



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
Centro de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**PROPOSTAS PARA
ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE
NA RODOVIA BR-230, KM 19**

ALLISSON DUARTE CARDOZO DE ALMEIDA

João Pessoa, junho de 2016.

ALLISSON DUARTE CARDOZO DE ALMEIDA

AVALIAÇÕES ORÇAMENTÁRIAS PARA
ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE NA RODOVIA BR-230

Trabalho de conclusão de curso apresentado junto ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba como requisito parcial à obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientador:
Prof. Dr. Fábio Lopes Soares

JOÃO PESSOA, 2016.

AGRADECIMENTOS

A Deus, acima de tudo, por me ensinar tantas lições e me encorajar a superar as dificuldades com um sorriso no rosto e o coração repleto de paz.

Ao meu pai, José Lenilson, que até aqui foi meu ponto de equilíbrio nos momentos de ansiedade, o homem que moldou meu caráter. Onde quer que esteja, com certeza estará comemorando minha conquista e trabalhando para me abrir as portas do mundo.

A minha mãe, Maria José, por ter vencido cada peleja que a vida lhe reservou, retribuindo cada lágrima derramada, com amor, carinho e dedicação.

A minha querida esposa, Luara Duarte, por fazer de nós dois um só. Mulher que faz os meus dias mais bonitos e inspiração para alcançar a glória.

Aos meus irmãos, Júnior e Guga, por acreditarem no meu potencial e torcerem pelo meu sucesso.

Aos colegas de curso, que após tantos momentos compartilhados, se fizeram verdadeiros irmãos, os quais respeitarei até meus últimos dias.

Aos docentes da UFPB, por transmitir a maior riqueza que um ser humano pode adquirir durante sua existência, o conhecimento.

Ao meu orientador, Dr. Fábio Lopes Soares, pela presteza e habilidade em ensinar, ouvir e dialogar.

A CAENGE S.A., na pessoa do Eng^o Eduardo Américo e todos os demais colegas, por ter me concedido a responsabilidade prática na Engenharia Civil e por todas as oportunidades de errar, aprender e acertar.

RESUMO

O crescimento urbano desordenado e a histórica omissão do poder público, especialmente nos setores de habitação e infraestrutura, criam condições para o grave problema da ocupação irregular de encostas. Este problema ultrapassa as barreiras da engenharia, configurando um problema social, ambiental e político. Paralelamente, a engenharia civil tem aprimorado sua capacidade criativa e analítica, propiciando novas soluções para a estabilização de taludes, bem como sua aplicabilidade a cada caso. Diante do exposto, este trabalho de conclusão de curso objetiva analisar a instabilidade de um talude às margens da Rodovia BR-230, km 19, em João Pessoa, sob o qual milhares de pessoas trafegam todos os dias com a sensação de insegurança, em especial nos dias chuvosos. O trabalho identifica as causas e consequências do processo erosivo, a capacidade da drenagem na sua área de influência, avalia os métodos usuais e inovadores no mercado da construção civil, propondo uma solução definitiva, fazendo um dimensionamento compatível com os requisitos de segurança e definindo uma proposta orçamentária elaborada sob sistemática adotada pelos governos para definir custos de obras públicas.

Palavras-chave: Estabilidade de Taludes. Drenagem Pluvial. Orçamento.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1. TALUDES.....	4
3.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS	5
3.2.1. Ângulo de Atrito	6
3.2.2. Coesão	8
3.2.3. Peso Específico Natural	9
3.3. FATOR DE SEGURANÇA (FS).....	10
3.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE	11
3.4.1. Ruptura Circular	12
3.4.2. Ruptura Plana.....	12
3.5. MÉTODOS PARA CÁLCULO DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	13
3.5.1. Método de Fellenius	14
3.5.2. Método Simplificado de Bishop	16
3.6. MOVIMENTOS DE MASSA	17
3.6.1. Rastejos.....	19
3.6.2. Escorregamentos Simplificado de Bishop	19
3.6.3. Corridas de Fellenius.....	20
3.6.4. Quedas	20
3.7. CAUSAS DOS MOVIMENTOS DE TALUDES.....	21
3.8. IDENTIFICAÇÃO DE PROCESSOS DE INSTABILIZAÇÃO.....	21
3.9. INFLUÊNCIA DA ÁGUA ESTABILIDADE DE TALUDES.....	23
3.10. OUTROS AGENTES DETERMINANTES DE RISCOS.....	24
3.11. OS RISCOS DOS ASSENTAMENTOS ESPONTÂNEOS EM ENCOSTAS	25
4. OBRAS DE CONTENÇÃO	26
4.1. MURO DE PEDRA SECA	27
4.2. MURO DE PEDRA ARGAMASSADA	27
4.3. MURO DE CONCRETO CICLÓPICO	28
4.4. MURO DE ARRIMO CELULAR DE PEÇAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO (CRIB-WALL).....	28

4.5.	MURO DE ARRIMO DE GABIÕES	29
4.6.	MURO DE ARRIMO DE SOLO CIMENTO ENSACADO.....	30
4.7.	MURO DE ARRIMO DE “BOLSACRETO”	31
4.8.	MURO DE ARRIMO “RIMOBLOCO”	32
4.9.	MURO EM “L” DE CONCRETO	32
4.10.	CORTINA DE CONCRETO ATIRANTADA	33
4.11.	SOLO GRAMPEADO	34
4.12.	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM REFORÇO DE GEOSSINTÉTICOS	35
4.13.	TERRA ARMADA	35
4.14.	MURO DE BLOCOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO APOIADO SOBRE MICROESTACAS E CONTIDO POR CHUMBADORES	36
4.15.	RETALUDAMENTO	37
5.	SISTEMAS DE DRENAGEM E CAPTAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS	38
5.1.	DRENAGEM SUPERFICIAL: SISTEMA DE MICRODRENAGEM DO TERRENO	39
5.1.1.	Valetas de Proteção de Corte e Aterro	40
5.1.2.	Sarjetas de Corte e Aterro	41
5.1.3.	Descidas D’água	41
5.1.3.1.	Escadas Hidráulicas de Corte e Aterro	41
5.1.3.2.	Escadas e Rampas Drenantes.....	43
5.1.4.	Saídas D’água	44
5.1.5.	Caixas Coletoras	45
5.1.6.	Dissipadores de Energia Localizados – Bacias de Amortecimento	46
5.2.	ASPECTOS FUNDAMENTAIS PARA SELEÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM.....	48
6.	NOÇÕES DE TRABALHO EM ALTURA.....	50
6.1.	CINTURÃO PARAQUEDISTA.....	50
6.2.	TALABARTE	51
6.3.	CONECTOR.....	52
7.	ESTUDO DE CASO: O TALUDE DO KM 19 DA BR-230.....	54
7.1.	BAIRRO CASTELO BRANCO	54
7.2.	COMUNIDADE SANTA CLARA	56
7.3.	TALUDE INSTÁVEL ÀS MARGENS DA BR-230, KM 19.....	58
7.4.	HISTÓRICO DE OCORRÊNCIAS.....	58

7.5. ORÇAMENTOS.....	61
7.6. ETAPAS PRELIMINARES: COLETA DE INFORMAÇÕES.....	62
7.7. DEFINIÇÃO DOS LIMITES DA ÁREA	64
7.8. SOLUÇÃO A: CORTINA ATIRANTADA.....	66
7.9. SOLUÇÃO B: SOLO GRAMPEADO COM FACE VERDE	71
7.10. SOLUÇÃO C: COMPLEMENTAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM PLUVIAL	76
8. ANÁLISE COMPARATIVA	80
9. CONCLUSÃO	83
10.REFERÊNCIAS.....	85

LISTA DE FIGURAS

- Figura 01 – Terminologia usualmente adotada (Caputo, 1988)
- Figura 02 – Correlação entre a tensão de cisalhamento e tensão normal
- Figura 03 – Relação de forças na análise de ruptura circular
- Figura 04 – Relação de forças na análise de ruptura plana
- Figura 05 – Método de Fellenius
- Figura 06 – Método Simplificado de Bishop
- Figura 07 – Movimento de solo do tipo escorregamento
- Figura 08 – Movimento de solo do tipo corrida
- Figura 09 – Seção Transversal de Muro de Pedra Seca (PINI)
- Figura 10 – Seção Transversal de Muro de Pedra Argamassada (PINI)
- Figura 11 – Seção Transversal de Muro de Concreto Ciclópico (PINI)
- Figura 12 – Seção Transversal de Crib-Wall (PINI)
- Figura 13 – Seção Transversal de Muro de Gabiões (PINI)
- Figura 14 – Seção Transversal de Muro de Solo-cimento Ensacado (PINI)
- Figura 15 – Seção Transversal de Muro de Bolsacreto (PINI)
- Figura 16 – Vista Isométrica de Muro Rimobloco (PINI)
- Figura 17 – Seção Transversal de Muro em L de Concreto (PINI)
- Figura 18 – Seção Transversal de Cortina de Concreto Atirantada (PINI)
- Figura 19 – Seção Transversal de Solo Grampeado (PINI)
- Figura 20 – Vista Isométrica em corte de Solo Reforçado com Geossintéticos (PINI)
- Figura 21 – Seção Transversal de Terra Armada (PINI)
- Figura 22 – Seção Transversal de Muro de Blocos Chumbados Sobre Microestacas (PINI)
- Figura 23 – Perspectiva de Retaludamento (PINI)
- Figura 24 – Valetas de proteção de cortes e Valetas de proteção de aterro. (DNIT, 2006a)
- Figura 25 – Escada Hidráulica
- Figura 26 – Escada Drenante
- Figura 27 – Saídas de água (DNIT, 2006).
- Figura 28 – Caixas coletoras (DNIT, 2006a)
- Figura 29 – Dissipadores de energia (DNIT, 2006 a)

Figura 30 – Detalhe do cinturão paraquedista (Altiseg)

Figura 31 – Detalhe de Talabarte e ABS (Altiseg)

Figura 32 – Tipos de conector (Altiseg)

Figura 33 – Rapelistas fazem fixação de Biomanta na Comunidade do Timbó

Figura 34 – Escorregamento causa acidente grave e interrupção da via no sentido João Pessoa – Cabedelo

Figura 35 – Limpeza da via e ação paliativa adotada pela Defesa Civil-JP (Jun, 2014)

Figura 36 – Agente da Defesa Civil-JP observa voçoroca provocada por enxurradas no prolongamento do talude (Mai, 2016)

Figura 37 – Detalhe da proposta do DNIT (Projeto completo no anexo 01)

Figura 38 – Área de Estudo (Google Earth Pro)

Figura 39 – Panorama do cone de contribuição sobre o talude (Google Earth Pro)

Figura 40 – Seção Média do Talude

Figura 41– Trecho da BR-230 sob o novo Viaduto Geraldo Mariz, apoiado sobre maciço de solo confinado por cortina atirantada

Figura 42 – Seção transversal da Cortina Atirantada

Figura 43 – Detalhe da cabeça do tirante

Figura 44 – Vista frontal da cortina atirantada

Figura 45 – Detalhes do revestimento do Solo Grampeado de Face Verde

Figura 46 – Geomanta reforçada MacMat® (Maccaferri)

Figura 47 – Execução de Solo Grampeado de Face Verde em espaço reduzido

Figura 48 – Seção transversal do Solo Grampeado de Face Verde

Figura 49 – Vista frontal do solo grampeado de face verde

Figura 50 – Área de estudo antes dos serviços de Drenagem e Pavimentação (Google Earth, Maio/2009)

Figura 51 – Perfil de Elevação da Rua Major João Junqueira Viana

LISTA DE MAPAS, GRÁFICOS, TABELAS E ANEXOS

Mapa 01 - Localização do bairro do Castelo Branco em João Pessoa-PB

Mapa 02 - Mapa de localização da Comunidade Santa Clara no bairro do Castelo Branco em João Pessoa-PB

Mapa 03 – Monitoramento de zonas de risco da Comunidade Santa Clara (Pereira, 2009).

Gráfico 01 – Comparação Básica de Custos

Gráfico 02 – Comparação associada de custos

Tabela 01 – Avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade (UFMG)

Tabela 02 – Elementos de Drenagem que compõem a ampliação da rede

Tabela 03 – Abordagem ampla de parâmetros

Anexo 01 – Planilha Orçamentária para execução de Cortina Atirantada

Anexo 02 – Planilha Orçamentária para execução de Solo Grampeado de Face Verde

Anexo 03 – Planilha Orçamentária para complementação da Drenagem Pluvial

Anexo 04 – Descida d'água de cortes em degraus – DCD (DNIT)

Anexo 05 – Sarjetas de canteiro central de concreto – SCC (DNIT)

Anexo 06 – Planta Baixa: Complementação da Drenagem Pluvial

1. INTRODUÇÃO

A expansão do espaço urbano, disputado por diversos interesses de uso, tem afetado diretamente a quantidade, e sobretudo, a qualidade das construções. Trazendo tal situação para um panorama local, tal fator é ainda mais impactante, visto que os aspectos culturais e econômicos do Brasil e da Paraíba, tem consequências diretas para a engenharia, seja em pequenas obras de moradia, ou mesmo em grandes intervenções na infraestrutura.

Para que haja segurança construtiva, faz-se necessário um cuidado na interação daquela obra com o meio-ambiente, isto é, entender as consequências que as reações naturais podem trazer no pós-obra. A ausência desta sensibilidade por parte de construtores, sejam eles inabilitados ou profissionais, acarretam em diversos transtornos à sociedade.

Os Desastres Naturais constituem um dos graves problemas que afetam a sociedade moderna causando severos danos ambientais, humanos e socioeconômicos. Muitos dos desastres, ditos naturais, tem como agravante a interferência antrópica sobre o meio ambiente colocando-o em desequilíbrio, e resultando em grandes impactos socioambientais negativos, principalmente nas regiões tropicais e subtropicais. No Brasil os principais registros estão relacionados aos fatores externos da dinâmica terrestre, ou seja, às adversidades climáticas. Os episódios pluviais intensos expõem diversas fragilidades na urbanização das cidades.

O número de registros de desastres naturais cresce a cada ano, especialmente aqueles relacionados às inundações e escorregamentos. Os efeitos agravam-se em virtude da expansão urbana em áreas de risco, e do descaso do poder público. As consequências mais frequentes deixadas por esses episódios são: o elevado número de desabrigados e mortos, as doenças infecciosas, imunológicas e psicológicas, as perdas de bens materiais, os assoreamentos e solapamentos dos rios, as quedas de pontes, os bloqueios de estradas, entre outros.

Com a intensificação dos prejuízos causados por estes fenômenos, ações integradas entre comunidade, universidade, governos e profissionais da engenharia são fundamentais para que adversidades sejam minimizadas. A universidade deve contribuir na compreensão dos mecanismos dos desastres naturais através do monitoramento, diagnóstico, modelagem e medidas preventivas.

Sejam influenciados pela ação humana ou naturalmente preponderantes, os riscos podem ser minimizados ou mesmo mitigados com as devidas ações de planejamento urbano e implementação de empreendimentos. Neste aspecto, soluções técnicas como o reforço e estabilização de taludes constituem-se importantes instrumentos de segurança.

Os métodos para garantir a estabilidade de um talude são variados, assim como os custos e os processos construtivos envolvidos. Cabe ao projetista, fazer uma análise das condições que se apresentam, a fim de definir o tipo de solução a ser adotada. Assim, é de fundamental importância conhecer as tecnologias e produtos de que o mercado dispõe, pois serão essas as diretrizes para garantir a viabilidade técnica e econômica do projeto.

2. OBJETIVOS

Visando construir uma documentação específica do tema, abordando seus efeitos práticos, este trabalho objetiva fazer estudo de um caso de talude instável em particular, localizado na cidade de João Pessoa-PB.

Será abordado o talude que margeia a rodovia BR-230, Km 19, na altura do bairro do Castelo Branco, local onde são recorrentes os registros de escorregamentos de terra, ocasionando além do risco físico, grandes transtornos à mobilidade urbana, pelo fato de tratar-se de uma via de trânsito rápido que funciona como corredor entre bairros de grande densidade residencial e comercial. A finalidade é propor uma solução definitiva e eficaz, visto que o problema se encontra submetido à tratamentos paliativos ao longo de décadas.

Estudam-se as características geomorfológicas dos taludes e analisar as necessidades e particularidades de seu entorno, adotando uma solução exequível e elaborando orçamentos para estabelecer um parâmetro econômico da obra. A finalidade é sugerir soluções de engenharia priorizando o fator custo-benefício e que ofereçam segurança a longo prazo para a sociedade.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta unidade abriga uma compilação de conteúdos acadêmicos imprescindíveis ao desenvolvimento deste trabalho, fazendo uma síntese de conhecimentos da literatura relacionada à estabilidade de taludes, parâmetros de resistência dos solos, métodos de análise de segurança, métodos executivos para estruturas de contenção ativa e soluções de estabilização e aplicações da drenagem pluvial.

3.1. TALUDES

Os taludes ou as encostas naturais são superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), originados de processos geológicos e geomorfológicos diversos. Podem apresentar modificações antrópicas, sendo os mais comuns: cortes, desmatamentos e introdução de cargas, geralmente provenientes de construções. Popularmente, os taludes naturais são chamados de encostas, ou mesmo, barreiras.

Talude de corte é entendido como um talude originado de escavações diversas, sendo estes os que comumente fazem parte da paisagem urbana. Talude artificial refere-se ao declive de aterros construídos a partir da deposição de materiais de diferentes granulometrias e origens, incluindo rejeitos industriais ou de mineração. A figura 01 mostra a terminologia usualmente adotada.

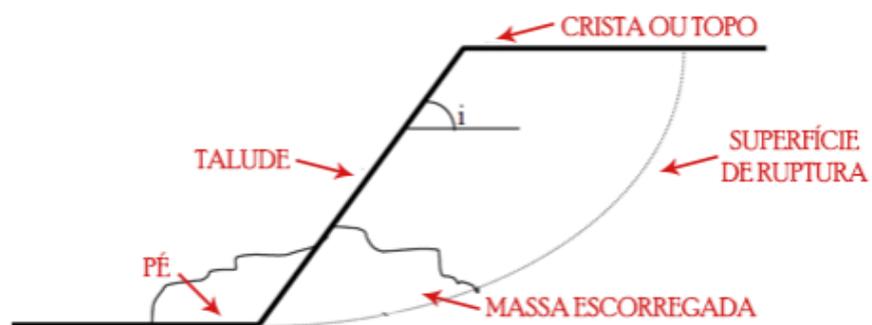


Figura 01: Terminologia usualmente adotada (Caputo, 1988)

O ângulo de um talude natural é o maior ângulo de inclinação para um determinado tipo de solo exposto ao tempo, obtido sem ruptura do equilíbrio do maciço. Conforme Cardoso (2002), nos solos não coesivos (areias) esse ângulo praticamente coincide com o ângulo de atrito interno, e nos solos coesivos (argilas), ditos impermeáveis, teoricamente equivale a 90°. No entanto, a presença de fissuras devidas à retração por molhagem e secagem acaba permitindo a entrada de água no corpo do talude, que leva à sua instabilização. Como consequência, pode-se afirmar que o ângulo de talude natural de solos coesivos situa-se entre 30° e 40°.

Compreende-se da sua definição que na estabilidade dos taludes interferem condicionantes relativos à natureza dos materiais constituintes e dos agentes perturbadores, quer sejam de natureza geológica, antrópica ou geotécnica. A estabilidade pode ser alterada devido a diversos fatores tais como: ação antrópica (cortes e aterros), perturbações causadas por atividade sísmica, variações dos poro-pressões (elevação de poro-pressão positiva ou redução da sucção), decréscimo progressivo da resistência do solo devido a ocorrência de deformações, ação do intemperismo, presença de sistemas de juntas na rocha subjacente que podem ou não sofrer percolação da água. (Chowdhury, 1978).

3.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS

A ruptura dos solos está diretamente relacionada ao fenômeno do cisalhamento, e sua resistência pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo (Pinto, 2002). Ultrapassado este limite, ocorre o escorregamento de um talude. Apenas em condições especiais ocorrem rupturas por tensões de tração.

Machado (1997) sugere uma abordagem que envolve parâmetros fundamentais, estudados pela Mecânica dos Solos, a qual descreve que a resistência dos solos pode ser definida como sendo o resultado da ação conjunta

de dois fatores denominados de ângulo de atrito e coesão, sendo estas as propriedades mais significativas para a discussão de problemas de estabilidade.

Nota-se na figura 02, que a tensão cisalhante (τ), necessária para provocar deslizamento, aumenta com o aumento da tensão normal (σ). A inclinação da linha que relaciona as duas tensões, normal e cisalhante, define o ângulo de atrito (ϕ). Caso a descontinuidade for selada, ou rugosa, quando a tensão normal for igual a zero, será necessário um determinado valor da tensão cisalhante para provocar movimentação. Este valor inicial da tensão de cisalhamento define a coesão no plano de descontinuidade.

