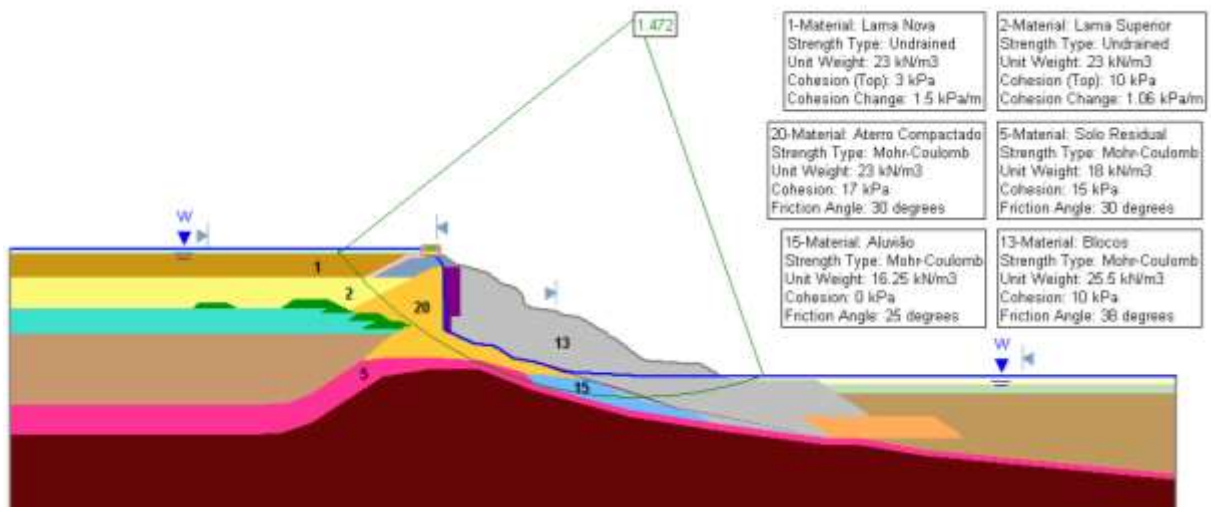


Figura 68- Cenário 26 B- FS= 1,472

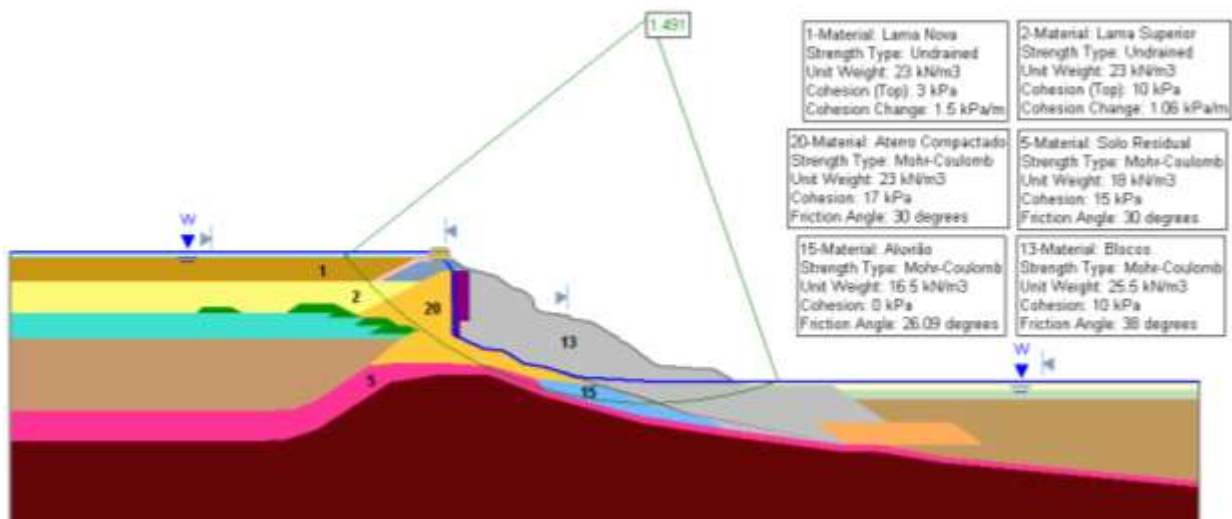


Figura 69- Cenário 27 A- FS= 1,491