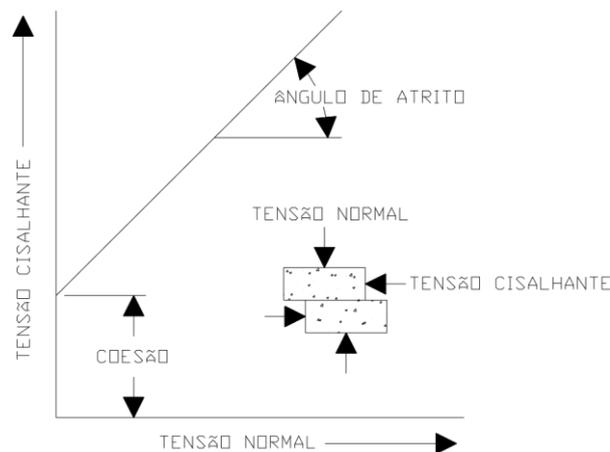


Figura 02: Correlação entre a tensão de cisalhamento e tensão normal

3.2.1. Ângulo de atrito

Segundo Pinto (2002), o ângulo de atrito pode ser entendido, como sendo o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à sua superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento. Diz ainda que se atingido este ângulo, a componente tangencial é maior do que a resistência ao deslizamento, que depende da componente normal.

De acordo com Caputo (1988), a denominação genérica de atrito interno de um solo, abrange não só o atrito físico entre suas partículas, como o atrito

fictício resultante do entrosamento de suas partículas, e no solo não existe uma superfície nítida de contato, ao contrário, há uma infinidade de contatos pontuais.

O deslizamento também pode ser provocado pela inclinação do plano de contato, que altera as componentes normal e tangencial ao plano do peso próprio, atingido, na situação limite (Lambe, 1974).

O fenômeno de atrito nos solos se diferencia do fenômeno de atrito entre dois corpos porque o deslocamento se faz envolvendo um grande número de grãos, podendo eles deslizar entre si ou rolarem uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontrem no percurso.

As forças transmitidas nos contatos entre grãos de areia e grãos de argila são diferentes porque as forças transmitidas na areia são suficientemente grandes para expulsar a água existente entre as partículas, gerando um contato entre os dois minerais. Já nas argilas o número de partículas de solo é muito maior, ocasionando uma menor força entre os contatos; esta força não é suficiente para expulsar a água absorvida pelas partículas, ou seja, a água se torna a responsável pela transmissão das forças.

Machado (1997), diz que a lei de atrito de Coulomb resultou de observações empíricas, e posteriormente Terzaghi elaborou uma teoria que fornece embasamento teórico para as constatações empíricas das leis de atrito. Segundo ele, a superfície de contato real entre dois corpos constitui apenas uma parcela da superfície aparente de contato, dado que em nível microscópico, as superfícies dos materiais são efetivamente rugosas. Então, o contato entre partículas ocorre através das protuberâncias mais salientes. Portanto, as tensões transmitidas nos contatos entre as partículas de solo são de valor muito elevado, sendo razoável admitir que haja plastificação do material na área dos contatos entre as partículas.

3.2.2. Coesão

Pinto (2002) diz que a resistência ao cisalhamento dos solos é essencialmente devida ao atrito entre as partículas. Entretanto, a atração química entre estas partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano e constitui uma coesão real, como se uma cola tivesse sido aplicada entre os dois corpos.

Segundo Machado (1997), a coesão consiste na parcela de resistência de um solo que existe independentemente de quaisquer tensões aplicadas e que se mantém, ainda que não necessariamente em longo prazo, se todas as tensões aplicadas ao solo forem removidas. Várias fontes podem originar coesão em um solo. A cimentação entre as partículas proporcionada por carbonatação, sílica, óxidos de ferro, dentre outras substâncias, responde muitas vezes por altos valores de coesão.

Machado (1997) diz ainda que a coesão aparente é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, que não tem sua origem na cimentação e nem nas forças intrínsecas de atração. Esse tipo de coesão deve-se ao efeito de capilaridade na água intersticial. Sendo que a pressão neutra negativa atrai as partículas gerando novamente um fenômeno de atrito entre as mesmas. Saturando-se totalmente o solo, ou secando-o por inteiro, esta parcela desaparece. A sua intensidade cresce com a diminuição do tamanho das partículas e pode ser uma parcela bastante considerável da resistência ao cisalhamento do solo, principalmente para solos argilosos.

Assim temos que coesão aparente é a resultante da pressão capilar da água contida nos solos, e que age como se fosse uma pressão externa, e coesão real é devida às forças eletroquímicas de atração das partículas.

3.2.3. Peso específico natural

É a relação entre a massa total do solo e seu volume. De acordo com Pinto (2002), o peso específico natural possui uma faixa estreita de variação, situando-se normalmente entre 1,5 a 2,0 t/m³, podendo ultrapassar esses limites em casos especiais, a depender de seu nível de compactação, no caso de solos arenosos, ou sua consistência, no caso de solos argilosos, conforme apresentado na tabela a seguir.

Tabela 01 – Avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade (UFMG)

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m³)	C (t/m²)	ϕ °	E (t/m²)	ν
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m³)	C (t/m²)	ϕ °	E' (t/m²)	ν
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

Sendo:

γ = Peso Específico Natural do Solo

ϕ = Ângulo de Atrito Interno

C = Coesão

E = Módulo de Elasticidade (Não Drenado)

E' = Módulo de Elasticidade (Drenado)

ν = Módulo de Poisson

3.3. FATOR DE SEGURANÇA (FS)

A segurança de um projeto de engenharia é usualmente avaliada através de um fator de segurança (FS), definido como a razão entre a resistência disponível e o carregamento atuante. Segundo Dell'Avanzi; Sayão (1998), a adoção de um valor de FS mínimo admissível para uma determinada obra implica na adoção de um risco calculado ou aceitável.

Sua adoção depende do julgamento e experiências profissionais do projetista conjugada com a margem de segurança apropriada, considerando fatores econômicos e sociais. Devido a isso, para uma dada obra com um determinado conjunto de dados, diferentes projetistas irão adotar diferentes valores para o Fator de Segurança.

No Quadro 01 são apresentados os valores típicos para o FS mínimo como padrões de avaliação dos parâmetros de segurança, para projetos de taludes, conforme a NBR 11682/1991.

Quadro 01: Valores típicos de Fator de segurança (NBR 11682, 2009)

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Mecanicamente, um escorregamento de massa ocorre quando as tensões solicitantes excedem a resistência ao cisalhamento do solo depositado. A condição de estabilidade é definida através do Fator de Segurança (FS). Matematicamente esse fator é definido como a expressão do balanço entre as forças resistivas (que tendem a manter o sedimento imóvel) e as forças cisalhantes (que forçam os sedimentos a se movimentarem talude abaixo) ou simplesmente como a razão entre a resistência cisalhante média e a tensão cisalhante ao longo da superfície crítica de ruptura.

Valores de FS maiores que 1 indicam estabilidade, valores de FS menores do que 1 indicam instabilidade, e valores de FS igual a 1 indicam condições limites de estabilidade (meta-estabilidade). No entanto, deve-se observar que a probabilidade de ocorrência de um deslizamento não é função linear do fator de segurança.

3.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A análise de estabilidade por equilíbrio limite tem uma grande aceitação, que se deve basicamente a três motivos segundo Thomaz (1984): a simplicidade do método, ao nível satisfatório de acurácia dos seus resultados (no que diz respeito à segurança do maciço) e, o mais importante talvez, à relativa facilidade e baixo custo para se estimar ou obter os parâmetros de resistência do solo com a precisão necessária para o bom funcionamento do método.

Existe uma grande variedade de métodos propostos, cuja eficácia varia como função das hipóteses consideradas pelos seus autores para a solução do equilíbrio estático do maciço. Estes métodos podem, quanto à forma da superfície ser dividido em dois grupos. Métodos para análise de superfícies circulares e métodos para análise de superfícies lineares.

3.4.1 Ruptura Circular

Conforme Guidicini (1983), essas análises são realizadas no plano bidimensional. Na figura 03 observa-se que os esforços solicitantes e resistentes, em tal tipo de análise, são:

r = raio da superfície de ruptura;

P = peso próprio do material;

U = resultante das pressões neutras atuantes na superfície de ruptura;

σ = tensão normal efetiva distribuída ao longo da superfície de ruptura;

τ = tensão de cisalhamento distribuída ao longo da superfície de escorregamento.

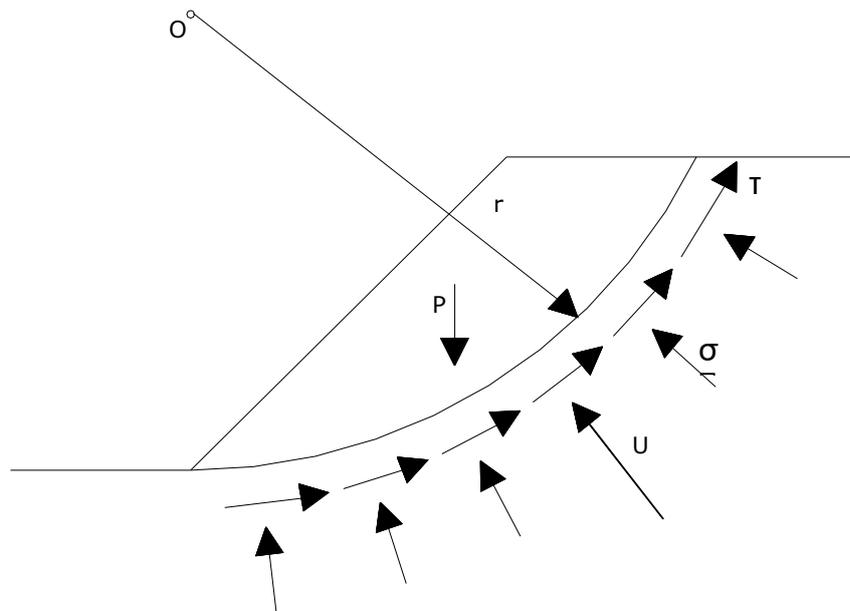


Figura 03: Relação de forças na análise de ruptura circular

3.4.2. Ruptura Plana

Segundo Guidicini (1983), as condições geométricas necessárias para o escorregamento ocorrer num único plano são as seguintes:

- O plano deve ter direção paralela ou subparalela à face do talude;
- O mergulho do plano de ruptura deve ser inferior ao mergulho da face do talude;
- O mergulho do plano de ruptura deve ser maior que o ângulo de atrito plano;
- Superfícies de alívio devem prover resistências laterais desprezíveis ao escorregamento ou, ainda, não existirem.

A figura 04 apresenta os elementos geométricos e os esforços resistentes em um bloco simplesmente apoiado sobre um plano onde:

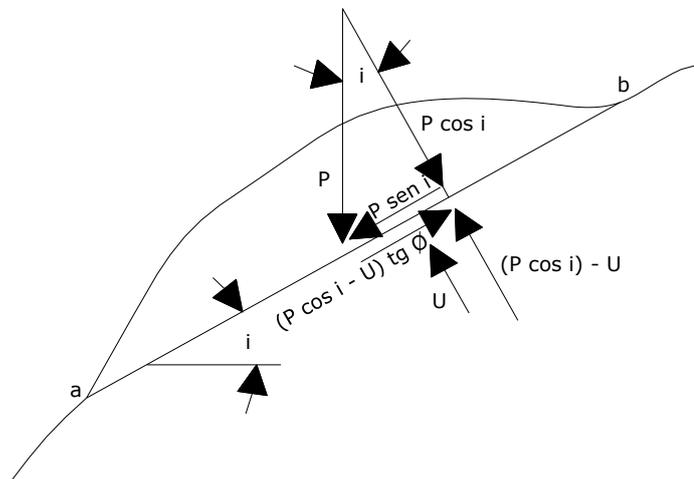


Figura 04: Relação de forças na análise de ruptura plana

P = peso do bloco;

U = subpressão na base do bloco;

i = inclinação do plano de ruptura;

ϕ = ângulo de atrito do contato bloco-plano;

$(P \cos i - U) \operatorname{tg} \phi$ = esforço resistente ao escorregamento;

$P \sin i$ = esforço solicitante.

3.5. MÉTODOS PARA CÁLCULO DE ESTABILIDADE DE TALUDES

A análise de estabilidade de taludes envolve um conjunto de procedimentos visando a determinação de um índice ou de uma grandeza que permita quantificar o quão próximo da ruptura um determinado talude ou uma encosta se encontra, num determinado conjunto de condicionantes atuantes.

Alguns dos métodos para cálculo de estabilidade por equilíbrio-limite mais utilizados atualmente serão descritos a seguir. Estes métodos são diferenciados quanto à forma da superfície de ruptura considerada, quanto às equações de equilíbrio usadas e quanto as hipóteses sobre as forças entre as fatias do talude.

Considerando os requisitos estabelecidos por Thomaz (1984) para eficácia do cálculo e objetivando sintetizar a vasta metodologia, apresentam-se neste trabalho os dois métodos que melhor atendem aos interesses do projetista que deseja estabelecer o Fator de Segurança de um talude: Fellenius e Bishop. Não por acaso, são estes os métodos mais difundidos na geotecnia atual.

3.5.1. Método de Fellenius

O método de análise de estabilidade proposto por Fellenius, originalmente para estudar solos saturados, foi ampliado para outros solos e em condições de análise em tensões efetivas. Conforme Strauss (1998) no método são utilizadas fatias para determinar a distribuição da tensão normal na superfície de ruptura, importante para a análise com tensões efetivas. A medida das fatias não necessariamente será a mesma e as poropressões são desconsideradas.

Este método baseia-se na análise estática do volume de material situado acima da superfície de escorregamento, sendo este volume dividido em fatias verticais. Assim, determinam-se as forças normais às bases das lamelas,

satisfazendo somente o equilíbrio de momentos e supondo que a resultante das forças entre fatias é normal à base.

É um método bastante simples, que negligencia as forças nas laterais das fatias e não satisfaz o equilíbrio das forças horizontais e verticais. Devido a isto, tem seu fator de segurança subestimado, podendo errar em até 60% segundo Strauss (1998), ainda assim caracterizando-o conservador. A figura 05 apresenta os parâmetros associados ao método.

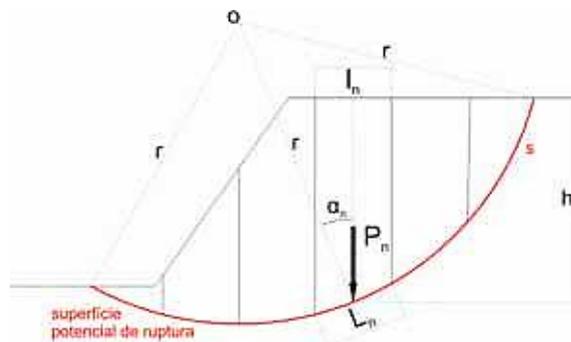


Figura 05: Método de Fellenius.

De acordo com Fiori e Carmignani (2009), tem-se:

$$F_s = \frac{sc' + \sum \gamma' h_n l_n \cos \alpha_n \tan \phi'}{\sum \gamma' h_n l_n \sin \alpha_n}$$

Onde:

- s = Comprimento total da superfície potencial de ruptura
- c' = Coesão ao longo da superfície de ruptura
- ϕ' = Ângulo de atrito interno do solo ao longo da superfície de ruptura
- γ' = Peso específico do solo
- h_n = Profundidade da fatia
- l_n = Comprimento da fatia
- α_n = Ângulo entre o raio da superfície de ruptura e o eixo vertical da fatia

É possível obter um FS mais preciso, se considerarmos as poropressões, adotando a seguinte equação:

$$F_s = \frac{\sum [c' L_n + \tan \phi' (P \cos \alpha_n - u' L_n)]}{\sum P \sin \alpha_n}$$

Onde:

- P_n = Peso da fatia
- L_n = Comprimento da base da fatia
- u' = Poropressão no centro da base da fatia

3.5.2. Método Simplificado de Bishop

O método proposto inicialmente por Bishop representa uma modificação do método de Fellenius, levando em consideração as relações entre as fatias adjacentes (Fiori e Carmignani, 2009). De acordo com Borgatto, 2006, o método de Fellenius apresenta uma superestimação do fator de segurança em relação ao método de Bishop na ordem de 15%. A figura 06 apresenta o modelo de um talude finito com plano de ruptura circular, de raio “r”.

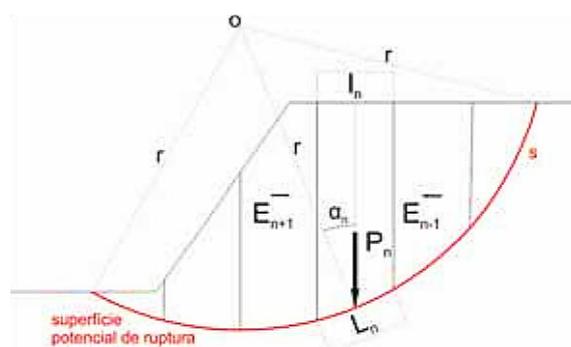


Figura 06: Método Simplificado de Bishop.

Segundo Fiori e Carmignani (2009), tem-se:

$$F_s = \frac{1}{\sum(P_n \text{sen}\alpha_n)} \sum \left[\frac{(P_n + E_{n-1} - E_{n+1} - u_n' \cos\alpha_n) \tan\phi' + c' L_n l_n \cos\alpha_n}{\cos\alpha_n + \frac{\text{sen}\alpha_n}{F_s} \tan\phi'} \right]$$

Onde:

- c' = Coesão ao longo da superfície de ruptura
- ϕ' = Ângulo de atrito interno do solo ao longo da superfície de ruptura
- P_n = Peso da fatia
- L_n = Comprimento da base da fatia
- l_n = Comprimento da fatia
- u_n' = Poropressão no centro da base da fatia
- α_n = Ângulo entre o raio da superfície de ruptura e o eixo vertical da fatia

Neste caso, a diferença $E_{n-1} - E_{n+1}$ pode ser considerada igual a zero, com erro resultante desta simplificação da ordem de 1% (FIORI e CARMIGNANI, 2009, p. 215). Assim, tem-se o método simplificado de Bishop (MASSAD, 2003, p. 51).

$$F_s = \sum \frac{[(c' l_n + P_n \tan\phi') \frac{1}{m_{an}}]}{\sum P_n \text{sen}\alpha_n} \quad \text{sendo} \quad m_{an} = \cos\alpha_n + \frac{\tan\phi' \text{sen}\alpha_n}{F_s}$$

Conforme observado, no método de Bishop o fator de segurança está presente em ambos os membros da equação. Na resolução, adota-se para o fator de segurança do segundo termo (F_s'), um valor aproximado, e calcula-se o fator de segurança do primeiro membro (F_s). Se o valor de F_s e F_s' se mostrarem muito distantes, repete-se o procedimento, até que F_s seja aproximadamente igual a F_s' (Massad, 2003).

3.6. MOVIMENTOS DE MASSA

Fator gerador de situações de emergência ou estado de calamidade pública, o escorregamento (ou deslizamento), é o movimento coletivo de massa e/ou material sólido encosta abaixo, como solos, rochas e vegetação, sob a influência direta da gravidade (Selby, 1993).

Esses movimentos podem ocorrer principalmente com elevados volumes de precipitação e/ou terremotos. Tanto chuvas intensas de curta duração quanto de longa duração (chuvas contínuas) fornecem condições propícias para a diminuição da resistência do solo, atuando como um dos principais agentes deflagradores de movimentos de encostas em ambientes tropicais úmidos (Guidicini e Iwasa, 1976).

Quanto à estabilidade de encostas, pode-se afirmar que o papel da precipitação pode atuar de duas formas distintas, sendo que os episódios muito intensos de chuvas proporcionam uma redução da resistência ao cisalhamento acompanhada da diminuição da coesão e de deslocamentos na massa superficial. Por outro lado, o aumento em longo prazo da pressão nos poros em uma região de ruptura potencial pode ser estabelecido por ação das chuvas, o que proporciona movimentos de massa de caráter mais profundo e por meio de superfícies potenciais de ruptura já desenvolvidas.

Foi verificado que a chuva antecedente tem um papel importante em relação às respostas das medidas de poropressão durante um evento chuvoso, de forma que, quando seus valores iniciais se encontram elevados, uma forte precipitação tem a capacidade de imprimir apenas uma pequena mudança na medida da poropressão (Crosta, 1998). Em contrapartida, quando as medidas iniciais de poropressão encontram-se baixas, um pequeno evento é bastante para proporcionar uma grande mudança em seus valores (Aristizabal, et al., 2010).

Os escorregamentos são classificados, quanto à cinemática do movimento (velocidade e direção), o tipo de material (solo, rocha, detritos, etc.), a geometria (tamanho e forma das massas) e à presença de água.

Segundo Augusto Filho (1994), basicamente são quatro os tipos de movimentos básicos: os rastejos (*creep*), os escorregamentos (*slides*), as corridas (*flows*) e as quedas de blocos (*falls*).

3.6.1. Rastejos

Como é um fenômeno bem lento (cm/ano), a energia destrutiva do rastejo é conseqüentemente menor que a dos demais tipos, embora possa ser facilmente identificado pela mudança na verticalidade das árvores, postes, muros, etc. (SELBY, 1993, AUGUSTO FILHO, 1994).

3.6.2. Escorregamentos

Os escorregamentos propriamente ditos, como os rotacionais e os translacionais, são movimentos rápidos com velocidade média alta (m/h a m/s), de curta duração e de elevado poder destrutivo, em função do material transportado encosta abaixo (rocha, solo, detritos, árvores, etc.), podendo ser do tipo circular ou planar, como ilustra a figura 07. Por ser um fenômeno bastante comum em todo o mundo, a sociedade acadêmica busca entender a dinâmica do fenômeno através de elementos de modelagem, para assim antecipar o mapeamento de áreas de risco, com o intento de evitar maiores danos e prejuízos (Guidicini e Nieble, 1993; Augusto Filho, 1994). Muitas pesquisas têm sido realizadas com o intuito de se prever o local de ocorrência, como o material fluirá e aonde irá depositar-se (Coussot e Meunier, 1996). Sendo o tipo mais recorrente de movimento de massa, e, portanto, causador dos maiores prejuízos às áreas de estudos apresentadas na sequência deste trabalho, dedica-se atenção especial a este tipo de ocorrência, bem como as formas de evitá-lo.