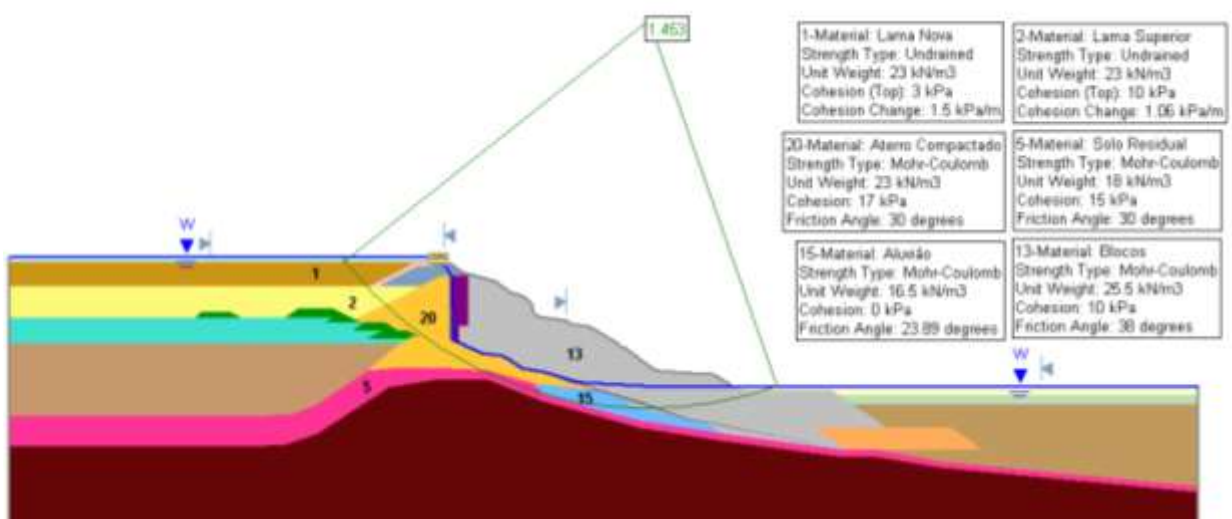


Figura 70- Cenário 27 B- FS= 1,453

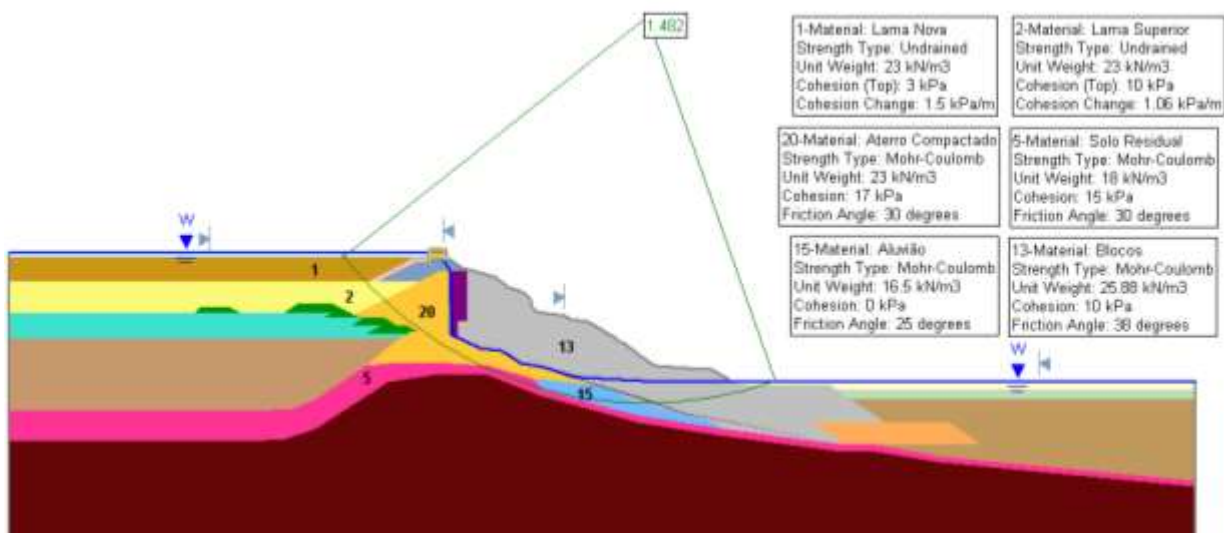


Figura 71- Cenário 28 A- FS= 1,482

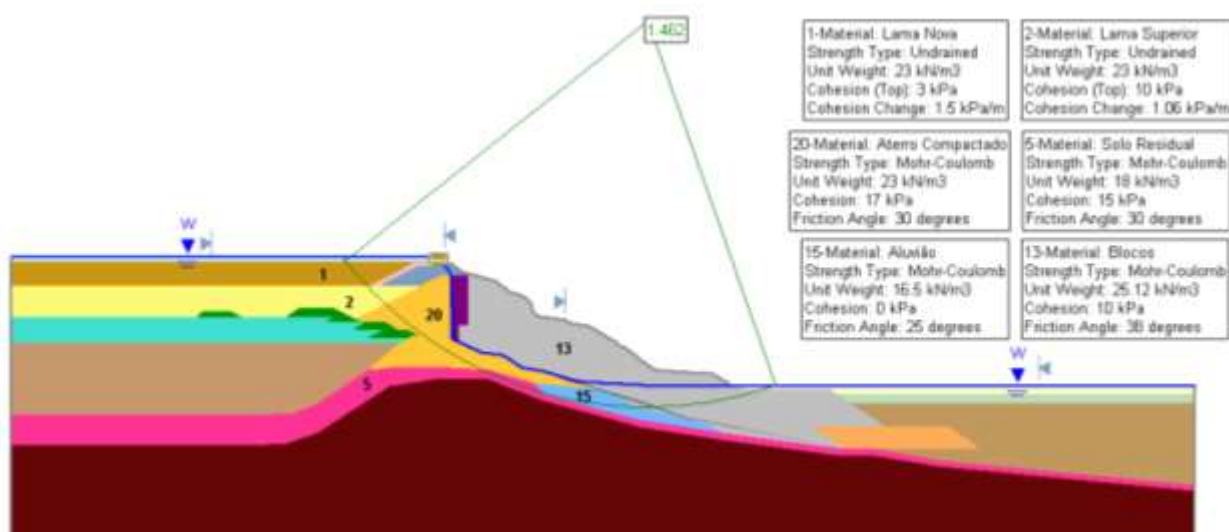


Figura 72- Cenário 28 B- FS= 1,462

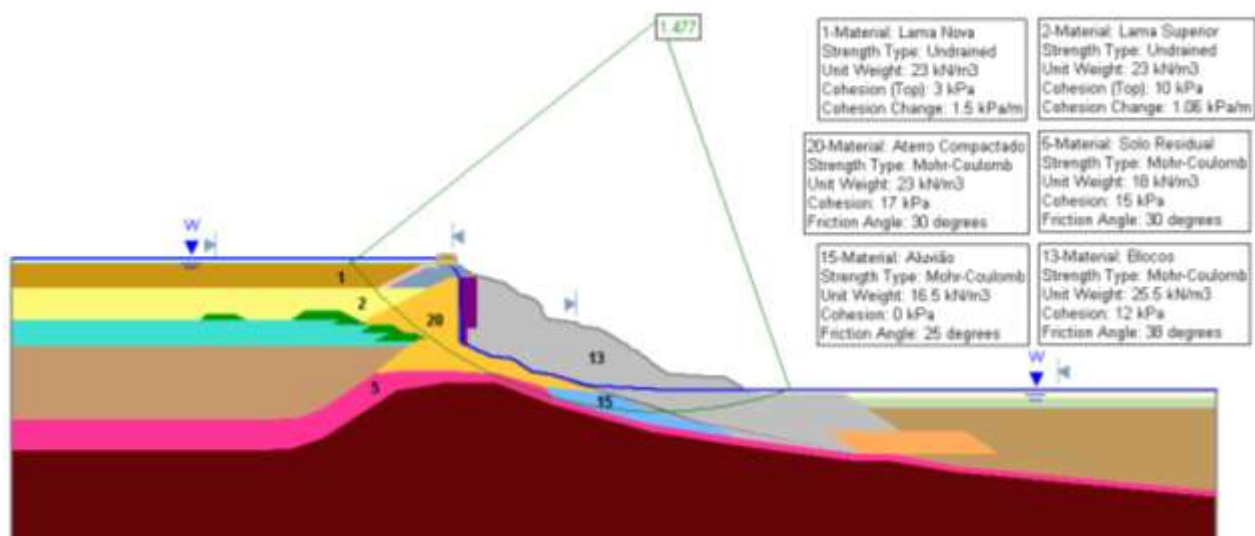