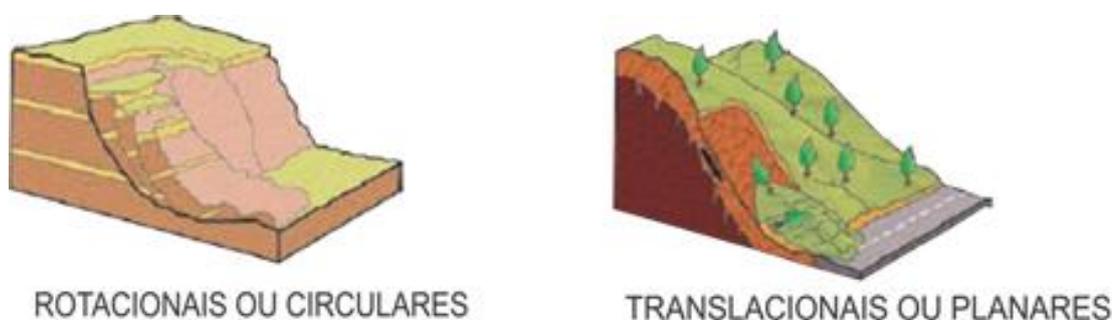


Figura 07: Movimento de solo do tipo escorregamento

3.6.3. Corridas

As corridas são movimentos muito rápidos (m/s) devido às características do material transportado que se comportam como fluidos altamente viscosos, como mostrado na figura 08. Apesar de serem mais raras de ocorrer, produzem estragos maiores que os escorregamentos, cujo fluxo tem forte potencial destrutivo, ou seja, no local de formação (encostas), durante o caminho (cursos d'água e fundo de vales) e nas áreas de deposição (planícies). Conforme Selby, (1993), dependendo da viscosidade e do tipo de material, pode receber outros nomes, como fluxos de terra (*earthflows*), fluxos de lama (*mudflows*) e fluxos de detrito (*debrisflows*). No Brasil, um caso amplamente repercutido foi o rompimento da barragem de rejeitos de mineração, no município de Mariana-MG, considerado o maior desastre ambiental do país.

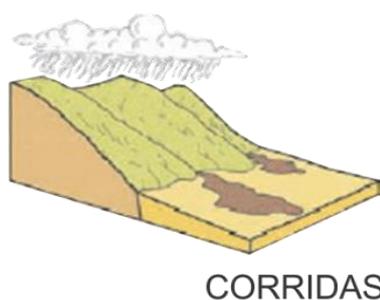


Figura 08: Movimento de solo do tipo corrida

3.6.4. Quedas

Nas quedas de blocos, as rochas desprendem-se de encostas extremamente íngremes (próximo a 90°), num movimento como queda livre de alta velocidade (vários m/s). Nesse fenômeno, a maior preocupação é com a trajetória dos blocos, ou seja, durante a queda e o rolamento (Augusto Filho, 1994).

3.7. CAUSA DOS MOVIMENTOS DE TALUDES

Conforme a ABGE (1998), os principais condicionantes dos escorregamentos e processos correlatos na dinâmica ambiental brasileira são:

- Características climáticas, com destaque para o regime pluviométrico;
- Características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas/taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas;
- Características geomorfológicas, com destaque para inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas;
- Regime das águas de superfície e subsuperfície;
- Características do uso e ocupação, incluindo cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de água pluvial e servida, etc.

Geralmente constitui causas de um escorregamento o “aumento” de peso do talude (incluindo as cargas aplicadas) e a “diminuição” da resistência ao cisalhamento do material. De acordo com Caputo (1988) a concomitância desses fatores nas estações chuvosas ou pouco depois, explica a ocorrência da maioria dos escorregamentos nesses períodos de grande precipitação pluviométrica.

3.8. IDENTIFICAÇÃO DE PROCESSOS DE INSTABILIZAÇÃO

Em geral, distinguem-se duas formas de abordagem para os processos erosivos: erosão natural que se desenvolve em condições de equilíbrio com a formação de solo e também é definida como geológica; e erosão acelerada, cuja intensidade é superior à da formação do solo, não permitindo a sua recuperação natural, podendo ser classificada como de origem antrópica.

O processo erosivo do solo é deflagrado pelas chuvas e compreende basicamente os seguintes mecanismos: impacto das chuvas, que provoca a desagregação das partículas; remoção e transporte pelo escoamento superficial, e deposição dos sedimentos produzidos, formando depósitos de assoreamento.

Dependendo da forma como se processa o escoamento superficial, ao longo de uma encosta, podem-se desenvolver dois tipos de erosão: erosão laminar, ou em lençol, causada pelo escoamento difuso das águas das chuvas, resultando na remoção progressiva e uniforme dos horizontes superficiais do solo, e a erosão linear, causada pela concentração das linhas de fluxo das águas de escoamento superficial, resultando em pequenas incisões na superfície do terreno, na forma de sulcos, que podem evoluir, por aprofundamento, para ravinas.

Caso a erosão se desenvolva por influência não somente das águas superficiais, mas também dos fluxos d'água subsuperficiais, em que se inclui o lençol freático, configura-se o processo mais conhecido por voçoroca. O termo voçoroca provém do tupi *mboso'roka*, gerúndio de *mboso'roz*, romper ou rasgar.

A voçoroca é palco de diversos fenômenos: erosão superficial, erosão interna, solapamentos, desabamentos e escorregamentos, que se conjugam e conferem a esse tipo de erosão característica de rápida evolução e elevado poder destrutivo (Salomão e Iwasa, 1995).

A água da chuva provoca erosão pelo impacto das gotas de água sobre a superfície do solo com velocidade e energia variáveis, e através do fluxo concentrado das águas de escoamento superficial. Sua ação erosiva depende da distribuição pluviométrica do evento chuvoso (chuva acumulada e intensidade da chuva).

Chuvas torrenciais de grande intensidade, precedidas por período chuvoso anterior, que provoca a saturação dos solos, determinam eventos erosivos de grande velocidade de propagação, nos locais onde o regime de escoamento das águas é concentrado, com altos valores de vazão. O índice que expressa a capacidade da chuva provocar erosão é conhecido como erosividade, sendo um importante parâmetro para a quantificação de perdas de solo (Bertoni e Lomabarde Neto, 1985).

A cobertura vegetal é o fator mais importante de defesa natural do solo contra a erosão. O papel da cobertura vegetal na dinâmica da água é fator de significativa influência na estabilidade de diversos ambientes.

As raízes e rizomas da vegetação integram o solo para produzir um material composto, onde as raízes atuam como fibras de resistência relativamente alta, embebidas em uma matriz de menor resistência à tensão. A resistência ao cisalhamento do solo é, assim, aumentada pela resistência das raízes.

A presença de vegetação no talude pode propiciar consequências opostas, a depender do porte. Gray e Leiser (1982) atribuem os efeitos favoráveis como sendo a redistribuição da água proveniente das chuvas e o acréscimo da resistência do solo devido às raízes, sendo estes, proporcionados por vegetação rasteira, sobretudo do tipo gramínea, sendo classificadas como vegetação de pequeno porte. Os efeitos desfavoráveis ficam por conta dos efeitos de alavanca (cisalhamento transferido pelos troncos das árvores), efeitos de cunha (pressão lateral) e sobrecarga vertical (causada pelo peso das árvores), fatores atribuídos à presença de vegetação arbórea, de médio e grande porte.

3.9. INFLUÊNCIA DA ÁGUA NA ESTABILIDADE DE TALUDES

Os principais mecanismos de atuação das águas de subsuperfície no desencadeamento de escorregamentos segundo a ABGE (1998) são os seguintes:

- Diminuição da coesão aparente: maciços terrosos, com a permeabilidade crescente com a profundidade, tendem a formar linhas de fluxo subverticais, que aumentam o grau de saturação e diminuem os efeitos da coesão aparente, com o avanço em profundidade da frente de umedecimento. Este processo pode levar os taludes à ruptura, mesmo sem a formação ou elevação do NA;

- Variação do nível piezométrico em massas homogêneas: a elevação do nível d'água nestas condições, aumenta as pressões neutras, reduzindo as tensões normais efetivas e a resistência ao cisalhamento, podendo levar os taludes à ruptura;
- Elevação da coluna d'água em descontinuidades: o nível de água subterrâneo sofre alteamentos mais intensos nos taludes rochosos pouco fraturados, quando comparados com os de maciços terrosos, em virtude de suas porosidades relativas inferiores. Essas elevações do NA nas descontinuidades diminuem tanto as tensões normais efetivas como podem gerar esforços laterais cisalhantes, contribuindo, em ambos os casos, para a deflagração de escorregamentos nas encostas e nos taludes.

A erosão subterrânea retrogressiva, *piping*, também associada à dinâmica de águas subsuperficiais, pode induzir a instabilização de taludes e encostas de maciços terrosos (ABGE, 1998).

3.10. OUTROS AGENTES DETERMINANTES DE RISCOS

Devido às intervenções humanas, as condições geoambientais normalmente se alteram. A dinâmica das ocupações tende a promover o crescimento de áreas impermeáveis através da construção de telhados e pavimentos, refletindo diretamente na drenagem das bacias, o que acarreta o aumento das vazões e a velocidades superficiais de escoamento (MANGIERI, 2012).

O incremento na velocidade de escoamento superficial aliado a menos resistência oferecida pelo solo, devido à remoção da vegetação natural, potencializam os efeitos das tensões tangenciais do escoamento sobre a superfície, intensificando processos erosivos, e, por conseguinte, o carreamento de partículas. Tal fato associado à precariedade das condições sanitárias, com lançamento de resíduos sólidos e esgotos de forma inadequada, contribui para a instabilidade dos maciços e o assoreamento de córregos e mananciais

situados nos fundos dos vales, elevando o risco de deslizamentos e inundações (Mangieri, 2012).

Embora evitar que fenômenos naturais severos ocorram esteja fora da capacidade humana, é possível, por meio da prevenção, desenvolver medidas que minimizem os impactos causados pelos mesmos (Vianello e Alves, 2000). Segundo Kobiyama et al. (2004), existem dois tipos de medidas preventivas básicas: as estruturais e as não estruturais. Enquanto as estruturais envolvem obras de engenharia, que são complexas e caras, as não estruturais geralmente envolvem ações de planejamento e gerenciamento, como sistemas de alerta e zoneamento ambiental.

Um preceito importante diz respeito à implantação da infraestrutura necessária às atividades humanas: ela deve ser orientada por um zoneamento ambiental que considere a possibilidade de riscos ambientais, o que, na prática, é representado por mapas de áreas de risco. As restrições de uso são dependentes do risco ao qual está submetida uma área. Por exemplo, em algumas áreas de alto risco são permitidas apenas as ocupações para fins comunitários (parques, praças etc.).

Outra questão importante diz respeito à existência de atividades humanas já implantadas em áreas suscetíveis a desastres (centros urbanos onde ocorrem inundações, edificações construídas em encostas íngremes, etc.). Isso exige a criação de um sistema de alerta para auxiliar na redução dos danos e prejuízos.

3.11. OS RISCOS DOS ASSENTAMENTOS ESPONTÂNEOS EM ENCOSTAS

Como abordado anteriormente neste estudo, o risco de escorregamentos de terra em áreas urbanas está profundamente associado às áreas de assentamentos em condições de vulnerabilidade: “nas cidades brasileiras, marcadas pela exclusão socioespacial, que lhes é característica, há outro fator que aumenta ainda mais a frequência dos deslizamentos: a ocupação das encostas por assentamentos precários, favelas, vilas e loteamentos irregulares”.

Um primeiro aspecto a mencionar é o da relação do uso urbano inadequado dos morros com inundações. Aos deslizamentos de terra e, principalmente, à erosão paulatina que tende a se desenvolver em loteamentos e favelas em encostas, corresponde um assoreamento importante dos cursos d'água, favorecendo, nas baixadas, as inundações. No Brasil, erosão é intensa nos loteamentos populares em encostas, cuja ocupação pode ser lenta e intensa, propiciando longos períodos de exposição de solos (Farah, 2003).

É importante salientar a tolerância e condescendência como o poder público encara as situações de ocupação irregular dos espaços urbanos. O controle do uso e ocupação por parte das prefeituras municipais é corriqueiramente ignorado. A fiscalização nos assentamentos precários caracterizados pela fragilidade das construções inexistente, levando ao agravamento de situações locais pela inexistência de obras de infraestrutura adequadas.

Paralelamente à ocupação de áreas inadequadas, ocorre a degradação ambiental desses ambientes, agravando ainda mais a vulnerabilidade das moradias dessas populações. Nessas situações as condições de risco são muito mais acentuadas, tornando mais frequentes os acidentes envolvendo escorregamentos de terra em áreas de assentamentos precários.

4. OBRAS DE CONTENÇÃO

Para estabilizar os taludes é necessário realizar as devidas contenções, que são responsáveis por oferecer resistência à movimentação ou à ruptura destes. A contenção é feita pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que conterà. Analisando taludes rodoviários sujeitos aos efeitos dos cortes e aterros, são observadas as principais características destes e os cuidados a serem tomados na sua implantação, que são obtidos por meio das contenções. Os tópicos a seguir abordarão os mais diversos tipos de contenção utilizados.

4.1. MURO DE PEDRA SECA

A resistência desse sistema resulta do embricamento de pedras arrumadas manualmente, conforme seção da figura 09. Necessita de blocos de dimensões regulares para garantir a estabilidade, reduzindo o atrito entre as pedras.

- Aplicação: contenção de taludes de pequena altura, até cerca de 1,5 m;
- Vantagens: facilidade de construção, baixo custo e capacidade autodrenante;
- Cuidados: a base do muro deve ter espessura mínima de 0,5 m e estar apoiada em plano horizontal inferior ao do terreno a ser protegido;

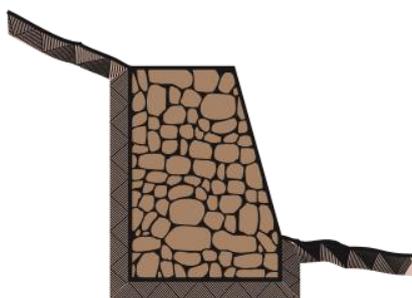


Figura 09 – Seção Transversal de Muro de Pedra Seca (PINI)

4.2. MURO DE PEDRA ARGAMASSADA

Semelhante ao muro de pedra seca, difere em relação aos vazios, que são preenchidos com argamassa de cimento e areia. Tal similaridade pode ser analisada na seção transversal da figura 10.

- Aplicação: contenção de taludes de até 3 m;
- Vantagens: facilidade de construção e baixo custo;
- Cuidados: os mesmos do muro de pedra seca com a implantação de drenagem por barbacãs.

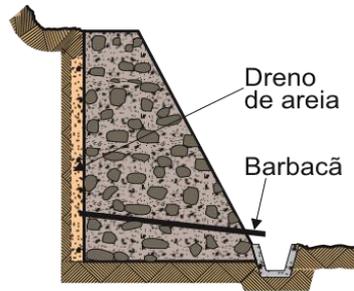


Figura 10: Seção Transversal de Muro de Pedra Argamassada (PINI)

4.3. MURO DE CONCRETO CICLÓPICO

Estrutura composta de concreto e agregados de grandes dimensões. A execução é simples: preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. A figura 11 apresenta sua seção típica.

- Aplicação: contenção de taludes superiores a 3 m;
- Vantagens: facilidade de construção e baixo custo em alturas reduzidas;
- Cuidados: execução de sistema de drenagem com barbacãs e dreno de areia.

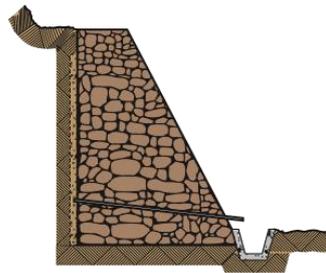


Figura 11: Seção Transversal de Muro de Concreto Ciclópico (PINI)

4.4. MURO DE ARRIMO CELULAR DE PEÇAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO (CRIB-WALL)

Sistema de peças de concreto encaixadas entre si formando “gaiolas” ou “fogueiras”, conforme figura 12, preenchidas com terra ou blocos de rocha,

seixos de maiores dimensões ou entulho. Surgiu como opção aos muros de pedra e é usado no Brasil desde os anos 30. Vem sendo cada vez menos empregado.

- Aplicação: obras rodoviárias em áreas íngremes e locais pouco estáveis;
- Vantagens: facilidade de construção, baixo custo, capacidade de adaptação ao terreno e aceitação de pequenos recalques;
- Cuidados: exige bom terreno de fundação, drenagem e compactação cuidadosa do solo dentro da fogueira.

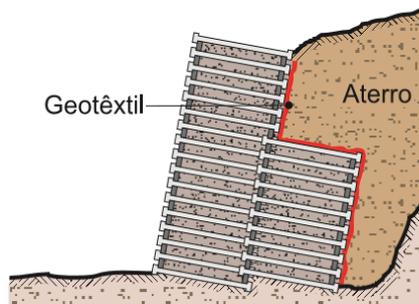


Figura 12: Seção Transversal de Crib-Wall (PINI)

4.5. MURO DE ARRIMO DE GABIÕES

Formado por redes de aço zincado de malha hexagonal, são preenchidos por pedra de mão ou rachão. Os tipos mais comuns são os gabiões-caixa, gabiões manta e gabiões-saco. A figura 13 mostra um muro de gabiões-caixa de seção escalonada.

- Aplicação: muros de contenção, proteção de margens de cursos d'água, controle de erosão e obras de emergência;
- Vantagens: rapidez de construção, elevada permeabilidade, grande flexibilidade e aceitação de deslocamentos e deformações;

- Cuidados: regularização e nivelamento do terreno de fundação, boa arrumação das pedras e colocação de elemento de transição entre os gabiões e o material a ser contido. Em áreas urbanas, sujeitas a vandalismo, deve-se proteger com a face externa com argamassa.

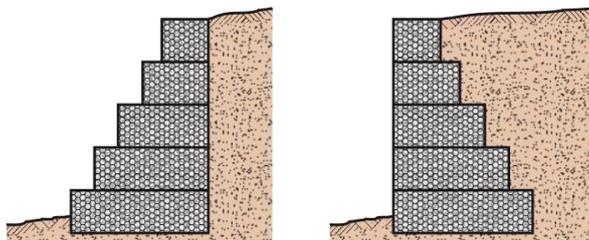


Figura 13: Seção Transversal de Muro de Gabiões (PINI)

4.6. MURO DE ARRIMO DE SOLO-CIMENTO ENSACADO

Parte do princípio de que a mistura do cimento e do solo cria um material de melhores características, com maior resistência ao cisalhamento. O solocimento costuma ser acondicionado em sacos de aniagem ou geossintéticos para facilitar a construção do muro, tal qual ilustrado na figura 14.

- Aplicação: muros de contenção, proteção superficial de taludes e de margens de cursos d'água, principalmente em obras emergenciais localizadas em áreas urbanas;
 - Vantagens: facilidade e rapidez de execução, grande flexibilidade e baixo custo;
 - Cuidados: seleção criteriosa do solo a ser utilizado na mistura.



Figura 14: Seção Transversal de Muro de Solo-cimento Ensacado (PINI)

4.7. MURO DE ARRIMO DE “BOLSACRETO”

Composto de fôrmas têxteis flexíveis que são preenchidas por bombeamento com concreto fino, argamassa de cimento e areia e solo cimento injetável, conforme figura 15. O sistema pode ser empregado dentro ou fora d'água. As fôrmas preenchidas transformam-se em grandes blocos.

- Aplicação: contenção de taludes, proteção de margens e controle de erosão;
- Vantagens: rapidez de execução e versatilidade;
- Cuidados: uso de equipamento adequado para o preenchimento das fôrmas;

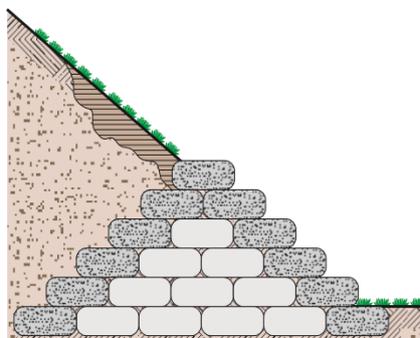


Figura 15: Seção Transversal de Muro de Bolsacreto (PINI)

4.8. MURO DE ARRIMO “RIMOBLOCO”

Sistema que utiliza peças pré-moldadas de concreto não-armado em forma de duplo "T" e chumbadores com cerca de 3 m de comprimento. Trata-se de um muro articulado, formado por peças padronizadas, conforme ilustrado na figura 16, sendo contido por chumbadores. A ideia é armar uma faixa de terra adjacente à face posterior do muro, fazendo com que o maciço funcione como um muro de gravidade.

- Aplicação: contenções em corte e aterro;
- Vantagens: flexibilidade e custo reduzido;
- Cuidados: execução de sistema de drenagem na face interna do muro.

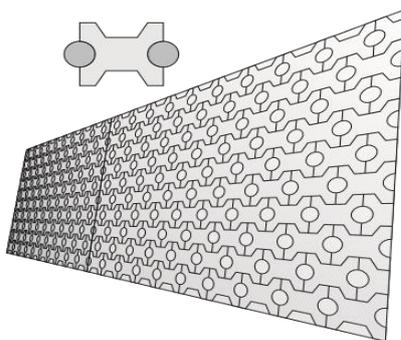


Figura 16 – Vista Isométrica de Muro Rimobloco (PINI)

4.9. MURO EM “ L” DE CONCRETO

Construído em concreto armado, torna possível a execução de seções transversais esbeltas, como apresenta a figura 17. É comum construir a base do lado do maciço, de forma que o próprio peso da terra possa contrabalançar a ação do empuxo. Para alturas maiores, torna-se antieconômica a estrutura formada apenas por duas lajes. É recomendável, então, a utilização de contrafortes de tração, no caso de laje de fundo interna (sob aterro ou reaterro), ou de compressão, no caso de laje externa.

- Aplicação: em geral, os muros de concreto armado estão associados à execução de aterros ou reaterros;
- Vantagens: permite uma ocupação mais completa das áreas a montante e a jusante;
- Cuidados: o terreno de fundação deve ter boa capacidade de suporte e é indispensável a execução de sistema de drenagem interno.

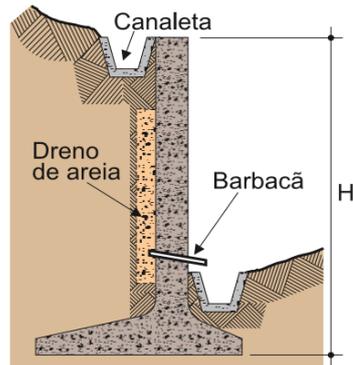


Figura 17 – Seção Transversal de Muro em L de Concreto (PINI)

4.10. CORTINA DE CONCRETO ATIRANTADA

Formada por muros delgados de concreto armado com espessuras entre 0,20 m e 0,30 m, contidos por tirantes protendidos. Em geral, são verticais ou subverticais com os tirantes distribuídos de maneira uniforme com espaçamentos que variam de acordo com a altura da contenção e os esforços atuantes. O paramento pode ser composto de placas isoladas para cada tirante, de placas englobando dois ou mais tirantes ou de cortina única, incorporando todos os tirantes. A figura 18 ilustra seção transversal do sistema.

- Aplicação: em qualquer situação geométrica, tipo de solo ou condição hidrológica;
- Vantagens: eficácia, segurança e versatilidade;
- Cuidados: necessidade da presença de horizontes resistentes e estáveis o suficiente para a ancoragem dos tirantes a profundidades compatíveis.

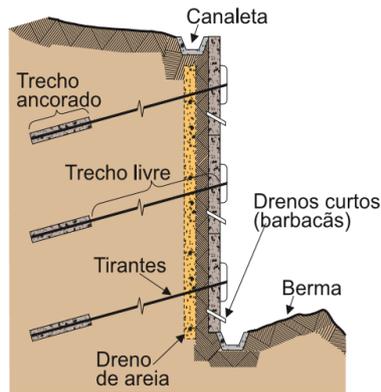


Figura 18 – Seção Transversal de Cortina de Concreto Atirantada (PINI)

4.11. SOLO GRAMPEADO

Termo importado do inglês, “soil nailing”, consiste no reforço do maciço pela introdução de chumbadores (barras de ferro) e posterior recobrimento do talude com tela metálica fixada por pinçadores, conforme figura 19, e aplicação de concreto projetado com 7 a 10 cm de espessura. Utilizada há muito tempo em terrenos rochosos, o sistema foi aperfeiçoado com a introdução do concreto projetado.

- Aplicação: taludes de corte em solo;
- Vantagens: não requer escavações, fôrmas, escoramentos ou andaimes
- Cuidados: garantir a fixação dos grampos em camada estável e evitar que futuras obras alterem a estrutura dos grampos.

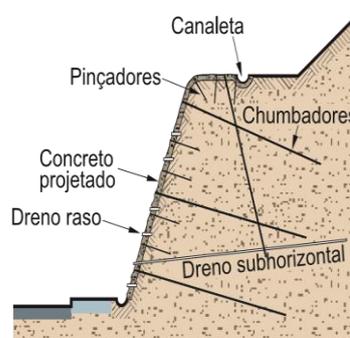


Figura 19 – Seção Transversal de Solo Grampeado (PINI)

4.12. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM REFORÇO DE GEOSSINTÉTICOS

Maciço formado por mantas geotêxteis ou geogrelhas intercaladas com camadas de aterro compactado, tal como mostra a figura 20. Funciona como uma estrutura de contenção convencional. Cabe aos elementos geossintéticos, além do confinamento do solo junto à face externa, resistir aos esforços de tração desenvolvidos no maciço.

- Aplicação: contenção de taludes;
- Vantagens: rapidez de execução, simplicidade e baixo custo;
- Cuidados: devem ser utilizados geossintéticos de propriedades mecânicas conhecidas (resistência à tração, interação com o solo, comportamento em fluência).

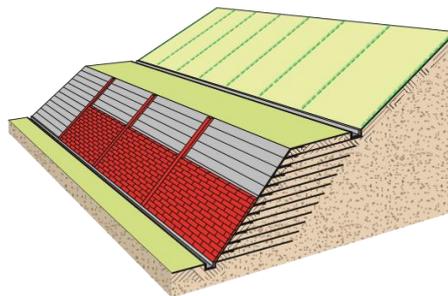


Figura 20 – Vista Isométrica em corte de Solo Reforçado com Geossintéticos (PINI)

4.13. TERRA ARMADA

Sistema constituído pela associação de solo compactado e armaduras, complementada por um paramento externo composto de placas chamado “pele”, apresentado no detalhe da figura 21. Possui três componentes principais: o solo que envolve as armaduras; as armaduras horizontais de aço galvanizado em forma de fitas, que são fixadas às peles por parafusos, e, por fim, a própria pele, que pode ser constituída de escamas metálicas flexíveis ou placas rígidas de concreto armado.

- Aplicação: aterros até 20 m de altura;
- Vantagens: rapidez de construção, grande flexibilidade e tolerância a recalques diferenciais;
- Cuidados: o solo a ser utilizado como material de reaterro sobre as armaduras deve apresentar boas características de atrito interno

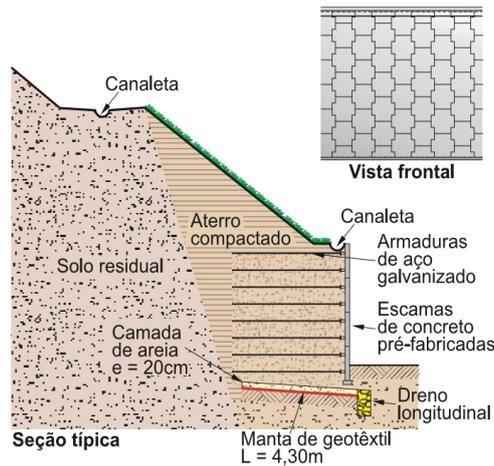


Figura 21 – Seção Transversal de Terra Armada (PINI)

4.14. MURO DE BLOCOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO APOIADO SOBRE MICROESTACAS E CONTIDO POR CHUMBADORES

O método consiste na execução de microestacas verticais e inclinadas unidas a uma viga-baldrame de concreto. Em intervalos de 2 m a 2,5 m são instalados pilaretes de concreto unidos à base. Nos pilaretes são fixados chumbadores subhorizontais com cerca de 8 m de comprimento. Os vãos dos quadros são preenchidos com alvenaria de blocos estruturais de concreto com ferros passantes horizontais que unem as vigas horizontais. A figura 22 apresenta uma ideia geral da sua seção transversal.

- Aplicação: obras viárias urbanas para alturas até 4 m em terrenos naturais sem matacões;
- Vantagens: estrutura leve e apta a receber esforços horizontais. Pode ser construída a meia encosta, próxima à rua;

- Cuidados: construção de uma camada drenante de brita recoberta com geotêxtil na face interna do muro, além de uma série de barbacãs.

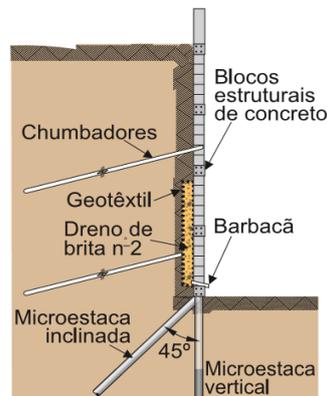


Figura 22 – Seção Transversal de Muro de Blocos Chumbados Sobre Microestacas (PINI)

4.15. RETALUDAMENTO

É um processo de terraplanagem através do qual se alteram, por cortes ou aterros, os taludes originalmente existentes em um determinado local para se conseguir uma estabilização do mesmo. Torna-se inviável quando o espaço é escasso ou a vegetação não pode ser retirada.

A figura 23 associa ainda obras de controle de drenagem superficial e de proteção superficial, de modo a reduzir a infiltração d'água no terreno e disciplinar o escoamento superficial, inibindo os processos erosivos. A proteção superficial se dá por meio de cobertura vegetal do tipo gramínea, onde as raízes se fixam na camada estável do solo.

- Aplicação: Aplicável para qualquer tipo de rocha ou solo e adaptável a todas as situações de esforços.
- Vantagens: Solução não estrutural e portanto, simples e de baixo custo.
- Cuidados: Certificar que a geometria de execução está de acordo como projeto é imprescindível, bem como observar a largura e inclinação dos taludes e bermas. A compactação deve ser realizada em camadas de 20cm de espessura.

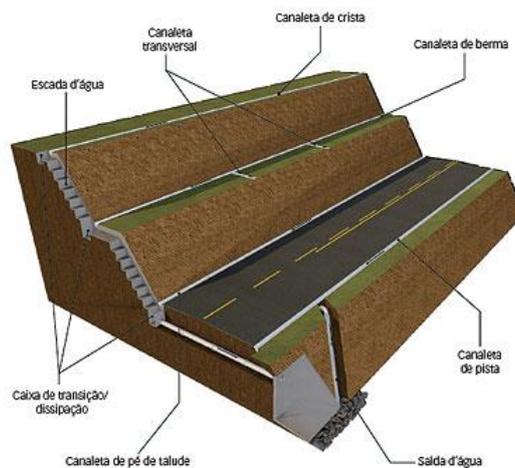


Figura 23 – Perspectiva de Retaludamento (PINI)

5. SISTEMAS DE DRENAGEM E CAPTAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS

Na escala do terreno, a redução do escoamento da água e o aumento da recarga do lençol freático podem ser conseguidos por meio de redução da área pavimentada, áreas de retenção de água, bacias de detenção artificiais, sistemas de captação de águas correntes em pavimentos impermeáveis, escadas hidráulicas, canaletas, escadas drenantes, dentre outros tantos métodos.

De acordo com Rueda (1999), constituem impactos causados pela ocupação urbana no ciclo da água: aumento da sua velocidade, devido à impermeabilização de uma parte significativa da bacia e a canalização dos leitos dos rios; redução de áreas de infiltração; distorções no movimento por gravidade da água.

Mangieri (2012) observa o importante papel dos sistemas de drenagem implantados em áreas de encostas, promovendo a estabilidade do maciço, captando e conduzindo adequadamente as águas pluviais, evitando seu acúmulo e deslocamento em grandes velocidades. Importante salientar que, em virtude das altas declividades, a dissipação de energia é um aspecto de

considerável importância na implantação dos sistemas de drenagem nas encostas.

Na visão de Bittencourt et al. (2006), a inexistência ou deficiência de sistemas de drenagem pluvial em áreas íngremes ocupadas de forma precária contribui substancialmente para a elevação dos riscos de deslizamentos. A infiltração de água nos maciços, através de trincas e fissuras, reduz a resistência do solo, podendo acarretar a ruptura de cortes e aterros, sobretudo na ocorrência de chuvas intensas e prolongadas (CUNHA, 1991).

Segundo o conceito sugerido por Tucci (1993), o caminho percorrido pela água da chuva sobre uma superfície pode ser topograficamente bem definido ou não. Após a implantação de uma cidade ou, no caso em estudo, após a ocupação desordenada de uma encosta, o percurso caótico das enxurradas passa a ser determinado pelo traçado das ruas, caminhos e vielas, forçando seu comportamento, quantitativa e qualitativamente, tornar-se bem diferente de seu original. O sistema responsável pela captação dessa água pluvial e sua condução até o sistema de macrodrenagem é denominado *sistema de microdrenagem*, que é o objeto de estudo deste capítulo, que apresenta os sistemas de microdrenagem mais utilizados no Brasil.

5.1. DRENAGEM SUPERFICIAL: SISTEMA DE MICRODRENAGEM DO TERRENO

A drenagem superficial tem como objetivo interceptar e captar, conduzindo ao deságue seguro, as águas provenientes de áreas adjacentes e aquelas que se precipitam sobre o corpo, resguardando sua segurança e estabilidade (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, DNIT, 2006b).

Para um sistema de drenagem superficial eficiente, utiliza-se uma série de dispositivos com objetivos específicos: valetas de proteção de corte, valetas de proteção de aterro, sarjetas de corte, sarjetas de aterro, descidas d'água

(escadas hidráulicas, escadas drenantes), saídas d'água, caixas coletoras, dissipadores de energia e escalonamento de taludes. A função dos dispositivos é na maioria das vezes complementar, isto é, um dispositivo resguarda e colabora na função do outro, fazendo do sistema um conjunto eficiente e sustentável.

5.1.1. Valetas de proteção de Corte e de Aterro

Com o objetivo de interceptar as águas que escorrem pelo terreno natural a montante, impedindo-as de atingir o talude de corte, as valetas de proteção de cortes devem ser construídas em todos os trechos em corte onde o escoamento superficial proveniente dos terrenos adjacentes possa atingir o talude, comprometendo a estabilidade. Com cortes trapezoidais, retangulares ou triangulares, elas deverão ser localizadas paralelamente às cristas dos cortes, a uma distância entre 2,0 a 3,0 metros.

Já as valetas de proteção de aterros, cujas seções podem ser trapezoidais ou retangulares, têm como objetivo interceptar as águas que escoam pelo terreno a montante, impedindo-as de atingir o pé do talude de aterro (figura 24). Além disso, têm a finalidade de receber as águas das sarjetas e valetas de corte, conduzindo-as com segurança ao dispositivo de transposição de talvegues (DNIT, 2006b).

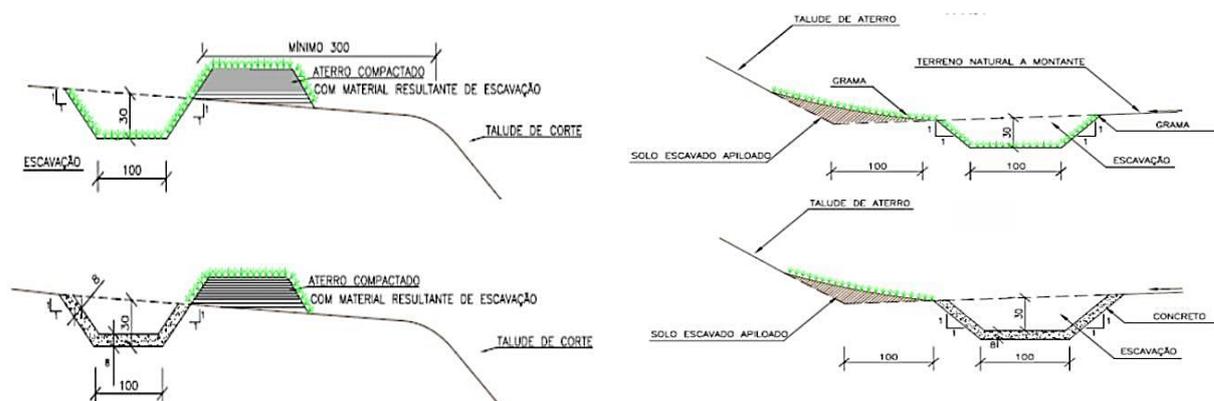


Figura 24 – Valetas de proteção de cortes e Valetas de proteção de aterro.

(DNIT, 2006a)

5.1.2 Sarjetas de Corte e de Aterro

A sarjeta de corte tem como objetivo captar as águas que se precipitam sobre a plataforma e taludes de corte e conduzi-las, longitudinalmente, até o ponto de transição entre o corte e o aterro, de forma a permitir a saída lateral para o terreno natural ou para a valeta de aterro, ou então, para a caixa coletora de um bueiro de greide. Com diversos tipos de seção, variando conforme a capacidade de vazão necessária, as sarjetas de corte devem localizar-se em todos os cortes, terminando em pontos de saída convenientes (pontos de passagem de corte para aterro ou caixas coletoras) (DNIT, 2006b).

A sarjeta de aterro tem como objetivo captar as águas precipitadas sobre a plataforma, de modo a impedir que provoquem erosões na borda do acostamento e/ou no talude do aterro, conduzindo-as ao local de deságue seguro. Sua utilização deve ser fundamentada nas seguintes situações: trechos onde a velocidade das águas provoque erosão na borda da plataforma; trechos onde, em conjunto com a terraplenagem, for mais econômica, aumentando com isso a altura necessária para o primeiro escalonamento de aterro e interseções, coletando e conduzindo as águas provenientes dos ramos e ilhas (DNIT, 2006b).

5.1.3 Descidas de água

5.1.3.1 Escadas hidráulicas de Corte e de Aterro

Como um sistema de drenagem superficial, as escadas hidráulicas têm por objetivo conduzir as águas captadas por outros dispositivos de drenagem, pelos taludes de corte e aterro. Tratando-se de cortes, as descidas d'água têm como objetivo principal conduzir as águas das valetas, quando atingem seu comprimento crítico, desaguando numa caixa coletora ou na sarjeta de corte. No aterro, as descidas d'água conduzem as águas provenientes das sarjetas de aterro, quando é atingido seu comprimento crítico, e nos pontos baixos, através das saídas d'água, desaguando no terreno natural. As descidas d'água também atendem, no caso de cortes e aterros, às valetas de banquetas, quando é

atingido seu comprimento crítico e em pontos baixos. Não raramente, devido à necessidade de saída de bueiros elevados desaguando no talude do aterro, as descidas d'água são necessárias, visando conduzir o fluxo pelo talude até o terreno natural, conforme ilustrado na figura 25. Posicionam-se sobre os taludes dos cortes e aterros, seguindo suas declividades e também na interseção do talude de aterro com o terreno natural, nos pontos de passagem de corte – aterro (DNIT, 2006b).

As escadas hidráulicas podem ser do tipo rápido ou em degraus. A escolha entre um e outro tipo será função da velocidade limite do escoamento para que não provoque erosão, das características geotécnicas dos taludes, do terreno natural, da necessidade da quebra de energia do fluxo d'água e dos dispositivos de amortecimento na saída (dissipadores de energia). A análise técnica e econômica desse conjunto de fatores levará à escolha de uma descida do tipo rápido ou em degraus. Por se localizar em um ponto vulnerável, a descida d'água (escada hidráulica) requer cuidados especiais para evitar desníveis causados por caminhos preferenciais durante as chuvas intensas e consequentes erosões que podem levar toda a estrutura ao colapso. Assim, deve ser previsto o confinamento da descida nos taludes, com as escadas devidamente niveladas e protegidas com revestimento indicado para taludes (DNIT, 2006b).

Para uma drenagem sustentável e que não comprometa o *sistema de macrodrenagem urbana*, é necessário que as escadas hidráulicas sejam adaptadas a pequenas barragens que funcionariam como mini bacias de retenção para a atenuação das vazões de pico (Mangieri, 2012).