Figura 73- Cenário 29 A- FS= 1,477

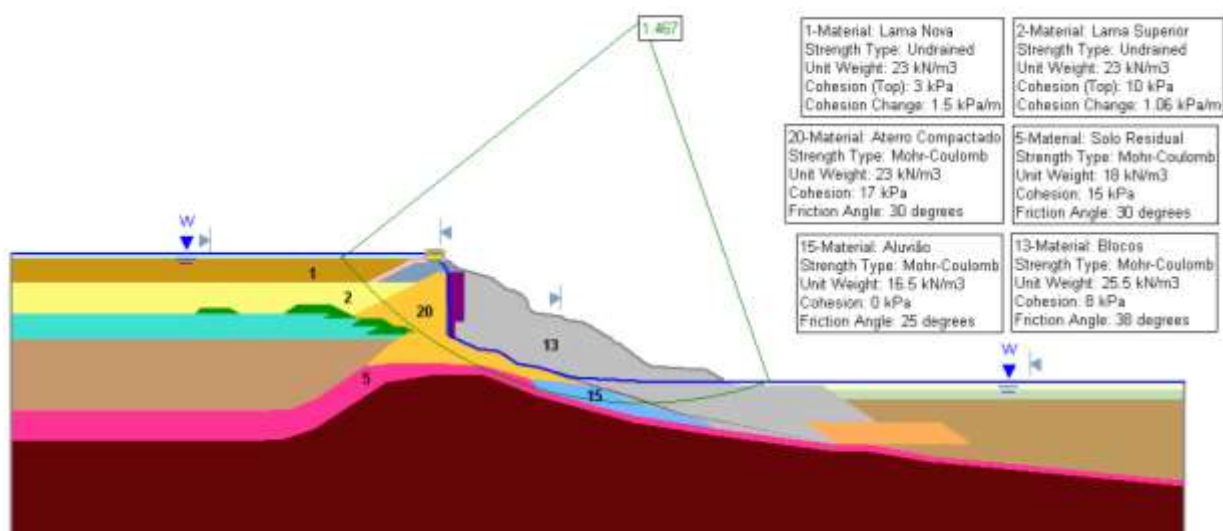


Figura 74- Cenário 29 B- FS= 1,467