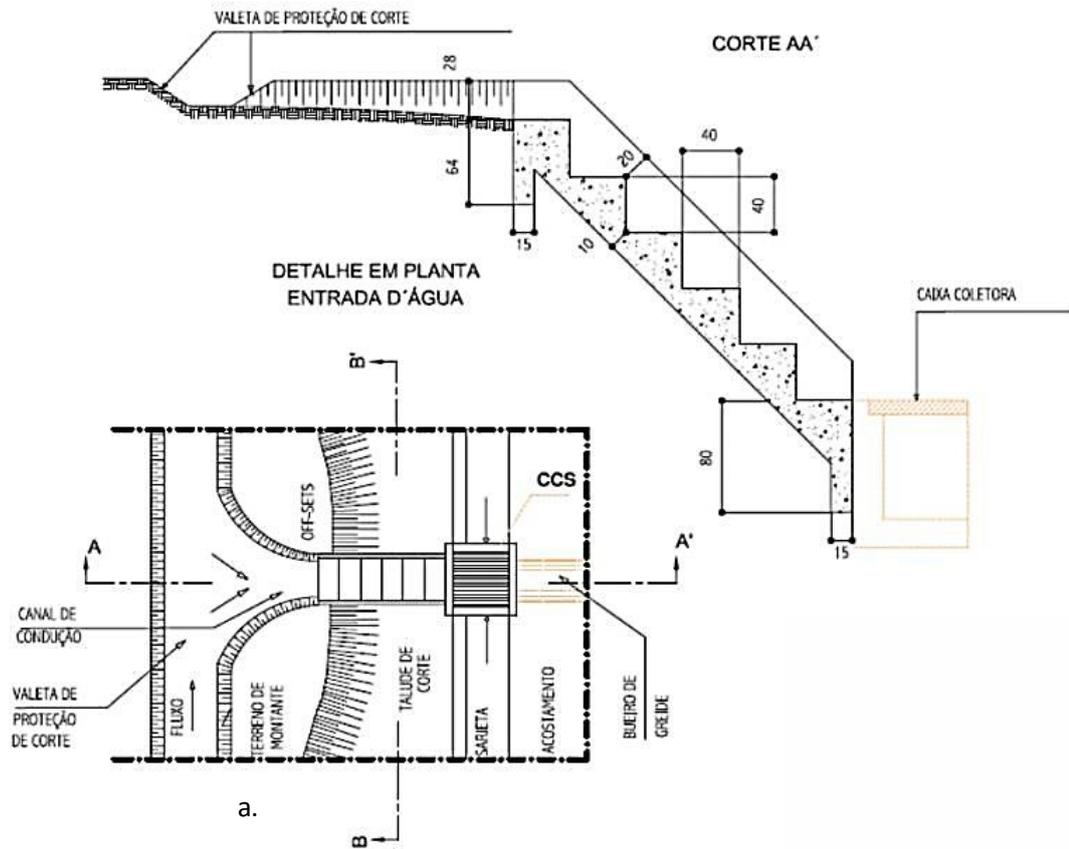


Figura 25 – Escada Hidráulica

5.1.3.2 Escadas e Rampas drenantes

Foram desenvolvidas em 1979 por um grupo engenheiros e técnicos da Prefeitura Municipal da cidade de Salvador, para atuar simultaneamente como dispositivo de microdrenagem e via de pedestres em áreas de encostas ocupadas irregularmente, sendo que o grande mentor do projeto foi o arquiteto João Filgueiras Lima (Risselada et Latorraca, 2012).

As escadas drenantes consistem basicamente de uma calha de seção retangular, pré-moldada em argamassa armada, que operam por encaixe como ponta e bolsa, sobre a qual são apoiados degraus ou placas de cobertura, também pré-moldados em concreto armado. Suas peças são esbeltas, o que representa um peso final relativamente baixo, permitindo transporte e montagem inteiramente manual. É considerado, sob a ótica construtiva, de fácil execução, baixo custo de conservação e de boa capacidade de adaptação às

características topográficas do local. Devido ao sistema de encaixe, os módulos apresentam boa adaptabilidade ao perfil natural dos locais de implantação (MAGIERI, 2012).

A coleta das águas pluviais, nos trechos em rampa, ocorre por meio de orifícios nas laterais das calhas e juntas entre as placas de cobertura, como ilustrado na figura 26. Nos trechos em degraus, a captação é feita lateralmente por um sistema como guelra de peixe. É necessária a previsão de pavimentação em solo cimento das áreas adjacentes ao dispositivo, formando calhas de seção triangular semelhante a uma sarjeta. Deve ser prevista a pavimentação em solo-cimento nas áreas adjacentes ao equipamento, formando calhas de seção triangular (sarjetas).

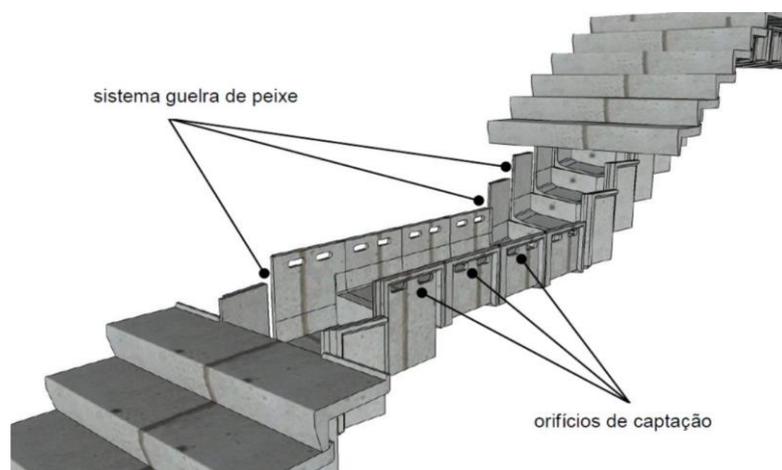


Figura 26 – Escada Drenante

5.1.4 Saídas de água

Localizadas na borda da plataforma, as saídas d'água são dispositivos de transição, conduzindo as águas coletadas pelas sarjetas de aterro, lançando-as nas descidas d'água. (DNIT, 2006). Por isso devem possuir uma seção tal que

permita uma rápida captação das águas que escoam pela borda da plataforma, conduzindo-as às descidas d'água, conforme ilustra a figura 27. Considerando sua localização, as saídas d'água devem ser projetadas obedecendo-se aos seguintes critérios:

- Greide em rampa: quando o fluxo d'água se realiza num único sentido;
- Curva vertical côncava (ponto baixo): nesse caso o fluxo d'água se dá nos dois sentidos, convergindo para um ponto mais baixo (DNIT, 2006b).

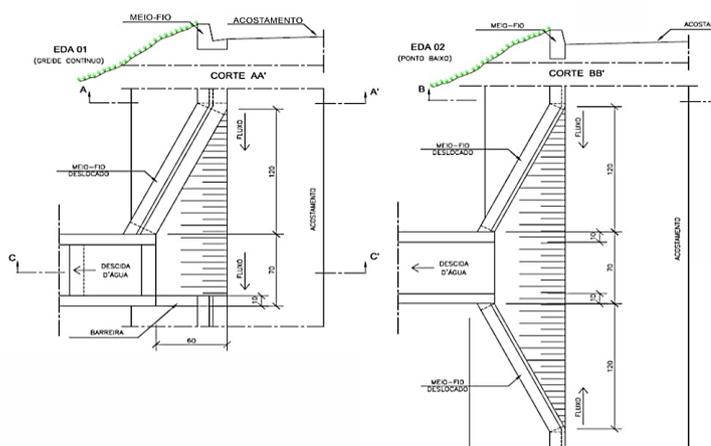


Figura 27 – Saídas de água (DNIT, 2006).

5.1.5 Caixas Coletoras

As caixas coletoras têm os seguintes objetivos principais: coletar as águas provenientes das sarjetas e que se destinam aos bueiros de greide; coletar as águas provenientes de áreas situadas a montante de bueiros de transposição de talvegues, permitindo sua construção abaixo do terreno natural; coletar as águas provenientes das descidas d'água de cortes, conduzindo-as ao dispositivo de deságue seguro; permitir a inspeção dos condutos que por elas passam, verificando sua funcionalidade e eficiência; possibilitar mudanças de dimensão de bueiros, de sua declividade e direção, ou ainda quando a um mesmo local concorre mais de um bueiro (DNIT, 2006b).

mediante a dissipação de energia, a diminuir a velocidade da água quando esta passa de um dispositivo de drenagem superficial qualquer para o terreno natural, de modo a evitar o fenômeno da erosão. São instaladas, de modo geral, nos seguintes locais: no pé das descidas d'água, nos aterros, na boca de jusante dos bueiros, na saída das sarjetas de corte, nos pontos de passagem de corte – aterro. Localizam-se em geral nas descidas d'água, na forma de degraus, e ao longo do aterro, de modo que a água precipitada sobre a plataforma seja conduzida pelo talude, continuamente, sem criar preferências e sem afetá-lo (DNIT, 2006b).

É recomendável a utilização de dissipador tipo “rip-rap” na saída das bacias de amortecimento, saída de bueiros e na saída de outros dispositivos cuja velocidade da água não comprometa seriamente o terreno natural, justificando, nesse caso, o projeto completo de uma bacia de amortecimento. A extensão do “rip-rap” deve ser adequada à velocidade e volume d'água que sai do dissipador e às condições do leito a jusante. Deve ser construído com as pedras dispostas em desordem, as quais devem possuir formas irregulares e diâmetros resultantes de um cálculo determinado, a fim de que permaneçam estáveis (figura 29).

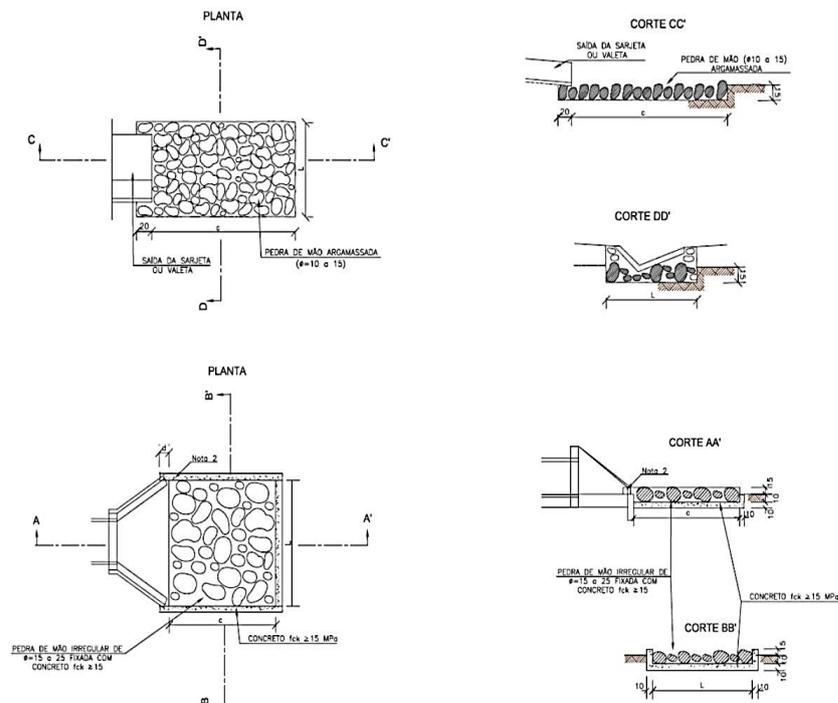


Figura 29 – Dissipadores de energia (DNIT, 2006 a)

5.2. ASPECTOS FUNDAMENTAIS PARA SELEÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

Das diversas fases do ciclo hidrológico, o escoamento superficial é a de maior importância para a determinação das estruturas de drenagem urbana. Porto (1995) destaca que a análise criteriosa do escoamento superficial é essencial para o sucesso de um projeto de drenagem e erros cometidos levarão ao sub ou superdimensionamento das obras. Fica ressaltado por Porto (1995) que os valores serão sempre aproximados, em função das incertezas hidrológicas, dos métodos e critérios adotados.

O dimensionamento hidráulico dos sistemas de drenagem é feito com base no regime que se estabelece no canal condutor, que está relacionada com a quantidade de energia associada ao fluxo (GeoRio, 2000).

O escoamento superficial é significativamente afetado pelo processo de urbanização desordenado, que produz mudanças nas características fisiográficas da bacia hidrográfica.

Devido a aumento de áreas impermeáveis, ocorre a redução do tempo de concentração da bacia. Em regiões de topografia acidentada, com altas declividades, o tempo de deslocamento das partículas de água até a seção de controle é ainda menor. Como consequência ocorre um aumento no volume e na velocidade de escoamento, impactando diretamente no sistema a ser adotado. O tempo de concentração tem interferência direta na intensidade da chuva de projeto, impactando na vazão e, portanto, no dimensionamento hidráulico do dispositivo de drenagem. Segundo Chow et al (1988), em sistemas de drenagem urbana, o tempo de concentração corresponde ao tempo que o escoamento superficial leva até chegar à entrada da galeria, ou seja, o tempo de entrada e o tempo de percurso.

Segundo Mangiere (2012), a vazão máxima de projeto é associada ao período de retorno de precipitação de projeto e para sistemas de microdrenagens devem ser adotados períodos de dois a dez anos.

Ressalta-se na literatura técnica que no dimensionamento das estruturas dos sistemas devem observados os limites quanto à velocidade de escoamento, em regime de escoamento livre ou em canal condutor, e que sua capacidade de escoamento é geralmente feita considerando regime permanente e uniforme. A velocidade de escoamento é limitada pela possibilidade de erosão por abrasão do canal condutor e das estruturas hidráulicas associadas.

O ressalto hidráulico é a passagem de forma brusca do regime supercrítico para o subcrítico. Nesta transição, a superfície da água, eleva-se de maneira abrupta, normalmente ocorrendo formação de rolos d'água pela mistura intensa com o ar, ocorrendo dissipação de grande quantidade de energia (Chaudhry, 2008).

Toscano (1999) define a dissipação de energia como um fenômeno no qual a energia cinética associada ao movimento de massa fluida é transformada em energia de turbulência e logo após em energia térmica, em face da agitação interna do fluido. Em obras de drenagem são utilizados frequentemente dispositivos com a finalidade de dissipação de energia. Na parte final do dispositivo sempre haverá uma energia residual, sendo necessárias bacias de dissipação dimensionadas para conter completamente o ressalto hidráulico que se forma.

Ainda, segundo a literatura técnica apresentada, outros fatores condicionantes devem ser considerados para a determinação do sistema de drenagem superficial, como: a adaptabilidade, a facilidade de manutenção, a modularidade e a mobilidade; questões fundamentais para implantação em locais de topografia irregular e de difícil acesso. A adaptabilidade e a modularidade são questões que facilitam o manuseio, o transporte e a execução do sistema em espaços diversos e com inclinações também diferenciadas. A mobilidade deve também ser considerada, uma vez que em encostas a mobilidade da população é muito prejudicada em função da dificuldade de acesso de transportes coletivos e mesmo particular e deve ser considerada uma medida de cunho social. Já a facilidade de manutenção interfere diretamente na limpeza, recuperação, preservação e reposição de peças de um sistema.

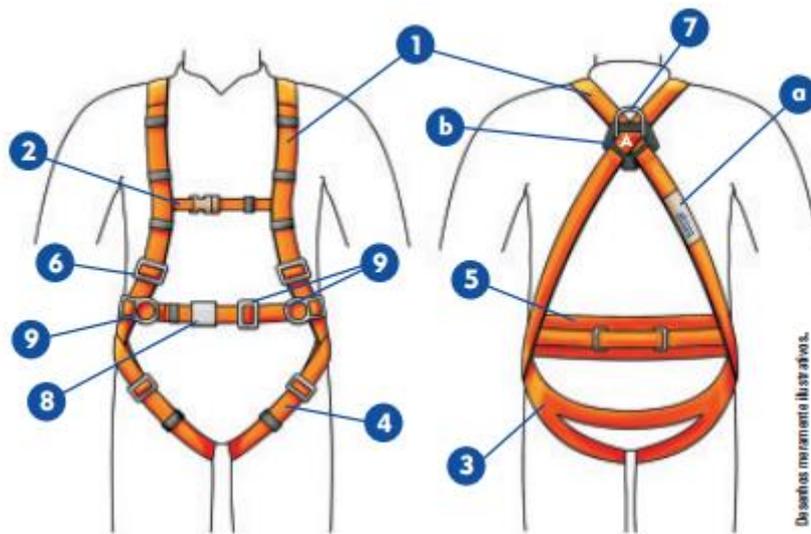
6. NOÇÕES DE TRABALHO EM ALTURA

Um tópico que merece atenção é a especificação de segurança para trabalho em altura, dado que os serviços neste talude serão prioritariamente manuais em virtude da falta de espaço para operação de máquinas e estoque de materiais. De acordo com a NR 18, toda atividade executada acima de 2 metros do nível de referência é considerada trabalho em altura. Dentre as principais causas de morte por acidente de trabalho no mundo, estão a queda de altura e o soterramento, e a construção civil é o setor da indústria onde esses casos são registrados em maior número.

Um sistema contra queda de altura é basicamente composto por um cinturão tipo paraquedista, cabos e um ponto de ancoragem confiável. Os cabos fazem o elo entre o cinturão e o ponto de ancoragem, e são encontrados no mercado como trava-quedas ou talabartes.

6.1. CINTURÃO PARAQUEDISTA

EPI destinado a reter o trabalhador em caso de queda. É composto por fitas, fivelas de ajuste, fivelas de engate, pontos de conexão e outros elementos que quando vestido e ajustado de forma adequada, retém o trabalhador em caso de queda e durante a suspensão. A figura 30 detalha o conjunto dos elementos que compõem o cinturão.

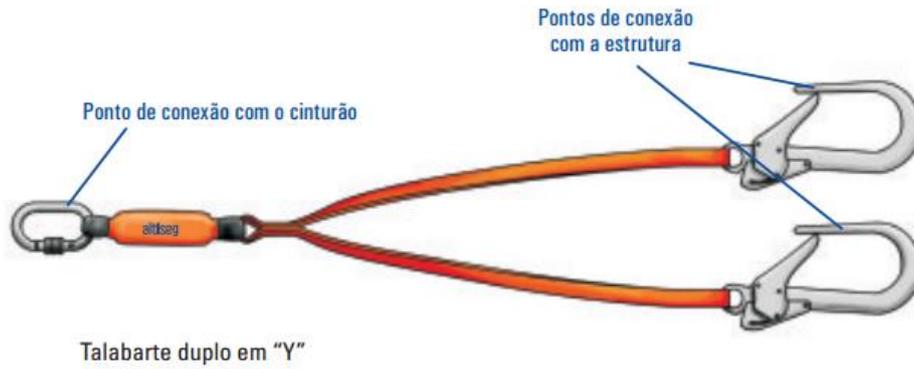


- 1 - Fitas primárias superiores
-
- 2 - Fita secundária
-
- 3 - Fita primária subpélvica
-
- 4 - Fita primária da coxa
-
- 5 - Apoio dorsal para posicionamento
-
- 6 - Fivela de ajuste
-
- 7 - Elemento de engate dorsal para proteção contra queda
-
- 8 - Fivela de engate
-
- 9 - Elemento de engate para posicionamento
-
- a - Etiqueta de identificação
-
- b - Etiqueta de indicação de engate para proteção contra queda - "A" para ponto único e "A/2", quando existirem dois pontos simultâneos de engate.

Figura 30 – Detalhe do cinturão paraquedista (Altiseg)

6.2. TALABARTE

Elemento de conexão entre o cinturão paraquedista e o ponto de ancoragem, podendo ser confeccionado em corda sintética, cabo de aço, fita sintética ou corrente. O talabarte com comprimento acima de 0,90 m requer obrigatoriamente um ABS (absorvedor de energia), para que em caso de queda, através de deformação controlada, a energia de impacto não seja transmitida diretamente ao corpo do trabalhador. O trabalho em taludes íngremes requer, em geral, o uso associado do talabarte com ABS. A figura 31 ilustra a associação destes elementos.



Desenhos meramente ilustrativos.



Figura 31 – Detalhe de Talabarte e ABS (Altiseq)

6.3. CONECTOR

Dispositivo abre-e-fecha, desenvolvido para unir diferentes componentes do sistema de proteção. Tem a função de prender-se ao ponto de ancoragem. Seus diversos modelos são apresentados na figura 32.



Figura 32 – Tipos de conector (Altiseq)

Elementos mais usuais na construção civil, como capacete, botas e luvas também são imprescindíveis para este tipo de atividade. A necessidade de treinamento e capacitação dos trabalhadores, bem como a atuação de profissionais de Segurança do Trabalho, são fatores redutores de risco em obras de qualquer categoria, mas neste caso têm importância ainda maior para a garantia da integridade dos operários. A figura 33 mostra fotografia do serviço de hidrossemeadura realizado na Comunidade do Timbó, em 2014, na fase de fixação da biomanta.



Figura 33 – Rapelistas fazem fixação de Biomanta na Comunidade do Timbó

7. ESTUDO DE CASO: O TALUDE DO KM 19 DA BR-230

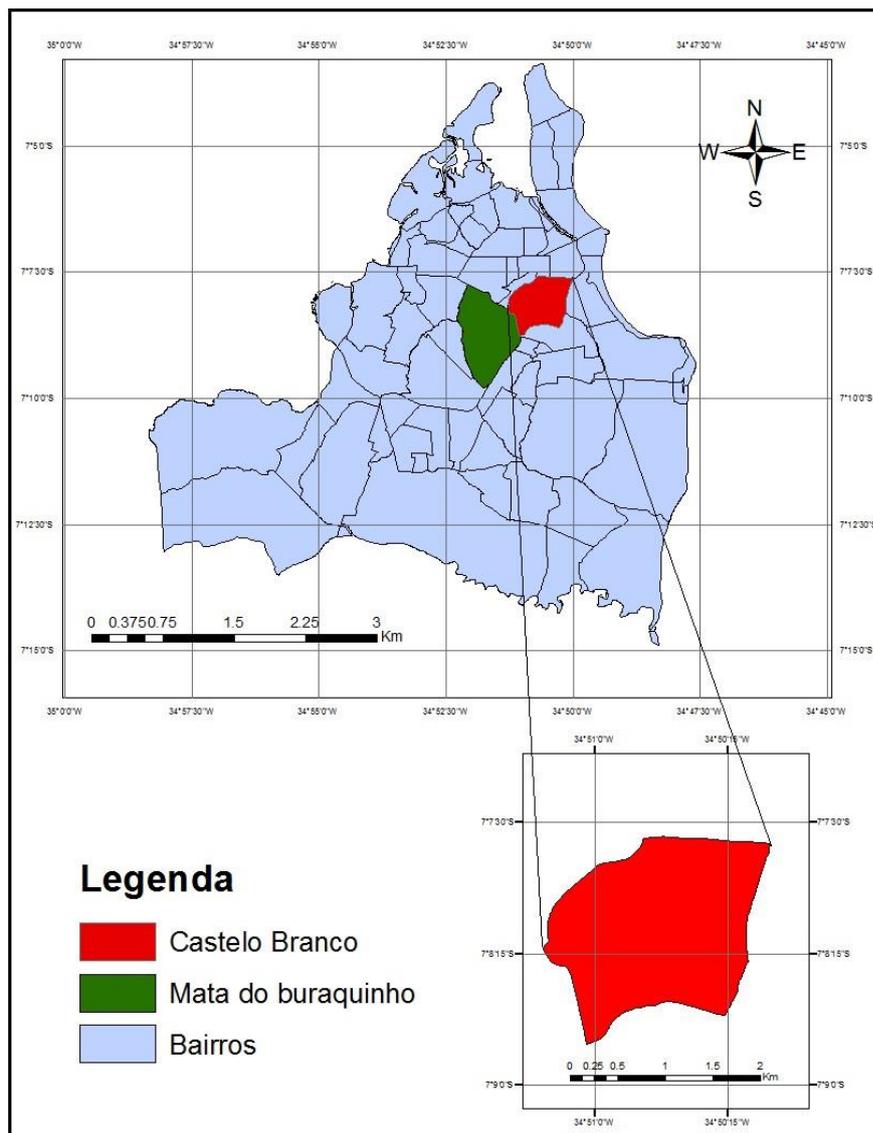
Tendo em vista as questões até agora comentadas, o objetivo da realização de um estudo de caso, no que tange às questões relacionadas às ameaças, vulnerabilidade e riscos de desastres, através de estudos realizados sobre o talude em uma comunidade subnormal denominada de Santa Clara no bairro do Castelo Branco II na cidade de João Pessoa capital Paraibana, comunidade que segundo a Coordenadoria Municipal de Defesa Civil, encontra-se vulnerável a três tipos de riscos: risco de desmoronamento, risco de deslizamento e risco de alagamento.

7.1. BAIRRO CASTELO BRANCO

O bairro do Castelo Branco encontra-se inserido na zona sul da cidade de João Pessoa, como mostra o Mapa 01 na página seguinte, se caracteriza por ser um bairro onde a maioria dos residentes tem ou teve alguma relação com a Universidade Federal da Paraíba (UFPB), sejam estes, discentes ou ex-discentes, funcionários ou professores da UFPB, possuindo assim habitações de padrão pequeno ou médio, que comumente serve de moradia para estudantes oriundos de outras localidades. Recentemente, o bairro recebeu diversas modificações estruturais de urbanização e restaurações de suas áreas e praças.

O crescimento urbano da zona sul deveu-se à abertura a partir da criação da Avenida Eptácio Pessoa, criada com o intuito de ligar o centro da cidade com as regiões da praia fazendo com que a cidade se transformasse com características mais marítimas do que como fora no passado, mais fluvial devido aos seus limites com os afluentes e do próprio estuário do rio Paraíba.

A região, durante muitas décadas, foi uma mistura de florestas tropicais com propriedades rurais. A área onde hoje está consolidado o Bairro Castelo Branco era até então uma zona de produção rural, constituído por um aglomerado de sítios e ainda pela grande Fazenda São Rafael, até sua desapropriação e fundação do conjunto habitacional, no ano de 1968.



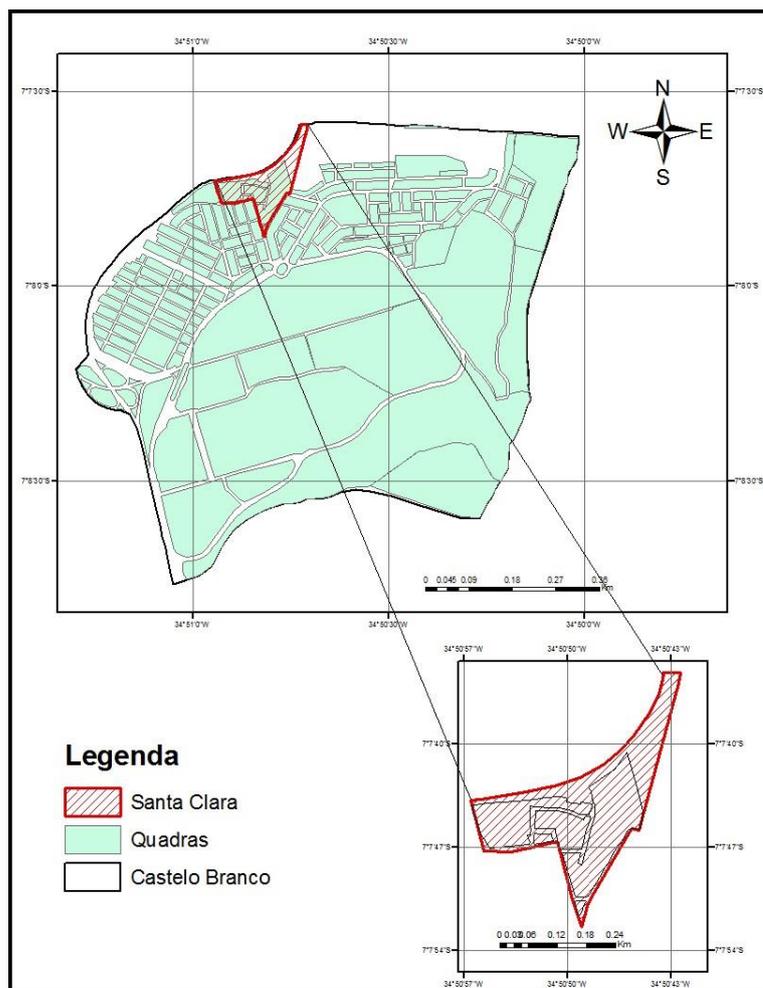
Mapa 01 - Localização do bairro do Castelo Branco em João Pessoa-PB

A criação do campus da UFPB, resultante da concentração de várias faculdades que anteriormente estavam localizadas no centro histórico da Cidade de João Pessoa, foi crucial no desenvolvimento desta localidade, e coincidiu com o período da fundação sua primeira vila (Castelo Branco I), erguido durante o regime militar. Hoje o bairro subdivide-se em três conjuntos.

O bairro do Castelo Branco, segundo o IBGE (2010), possui aproximadamente 3.283 domicílios sendo que aproximadamente 795 destes, fazem parte de duas comunidades subnormais: 345 estão situados na Comunidade São Rafael e 350 constituem a Comunidade Santa Clara.

7.2. COMUNIDADE SANTA CLARA

A comunidade Santa Clara está localizada no bairro do Castelo Branco II, próximo a Universidade Federal da Paraíba. Está inserida numa faixa de domínio do DNIT, visto que margeia as imediações do Km 19 da BR-230, próximo à adutora da CAGEPA, conforme ilustrado no Mapa 02.



Mapa 02 - Mapa de localização da Comunidade Santa Clara no bairro do Castelo Branco em João Pessoa-PB

De acordo com dados da divisão de geoprocessamento da SEPLAN/PMJP, a Comunidade possui uma área de 5,95 ha; onde estão situados cerca de 350 domicílios, com uma população estimada em 1.750 habitantes, sua ocupação remete ao ano de 1981. Possui uma infraestrutura composta por abastecimento de água. Algumas residências contam com rede de esgoto.

Recentemente, obras de drenagem pluvial foram realizadas no seu entorno. As vias principais da comunidade possuem pavimentação, energia elétrica, iluminação pública e coleta de lixo ainda deficiente.

São comuns os deslizamentos em ambientes de formação geológica argilosa e desprovido de cobertura vegetal. As encostas urbanas são as feições que ocupam grande porção da superfície terrestre. No caso da comunidade Santa Clara, foco deste estudo, as encostas são modificadas pela apropriação inadequada, levando a retirada da cobertura vegetal original, e realização de cortes nos taludes, acarretando em modificação morfológica na dinâmica anterior ali existente, originando alguns deslizamentos de pequeno porte, até o momento da realização deste estudo.

Segundo o mapeamento realizado pela Secretaria de Planejamento (SEPLAN) órgão da Prefeitura Municipal de João Pessoa (PMJP), no ano de 2007, a área da comunidade possui quatro tipologias de riscos (R1 - Risco Baixo, R2 – Risco Médio, R3 - Risco Alto e R4 – Risco Muito Alto). Mais recentemente, através de projeto de extensão realizado por alunos do curso de Engenharia Civil da UFPB, este monitoramento passou por atualização, mostrada no mapa 03.



Mapa 03 – Monitoramento de zonas de risco da Comunidade Santa Clara

7.3. TALUDE INSTÁVEL ÀS MARGENS DA BR-230, KM 19

O ponto crítico e objeto de estudo deste trabalho consiste em um talude de aproximadamente 170 metros de extensão, altura média de 15,50 metros, e ângulo de inclinação médio de 51°. Este trecho tem um histórico de casos recorrentes de escorregamentos, onde todas as ocorrências foram verificadas em períodos de chuva.

Dentre os fatores primordiais que justificam solucionar este problema em caráter de urgência, é possível enfatizar:

- a) O risco à integridade física e às vidas humanas que ali residem ou mesmo trafegam, assim como a proteção de seus bens materiais;
- b) O avanço da erosão sobre o talude, comprometendo a estabilidade do mesmo ao longo do tempo;
- c) Os pontuais transtornos à mobilidade urbana quando da ocorrência de movimentos desta massa de solo, sendo a BR-230 o principal corredor rodoviário da Paraíba, e mais ainda por tratar-se de um trecho inserido no perímetro urbano da capital.

7.4. HISTÓRICO DE OCORRÊNCIAS

Nos últimos anos, nota-se a ocorrência de escorregamentos no local, mobilizando equipes da Defesa Civil para registro, alerta e limpeza da área. Dentre os prejuízos contabilizados, constam desde breves interdições até acidentes com vítimas não-fatais. Todos os casos ocorrem durante períodos de intensa precipitação, o que denota a saturação do solo e sobrepressões internas como a principal causa dos escorregamentos. A figura 34 apresenta caso de repercussão na imprensa local, que envolveu duas motocicletas e um automóvel, ferindo seus respectivos condutores e passageiros.



Figura 34 – Escorregamento causa acidente grave e interrupção da via no sentido João Pessoa – Cabedelo (Jun/2012)

A cada chamado, a Defesa Civil solicita à Polícia Rodoviária Federal o isolamento da via e mobiliza funcionários e máquinas para a limpeza do trecho. Diante da recorrência dos escorregamentos, foi realizado o recobrimento da face do talude com lona plástica, mostrado na figura 35, no sentido de impedir a infiltração de água no maciço. Apesar do esforço, as lonas não têm sido periodicamente trocadas, e já apresentam um considerável estado de degradação, em virtude do lançamento de esgoto residual e da exposição às intempéries. Outra medida da Defesa Civil foi sinalizar a área com placa que adverte: “área sujeita a desmoronamento”.



Figura 35 – Limpeza da via e ação paliativa adotada pela Defesa Civil-JP
(Jun, 2014)

Em alguns pontos adjacentes ao trecho principal do talude, as enxurradas já comprometem a microdrenagem existente. Na figura 36, observa-se que a condução desordenada da vazão a montante causou o rompimento de uma parte da caneleta, formando uma voçoroca, que é visualmente o ponto mais afetado do maciço terroso.



Figura 36 – Agente da Defesa Civil-JP observa voçoroca provocada por enxurradas no prolongamento do talude (Mai, 2016)

7.5. ORÇAMENTOS

A análise dos impactos financeiros desta obra será feita com base em orçamentos produzidos através do Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO), elaborado pelo DNIT para o mês-referência novembro/2015, principal referencial de custos para obras rodoviárias.

Definido o problema, e dispondo de diferentes técnicas que se apresentam no mercado a fim de solucioná-lo, este trabalho abordará adiante outras possibilidades, levando em conta a vida útil de projeto, o impacto socioambiental gerado pela intervenção, e, mais analiticamente, a viabilidade econômica da obra. Outros importantes sistemas utilizados em orçamentos de obras públicas, tal qual o Sistema de Preços, Custos e Índices (SINAPI), desenvolvido pela Caixa Econômica Federal para o mês referência janeiro/2016, serão aplicados para este fim.

Apesar de bastante úteis na construção de orçamentos, estes sistemas não são capazes de abranger por completo o mercado da construção civil, sobretudo tratando-se de serviços desenvolvidos a partir de novas tecnologias. Para estes casos, o autor desenvolve composições de preços unitários, captando custos unitários e preços de mercado para determinado produto ou serviço.

Os orçamentos realizados neste trabalho têm caráter comparativo dentre as soluções, por isso, foram dispensados do cálculo a inclusão de Bônus e Despesas Indiretas (BDI), custos com instalação e administração da obra e pequenos serviços de impacto financeiro desprezível para o valor global.

7.6. ETAPAS PRELIMINARES: COLETA DE INFORMAÇÕES

A primeira etapa do trabalho de campo consistiu no rastreamento de dados que se fizessem úteis à proposta. O DNIT, na pessoa do Engenheiro José Antônio de Araújo Neto, forneceu layouts do projeto de retaludamento elaborado em 2013, além de preciosas informações verbais sobre as experiências em visitas técnicas, monitoramento do trecho e do interesse daquele órgão na resolução do problema.

Em consulta à Superintendência Regional do DNIT na Paraíba, constatou-se a existência de um projeto de retaludamento, datado de 2013. De acordo com estudos daquele órgão, a solução não-estrutural seria eficaz para estabelecer fatores de segurança aceitáveis para o talude. Contudo, segundo o próprio órgão, esta solução foi abortada por inviabilidade físico-espacial. Não haveria como acessar o talude com máquinas para terraplenagem por qualquer ponto. A crista do talude está completamente ocupada por construções residenciais irregulares e não houve acordo entre o DNIT e a PMJP para realocação dos residentes. Trabalhar com o maquinário a partir do pé do talude também é uma alternativa descartada, já que, por questões de segurança, toda a pista no sentido João Pessoa – Cabedelo teria de ser interditada para a realização das obras, gerando um transtorno de enormes impactos no cotidiano dos usuários daquele importante corredor.

Conforme apresenta a figura 37, é possível observar que a rodovia dispõe de um sistema de drenagem robusto e consolidado, com canaletas, sarjetas e bueiros. É possível afirmar que este sistema trabalha a vazões diminutas, comparadas à sua capacidade de projeto, possibilitando a ampliação da área de captação à montante.

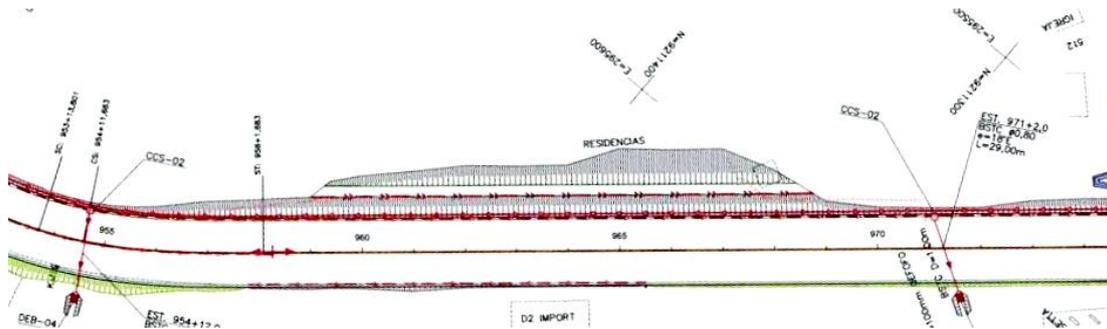


Figura 37 – Detalhe da proposta do DNIT (Projeto completo no anexo 01)

Ainda de acordo com os engenheiros do DNIT, existe o interesse de licitar um novo projeto, desta vez com uma solução estrutural de seções transversais esbeltas, tendo como requisito principal a possibilidade de se realizar a obra em um curto espaço, que consistiria basicamente na faixa de acostamento da rodovia.

NA SEINFRA/PMJP, foi possível visualizar o cadastro da rede de drenagem atual. A SEDURB/PMJP possui um projeto para ampliação desta rede, colaborando para a adoção das soluções propostas neste trabalho através da locação de coletores e captações pluviais e perfis topográficos. Até o momento, o projeto de ampliação encontra-se arquivado, sem qualquer previsão para ser executado.

Outras fontes importantes, como o software Google Earth Pro, exerceram papel fundamental no georeferenciamento do local, fornecendo cotas de terreno, perspectivas isométricas da área, fotografias de rua e de satélite em sequência cronológica.

A construtora CAENGE S.A. também exerceu papel importante, disponibilizando o acesso a fotos, projetos e planilhas referente às obras de drenagem e estabilização de encostas realizadas na Comunidade Santa Clara entre os anos de 2013 e 2014, as quais o autor teve a honra de atuar na condição de estagiário.

7.7. DEFINIÇÃO DOS LIMITES DA ÁREA

O perímetro da área de estudo nos limites do Bairro Castelo Branco é limitado a norte pela Rua Joaquim Pedro da Silva, a leste pela Rua Euclides da Cunha e a sudeste pela Rua Major João Junqueira Viana. Seu perfil topográfico faz desta área um cone de contribuição de águas pluviais sobre a superfície do talude, conforme ilustrado na figura 38. Faz-se, portanto, essencial o estudo do comportamento das águas pluviais sobre esta área.



Figura 38 – Área de Estudo (Google Earth Pro)

Um aspecto relevante é o desgaste da cobertura vegetal, composta apenas por algumas árvores de médio porte. Como visto anteriormente, a ausência de vegetação consolidada facilita o processo erosivo e a ação do vento nas árvores gera efeito alavanca, comprometendo ainda mais a estabilidade do talude. Outro fator de risco é a presença de residências na crista do talude e suas consequências, tal como sobrecarga e o despejo de esgoto e lixo. Na figura 39, é possível observar a inclinação do cone de contribuição voltada para o talude, bem como os principais pontos críticos analisados, sendo:

- 1: Habitações irregulares sobre a crista do talude;
- 2: Degradação da vegetação natural de baixo porte;
- 3: Árvores de médio e grande porte, sujeitas à efeito alavanca.



Figura 39 – Panorama do cone de contribuição sobre o talude
(Google Earth Pro)

As seções topográficas do talude foram obtidas a cada 5,00 m, o que possibilita uma aproximação bastante precisa de seu perfil transversal. No levantamento topográfico realizado, o talude compreende o intervalo entre as estacas 45+10,00 e 54+0,00, totalizando 170,00 m de comprimento.

Após analisadas todas as seções, foi adotada como típica a seção obtida na estaca 49+10,00, apresentada na figura 40, sendo esta a seção transversal que melhor se aproximou da dimensão média do talude, apresentando excelente precisão para o cálculo volumétrico e posterior dimensionamento de estruturas de contenção.

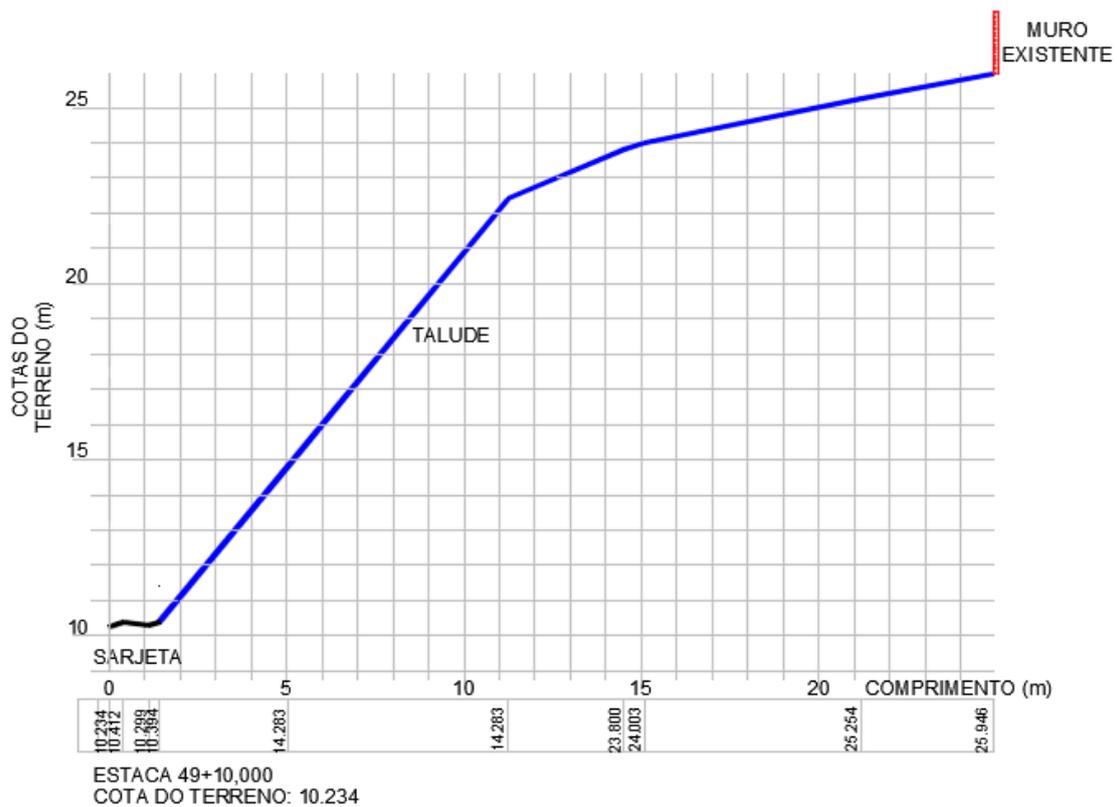


Figura 40 – Seção Média do Talude

7.8. SOLUÇÃO A: CORTINA ATIRANTADA

Dada a necessidade de uma estrutura esbelta, em virtude das dificuldades de acesso e trabalho naquele local, a cortina atirantada se mostra um método aplicável aos requisitos pré-determinados.