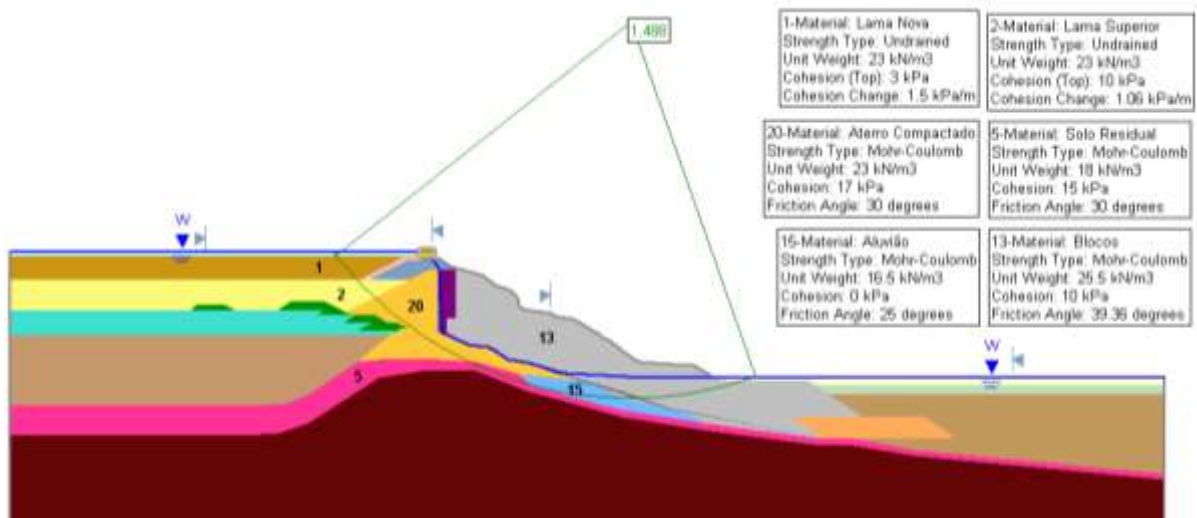


Figura 75- Cenário 30 A- FS= 1,488

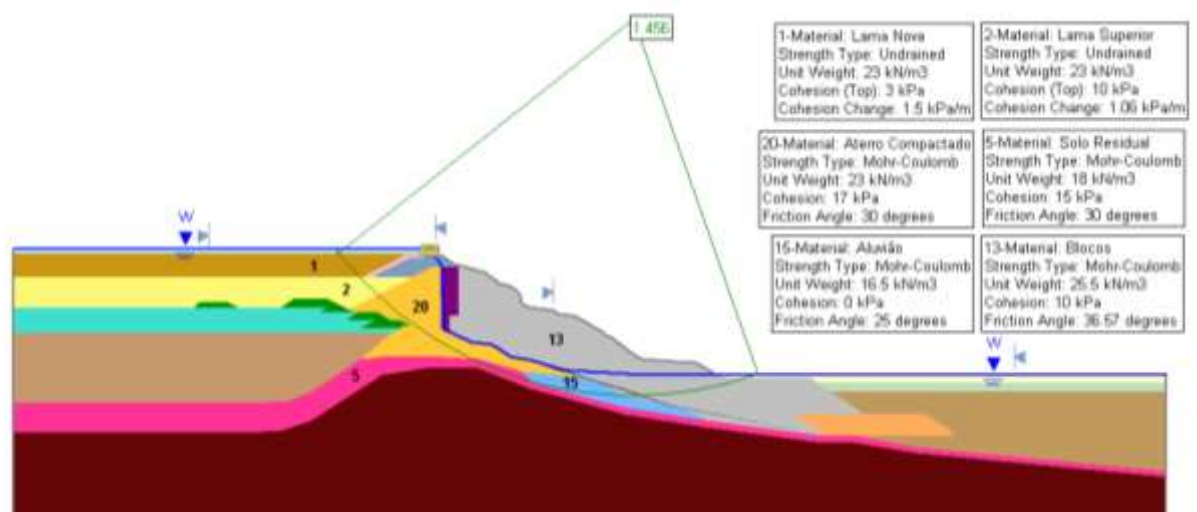


Figura 76- Cenário 30 B- FS= 1,456