É um dos mais sofisticados métodos de contenção. Vale-se de tirantes protendidos e chumbadores para dar sustentação ao terreno. O processo de execução segue o sentido descendente, respeitando a retirada do solo em etapas, a fim de não pôr em risco a estabilidade do solo. No caso de perfis metálicos, a inserção de tirantes dá-se após o cravamento dos mesmos e escoramento. O atirantamento é dividido em quatro etapas: Perfuração, instalação dos tirantes (monobarra ou cordoalha de aço), injeção da nata de cimento e protensão dos tirantes.

Comparado a outras soluções, possui custo elevado, sobretudo em virtude do uso de máquinas sofisticadas, como perfuratrizes pneumáticas e a execução de concreto protendido. Contudo, aplica-se às mais variadas condições hidrológicas e geomorfológicas de terreno, além de ser uma das mais seguras estruturas de contenção ativa.

Outra vantagem para a execução deste método é o excelente desempenho e durabilidade das contenções em cortina atirantada construídas há mais de 30 anos em trecho adjacente da rodovia, na área do bairro Tambauzinho, ilustradas na figura 41. Estes taludes suportam altas cargas, permanentes e móveis. As cargas permanentes consistem nas construções locais, com casas e prédios de até 18 pavimentos, e os quatro viadutos que sobrepõem a BR-230. As cargas móveis são geradas pelo alto fluxo de veículos que trafegam na região, incluindo o principal corredor da cidade, a Avenida Epitácio Pessoa, que liga o centro às praias.



Figura 41 – Trecho da BR-230 sob o novo Viaduto Geraldo Mariz, apoiado sobre maciço de solo confinado por cortina atirantada

Adotada a seção transversal típica, foi pré-dimensionada uma estrutura com base nas técnicas mais usuais de projeto para estes muros. A cortina de concreto tem altura de 9,00 m e espessura de 0,30 m. Seus tirantes são aplicados num espaçamento de 2,50 m na horizontal e 2,00 m na vertical. Foi adotado o tirante monobarra, um vergalhão metálico sólido, aplicado a uma inclinação de 15° e com comprimento médio de 9,00 m, que satisfaz a profundidade necessária para se atingir uma camada mais estável do solo.

A face exposta, na área que compreende desde o topo da cortina à crista do talude, possui inclinação máxima de 35° , o que indica melhor condição de estabilidade. Desta forma, foi previsto o plantio de vegetação rasteira para estabilização deste trecho, a ser executada com hidrossemeadura, revestida com biomanta para proteção das sementes e enraizamento.

As camadas de corte e aterro foram dimensionadas de modo a se obter uma compensação de materiais, isto é, volumes compatíveis para que se faça o aproveitamento do material cortado para posterior aterro no talude. A seção transversal, observada na figura 42, foi desenhada a partir do software AutoCAD, e todo o orçamento foi elaborado com base no dimensionamento projetado pelo autor.

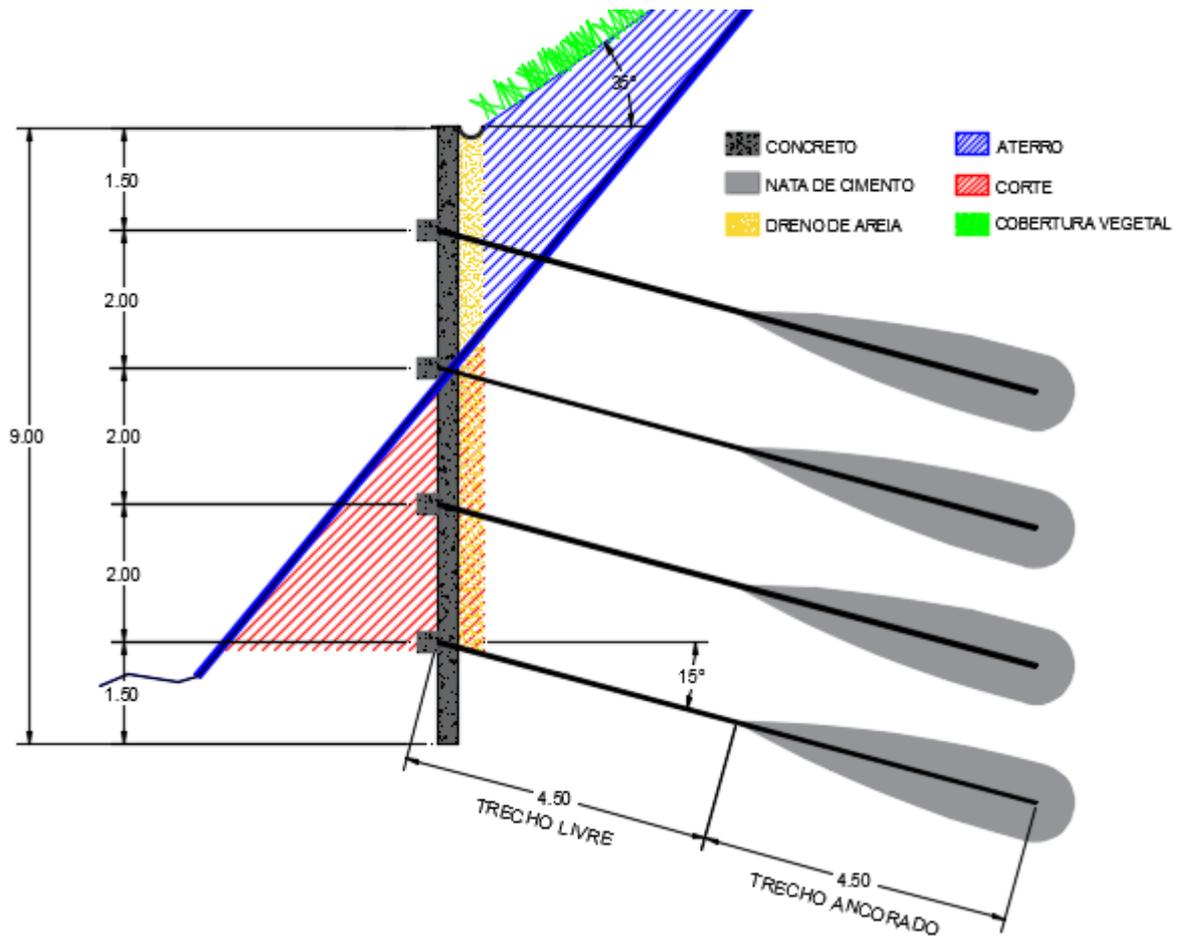


Figura 42 – Seção transversal da Cortina Atirantada

Um tubo de PVC envolve o tirante e é perfurado no seu trecho final, envolto por luvas de borracha que se expandem quando a calda de cimento é injetada a alta pressão. A calda vaza pelas válvulas, formando o bulbo de ancoragem, que fixa o sistema de contenção, puxando a cortina de concreto contra o solo.

A cabeça do tirante (figura 43) é a parte responsável pela transmissão de esforços para a cortina. Com um macaco hidráulico, a ponta do tirante é tracionada. Estando outra extremidade fixada no trecho ancorado, a cabeça do tirante reage contra o muro de concreto, empurrando-o contra o maciço de solo a ser contido.

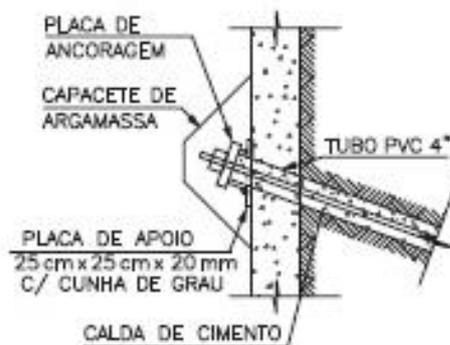


Figura 43 – Detalhe da cabeça do tirante

Visando um escoamento adequado das águas superficiais e de percolação do talude, foi previsto um sistema de microdrenagem. A canaleta de topo é executada em meio-tubo Ø 300 mm e assentada sobre um filtro drenante de areia com proporcional espessura. Foi considerada a presença de barbacãs instalados ao longo da cortina, com o mesmo espaçamento dos tirantes. A figura 44 mostra a vista frontal da estrutura.

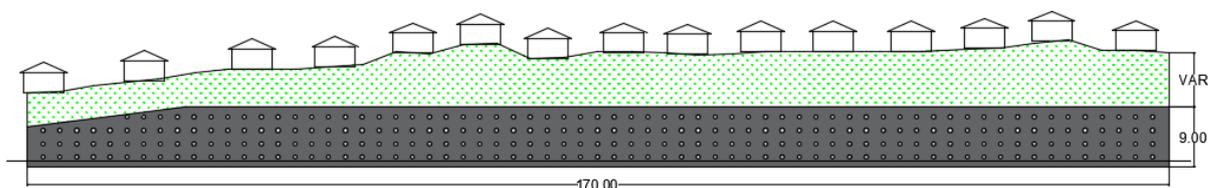


Figura 44 – Vista frontal da cortina atirantada

De acordo com o orçamento contido no anexo 01, o custo estimado calculado para a construção desta estrutura foi de R\$ 2.862.636,57. O maior impacto financeiro neste orçamento é observado nos itens diretamente relacionados à adoção do método de cortina atirantada: perfuração rotativa, execução de cortina e tirantes; o que enfatiza o seu custo elevado. Os fatores que podem inclinar o projetista a uma predileção por este método são a segurança e vida útil de projeto, conforme já citado, e também a possibilidade de futura ampliação do leito carroçável da rodovia, visto que o corte previsto no maciço recua amplia o limite da via em aproximadamente 3,50m. Os serviços de terraplenagem foram considerados de forma totalmente manual devido à ausência de espaço para operação de máquinas, estoque de aterro e bota-fora.

7.9. SOLUÇÃO B: SOLO GRAMPEADO COM FACE VERDE

Este processo é utilizado para conter instabilidades geotécnicas, sub-superficiais e profundas, e é um sistema muito utilizado na Europa, em substituição a placas de concreto, cortinas e outros sistemas, devido à sua flexibilidade e rapidez na construção. Nesta técnica, o concreto projetado que recobriria a face do talude, como visto no referencial teórico deste trabalho, é substituído pelo plantio de vegetação rasteira de raízes compridas com reforço de geossintéticos.

A área deverá ser parcialmente regularizada, retirando-se o material solto, e eliminando as negatividades. Os locais que apresentam concavidades após a regularização deverão ser preenchidos com solo compactado e retentores de sedimentos, para deixar toda a superfície bem homogênea.

A densidade e a profundidade dos chumbadores são determinadas por um programa de estabilidade do talude, por isso é necessária a sondagem do local onde serão realizados os serviços. A perfuração será feita com uso de equipamentos de ar comprimido, no diâmetro de 50 mm, e o chumbador será de aço CA-50 de 25 mm de diâmetro, com pintura anticorrosiva e ponta rosqueada. Após a aplicação do chumbador, será aplicada uma calda de cimento, de maneira a retê-lo totalmente no solo, satisfazendo a resistência de 50 a 80 kN para cada chumbador.

Após a regularização da superfície do talude e o sistema de drenagem estiver construído, inicia-se o preparo do solo, que consiste em efetuar o microcoveamento, ou seja, covas pequenas umas próximas das outras e de profundidade suficiente, de maneira a reter todos os insumos a serem aplicados, como fertilizantes, corretivos, mulch, adesivos e sementes. Estes insumos podem ser aplicados manualmente ou por via aquosa (hidrossemeadura).

A malha metálica deve ser resistente à tração, banhada com uma solução galvanizada de Zn/Al, para evitar a corrosão. A malha metálica é de 8x10 cm, com $\varnothing=2,7$ mm, e deverá ser ancorada nos chumbadores através de placas de

ancoragem de aço, com tamanho de 30x30 cm, sendo parafusadas no chumbador até aderir totalmente à superfície do terreno. Entre os chumbadores deverão ser aplicados grampos de aço CA-50, $\varnothing=7,5$ mm, com 30 cm de profundidade, para garantir total aderência da malha metálica.

A figura 43 apresenta, respectivamente, em sentido horário, a aplicação dos chumbadores, a fixação da biomanta, a vista frontal das placas de ancoragem e a seção transversal da estrutura.

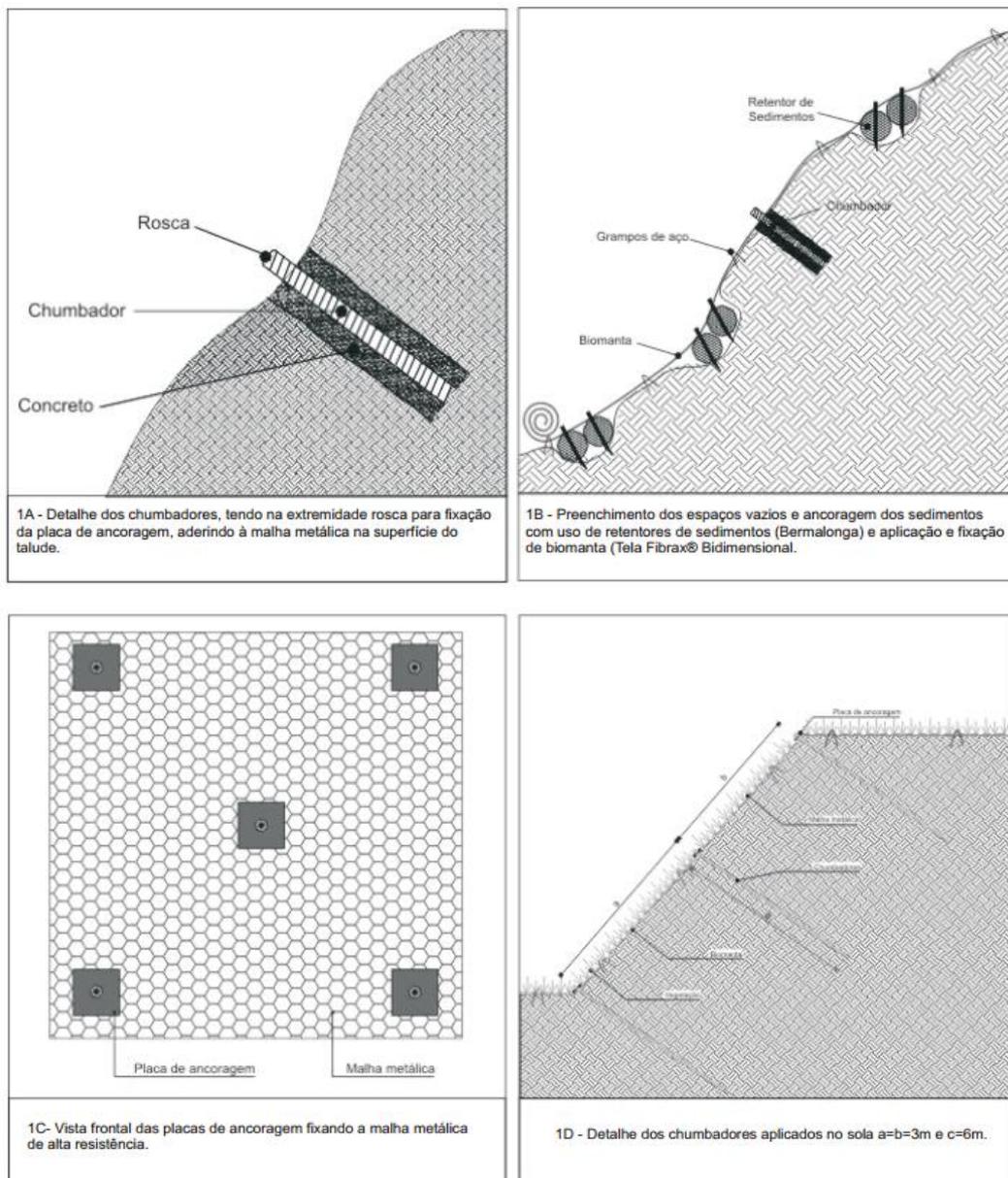


Figura 45 – Detalhes do revestimento do Solo Grampeado de Face Verde

No caso estudado, o Solo Grampeado de Face Verde representa uma solução proveitosa, dada a maleabilidade para trabalhar com taludes de qualquer geometria, dispensando a necessidade de uma terraplenagem de volumes significativos. O uso de materiais leves, tal qual os geossintéticos (figura 46), é outro facilitador do trabalho em áreas de difícil acesso, conforme trabalho apresentado na figura 47.



Figura 46 – Geomanta reforçada MacMat® (Maccaferri)



Figura 47 – Execução de Solo Grampeado de Face Verde em espaço reduzido

Analogamente à metodologia usada para a cortina atirantada, foi pré-dimensionada uma estrutura com base na prática usual de solos grampeados. A face de cobertura tem uma média aproximada de 15,00 m de comprimento, conservando a inclinação natural de 51° do talude. Seus grampos são aplicados num espaçamento de 2,00 m na horizontal e 2,00 m na vertical, com inclinação

de 15°. Os grampos são constituídos por barras de aço CA-50 \varnothing 25 mm com comprimento médio de 12,00 m, correspondente à altura do talude medida no eixo vertical. O referido dimensionamento pode ser observado na figura 48.

O comprimento adotado nos grampos facilita a execução visto que o aço, em geral, é comercializado em barras de 12,00 m, dispensando qualquer corte para a aplicação.

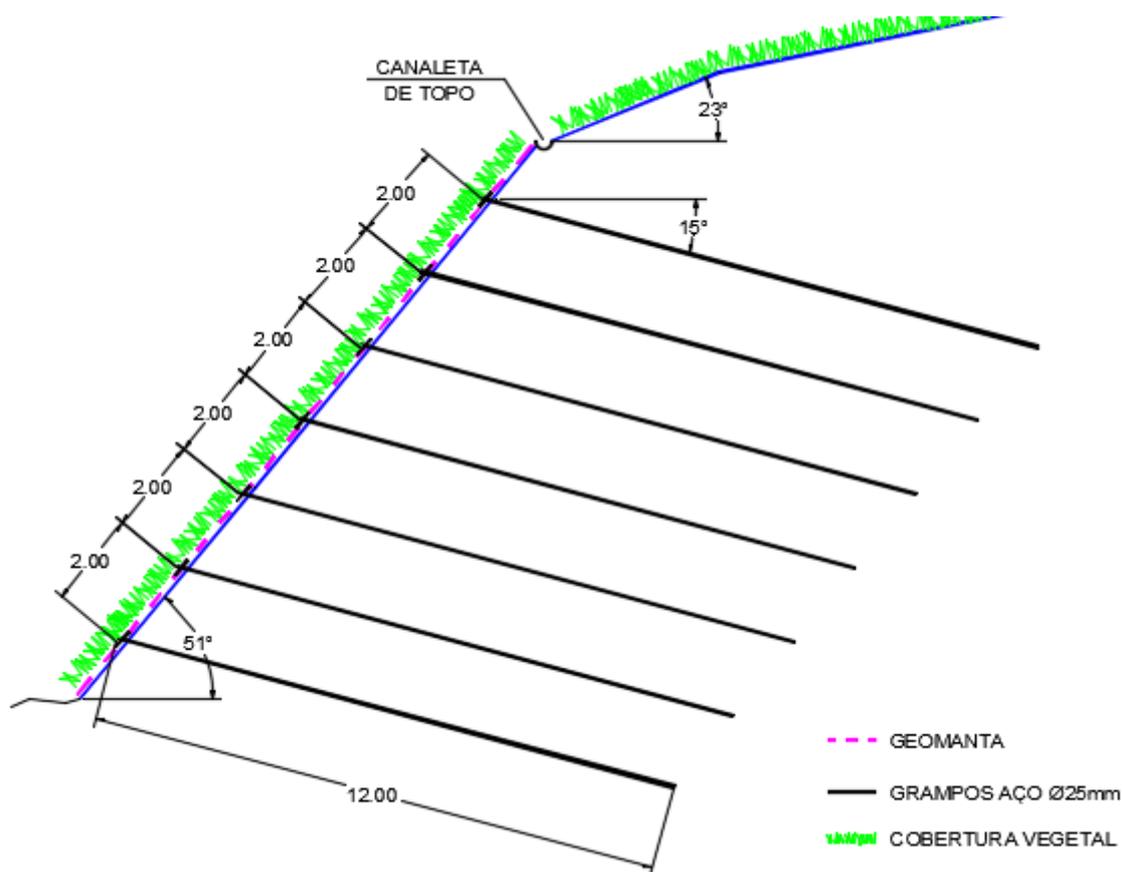


Figura 48 – Seção transversal do Solo Grampeado de Face Verde

Para a face de menor altura e inclinação mais suave, foi projetada a cobertura vegetal por hidrossemeadura revestida com biomanta, visto que este trecho possui melhores condições de estabilidade, estando a uma inclinação máxima de 23°. Tal decisão almeja economia e faz coerência com a primeira proposta apresentada. A microdrenagem é constituída apenas por canaleta de topo em meio-tubo \varnothing 300 mm. A figura 49 mostra a estrutura projetada no seu plano frontal.

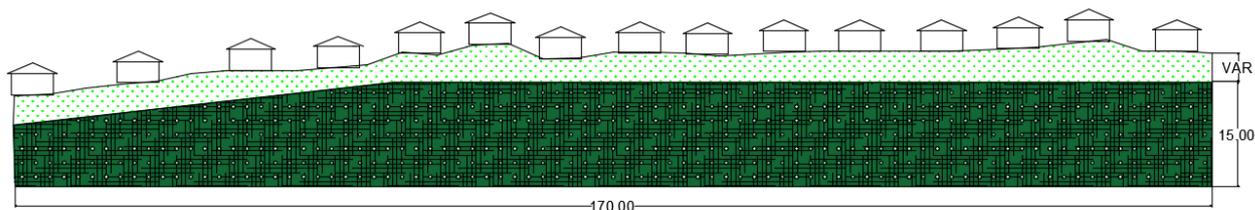


Figura 49 – Vista frontal do solo grampeado de face verde

De acordo com o orçamento contido no anexo 02, o custo estimado calculado para a construção desta estrutura foi de R\$ 1.664.398,92, e, portanto, apresenta-se mais vantajosa economicamente, em comparação à cortina atirantada. Assim como na primeira proposta, o maior impacto financeiro neste orçamento é causado pelos itens que descrevem os serviços de ancoragem da estrutura: perfuração rotativa e grampos. Contudo, nestas propostas as barras de ancoragem não são submetidas à protensão e consistem em barras de menor custo. Nota-se economia também no sistema de microdrenagem, pois filtro drenante e barbacãs são dispensáveis neste projeto, já que não há camada superficial impermeabilizante e a água de percolação escoar para o meio externo sem qualquer impedimento.

Apesar de fornecer limites de resistência mais modestos quando comparado à cortina atirantada, o solo grampeado de face verde atende plenamente aos fatores de segurança objetivados para a contenção do talude estudado. Apresenta maior facilidade de execução e proporciona efeito estético mais agradável. Após a execução do serviço, há a necessidade de uma manutenção periódica, de forma a acompanhar o crescimento das gramíneas, garantir a fixação da geomanta e corrigir possíveis ações de vandalismo.

7.10. SOLUÇÃO C: COMPLEMENTAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM PLUVIAL

Nos trabalhos de campo, constatou-se que existe uma rede de drenagem consolidada no perímetro, instalada em obras de infraestrutura da PMJP entre os anos de 2010 e 2011, contemplando as seguintes ruas:

- Rua Adolfo Maia;
- Rua Severino Ramos Lins;
- Rua Nevinha Raposo;
- Rua Euclides da Cunha - Rua Hermenegildo de Almeida (contínua);
- Rua Joaquim Pedro da Silva - Rua Maria Linhares Pordeus (parcial)

Toda a vazão captada pela bacia é destinada a um poço de visita localizado no entroncamento das ruas Joaquim Pedro da Silva, Maria Linhares Pordeus e Euclides da Cunha, sendo conduzida a um coletor de Ø 800 mm que desce o talude em seu trecho final, onde a inclinação do terreno é menos acentuada, e lança esta vazão em um bueiro tubular de Ø 1200 mm que corta transversalmente a BR-230, até sua disposição final no Rio Jaguaribe. A figura 50 apresenta a área de contribuição antes dos serviços realizados, onde é visível a ausência da pavimentação nas vias daquele perímetro.



Figura 50 – Área de estudo antes dos serviços de Drenagem e Pavimentação
(Google Earth, Maio/2009)

Apesar de mostrar eficiência no escoamento pluvial dessas ruas, evitando acúmulo de água superficial, a rede de drenagem executada se mostra incompleta, visto que, dentro deste perímetro, dois logradouros que contribuem fundamentalmente para o lançamento de águas pluviais no talude instável foram excluídos do sistema implantado, sendo eles:

- Rua Major João Junqueira Viana;
- Rua Joaquim Pedro da Silva (início).

A Rua Major João Junqueira Viana se inicia no ponto mais alto da bacia que abrange o cone de contribuição e se estende até a crista do talude, sendo a rua mais extensa deste perímetro, com 297 metros de comprimento. Esta possui ainda a maior inclinação dentre as ruas citadas, chegando a 22,4% de desnível, conforme perfil da figura 51. É revestida de pavimento asfáltico nos 160 metros iniciais e paralelepípedo nos 137 metros finais, o que a impermeabiliza por completo. A soma desses fatores consiste em altas vazões e velocidades de escoamento, agravando o processo erosivo do talude.

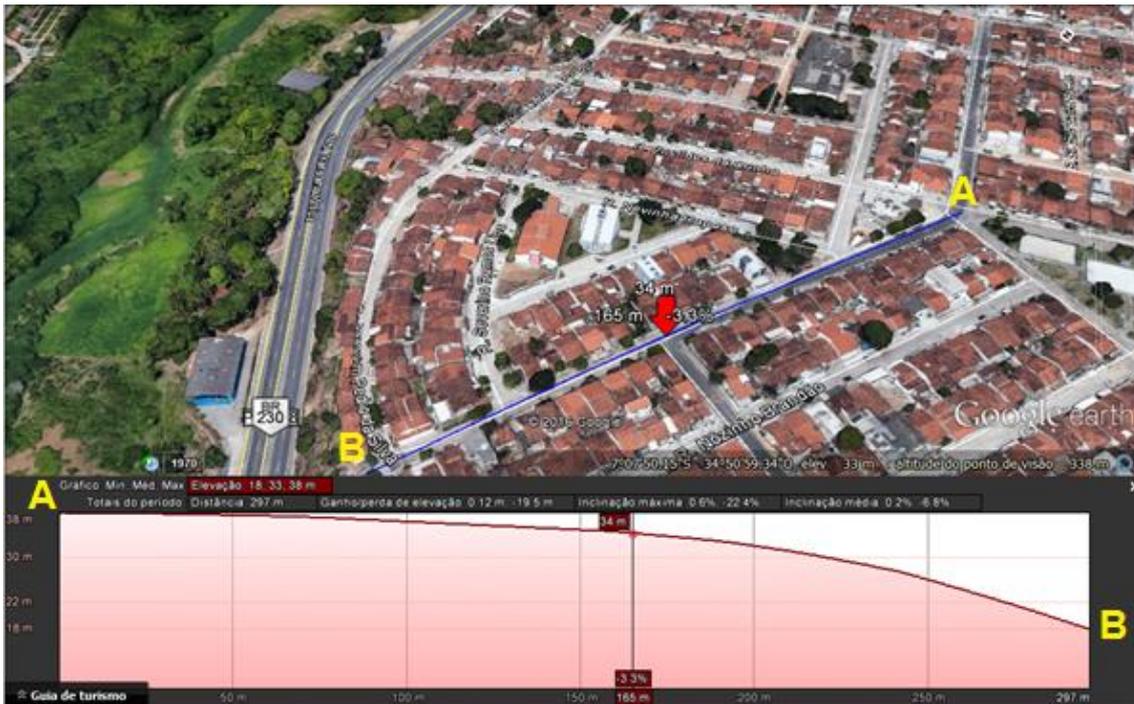


Figura 51 – Perfil de Elevação da Rua Major João Junqueira Viana

A Rua Joaquim Pedro da Silva margeia o talude em sua crista e fica jusante da Rua Major João Junqueira Viana. O encontro destas duas ruas fica em uma cota inferior, fazendo com que grande parte do volume remanescente (não captado pelo sistema de drenagem existente) escoe até este ponto e busque saída pela superfície do talude, resultando num fator-chave para a ocorrência de escorregamentos. A Rua Joaquim Pedro da Silva possui 140 metros não-cobertos por redes de drenagem. Seu trecho final possui coletores pluviais de Ø 600 mm. Uma menor parte da vazão Rua Major João Junqueira Viana é conduzida até este trecho, sobrecarregando a canaleta localizada no ponto mais baixo da Rua Joaquim Pedro da Silva, o que representa risco à segurança do talude.

Portanto, é latente a necessidade de fazer uma complementação na rede de drenagem desta área, o que, no ponto de vista topográfico, significa a construção de coletores pluviais ao longo de toda a Rua Major João Junqueira Viana, utilizando o sistema de drenagem da BR-230 para realizar a descarga desta vazão.

Seguindo o padrão existente naquela bacia, o autor dimensionou a complementação da seguinte forma:

Tabela 02 – Elementos de Drenagem que compõem a ampliação da rede

COMPLEMENTO DE DRENAGEM		
RUA MAJOR JOÃO JUNQUEIRA VIANA - CASTELO BRANCO		
DISCRIMINAÇÃO	UND	QUANT.
Caixa tipo boca de lobo, combinada, com L = 0,60m, C = 1,00m e H = 1,20m, com grade articulada de 1,00m x 0,30m em barras de aço chatas de 1/2"	und	19,00
Poços de visita com profundidade de até 3,00 m	und	7,00
Tubos de concreto PA-2 600mm para coletores principais	m	302,60
Tubos de concreto PA-1 400mm para ramais	m	152,00
Descida d'água cortes em degraus - arm. - DCD 04	m	8,00
Sarjeta de canteiro central (canaletas) - DCD 04	m	122,00

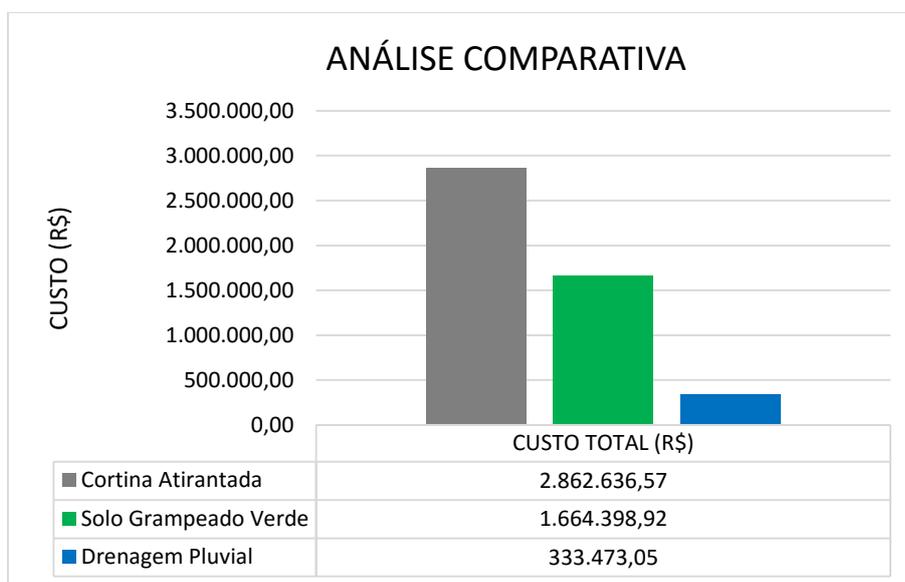
A rede projetada desce o talude através de uma escada do tipo DCD 04 (anexo 04) e encontra-se com outra escada existente, de dimensões semelhantes, e que se encontra em plenas condições de uso. A vazão é escoada a jusante por sarjetas do tipo SCC 04 (Anexo 05) até o bueiro tubular de Ø 1200 mm que corta transversalmente a BR-230, com lançamento final no Rio Jaguaribe, como é possível observar na planta baixa contida no anexo 06.

De acordo com o orçamento contido no anexo 03, o custo estimado para as obras de complemento da drenagem pluvial do perímetro em estudo é de R\$ 333.473,05, o que consiste na solução mais econômica dentre as três propostas apresentadas neste trabalho. Este serviço ainda permite que a estabilização se faça sem qualquer intervenção direta no talude, apenas readequando a drenagem local, mantendo o talude livre do despejo concentrado de águas pluviais, que é sem dúvida o principal fator erosivo daquele maciço de solo. Outra grande vantagem é a redução do impacto na mobilidade urbana durante as obras, visto que a intervenção se dá em uma via local de pouco tráfego, permitindo até mesmo a utilização de máquinas pesadas, dinamizando o serviço e reduzindo custos.

8. ANÁLISE COMPARATIVA

Obtidos os custos de cada solução, é possível fazer uma análise comparativa para definir a proposta mais adequada. Este trabalho teve como foco principal traduzir numericamente a viabilidade econômica dos projetos apresentados, e se for levado em conta estritamente este aspecto, é nítida a vantagem da complementação da rede de drenagem pluvial sobre os demais.

Gráfico 01 – Comparação Básica de Custos



De acordo com Lindsay (1920) “Engenharia é a prática da aplicação segura e econômica das leis científicas que governam as forças e materiais da natureza, através da organização, design e construção, para o benefício da humanidade.” Portanto, o profissional desta área tem por responsabilidade considerar outros parâmetros visando elaborar uma análise mais abrangente. Assim, a tabela 03, define uma abordagem generalizada sobre os aspectos que envolvem tal escolha.

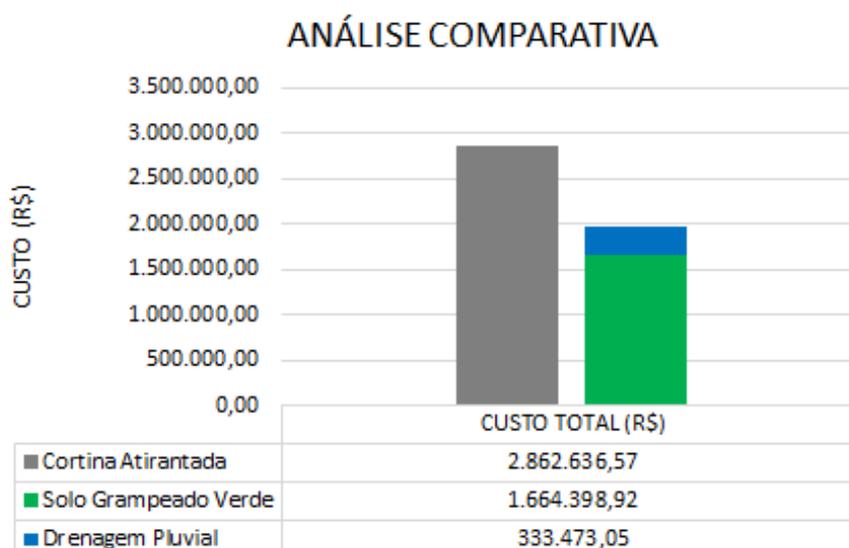
Tabela 03 – Abordagem ampla de parâmetros

PARÂMETROS	Cortina Atirantada	Solo Grampeado Verde	Drenagem Pluvial
Custo			
Estética			
Horizonte de Projeto			
Impacto Ambiental			
Infraestrutura Urbana			
Manutenção			
Mobilidade Urbana			
Novas Tecnologias			
Segurança			
Trabalhabilidade			

Nota-se um contraponto a partir do objetivo principal da estabilização do talude da BR-230. Considerando as sucessivas ocorrências de escorregamento registradas, a segurança deve ser tomada como requisito prioritário para aplicar uma solução definitiva para o problema. Porém, tendo em vista que a solução mais segura é também a mais cara, assim como a mais barata é a que apresenta menor garantia de segurança, justifica-se a possibilidade de fazer uma análise associativa dos casos.

Neste contexto, o autor considera como solução ótima o complemento da drenagem pluvial da área associado à contenção com solo grampeado de face verde. Nota-se que, mesmo com estes dois serviços agregados, a obra teria um custo 30,2% menor que a construção de uma cortina atirantada, conforme apresenta o gráfico 02.

Gráfico 02 – Comparação associada de custos



No cômputo geral, esta solução seria a mais completa, visto que a drenagem pluvial reduziria drasticamente o grau de saturação do solo em épocas de alta precipitação e o solo grampeado de face verde garante a ancoragem do maciço além da sua superfície de ruptura mesmo em casos mais críticos de saturação e poropressão, eliminando assim qualquer possibilidade de escorregamentos.

Secundariamente, a cobertura vegetal em toda a área do talude atenua o impacto ambiental e garante efeito estético agradável ao entorno. Tal solução além de garantir a segurança dos milhares de usuários da BR-230, deixa um legado para a comunidade local, com o ganho de mais um dispositivo de infraestrutura.

9. CONCLUSÃO

As diversas soluções de engenharia geotécnica para estabilidade de taludes apresentadas neste trabalho indicam que os benefícios gerados por uma obra podem ser otimizados quando a aplicação de novas tecnologias é considerada, mesmo quando se faz necessário garantir-se em técnicas mais conservadoras.

Cabe ao engenheiro compreender as ocasiões onde o custo da obra não será fator definidor, fazendo uma análise apurada das opções que o mercado oferece e analisando os parâmetros que influenciam nas questões econômicas, construtivas, ambientais e sociais.

Em tempos de turbulência política e ética no Brasil, o presente trabalho destaca que a interação entre os entes públicos e a desburocratização traduz-se em obras de melhor qualidade e com maior respeito no manejo dos recursos financeiros, já que a solução escolhida para o problema proposto só terá efeito prático a partir de um entendimento entre o DNIT e a Prefeitura Municipal de João Pessoa para que a obra seja realizada em conjunto.

No que concerne às técnicas de contenção de encostas, nota-se a versatilidade dos elementos geossintéticos, que podem compor praticamente todas as soluções abordadas. Destaca-se o uso das geomantas para revestimento no solo grampeado em substituição ao concreto, dadas as diferenças de composição, massa específica e manuseio desses materiais. A adoção da cobertura vegetal como reforço na estabilização garante a utilização eficiente dos recursos naturais.

O trabalho é conciso em demonstrar a efetividade da drenagem para a estabilização de encostas. Isto denota que, nem sempre, a solução mais óbvia é a mais adequada. O estudo preliminar e a investigação da infraestrutura adjacente se fazem primordiais para definir a proposta ideal. A observância da subutilização da rede de drenagem a jusante e das deficiências da rede local foram o ponto de partida para a proposição da técnica escolhida.

Por fim, é importante ressaltar que os sistemas associados sugeridos neste trabalho dependem para sua efetiva instalação, de projetos, variáveis e cálculos onde sejam definidos: a vazão necessária, a capacidade de descarga, a declividade, as dimensões dos condutos e o dimensionamento das bacias. Os projetos e cálculos também devem contemplar a geomorfologia, a inclinação do talude, o espaço livre disponível, os riscos existentes e as necessidades da comunidade, que deverão ser observadas e atendidas, ressaltando que estas variáveis são indissociáveis e devem sempre ser consideradas em conjunto.

10. REFERÊNCIAS

_____. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa (DNIT). Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Álbum de projetos – tipos de dispositivos de drenagem. 2ª ed., Rio de Janeiro, 2006a.

_____. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa (DNIT). Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de drenagem de Rodovias. 2ª ed., Rio de Janeiro, 2006b.

_____. Tecnologia: A ocasião faz a solução. Revista Técnica, edição 37, nov/1998

ABGE, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. **Geologia de engenharia**. São Paulo: Editores Antonio Manoel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves Brito, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de taludes. Comitê Brasileiro de Construção Civil. Origem: Projeto 02:04.07-001/90. Rio de Janeiro, 1991.

AUGUSTO FILHO, O. **Cartas de risco de escorregamentos**: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela, SP. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

AZEVEDO, G. F. **Análise da Relação Chuva-Escorregamentos em Regiões Tropicais Montanhosas Urbanas, Estudo de Caso Rio de Janeiro, Brasil**. 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Brasília, Brasília, 2011.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** Fundamentos. 6º edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988a.

DELL'AVANZI, Eduardo; SAYÃO, Alberto S. F. J. **Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes.** In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 1998, volume I. 1998.

GEORIO. **Manual técnico de encostas – Drenagem e proteção superficial.** 2ª ed. Rio de Janeiro: Insitutek Consultores Ltda, 2000.

GUIDICINI, Guido, NIEBLE, Carlos Manuel. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** São Paulo: Editora Edgar Blücher, 1983.

KOBIYAMA, M. (org.) **Prevenção de desastres naturais: conceitos básicos.** Curitiba: Organic Trading , 2006.

LAMBE, T. William & WHITMAN, Robert V. **Mecânica de suelos.** México: Editorial Limusa S.A., 1974.

MACHADO, Sandro Lemos, MACHADO, Miriam de Fátima. **Mecânica dos solos II: conceitos introdutórios.** Salvador, 1997.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 2a ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2002.

SELBY, M.J. **Hillslope materials and processes.** 2ed. Oxford: Oxford Univ. Press, 1993.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia. Ciência e Aplicação.** São Paulo: EDUSP, 1993.

SOLUÇÃO A - EXECUÇÃO DE CORTINA ATIRANTADA							
ITEM	DESCRIÇÃO	UND.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL	CÓDIGO	PLANILHA
1.0 - SERVIÇOS PRELIMINARES							
1.1	LIMPEZA MANUAL DO TERRENO (C/ RASPAGEM SUPERFICIAL)	m ²	5.049,00	R\$ 2,71	R\$ 13.682,79	72213	SINAPI
1.2	REGULARIZAÇÃO EM TALUDE INGREME COM UTILIZAÇÃO DE RAPEL	m ²	5.049,00	R\$ 9,87	R\$ 49.833,63		COMPOSIÇÃO
2.0 - DRENAGEM SUPERFICIAL							
2.1	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALA EM MATERIAL DE 1A CATEGORIA ATE 1,5M EXCL. ESGOTAMENTO/ESCORAMENTO	m ³	140,25	R\$ 37,95	R\$ 5.322,49	73965/010	SINAPI
2.2	REGULARIZAÇÃO DE FUNDO DE VALAS	m ²	255,00	R\$ 3,57	R\$ 910,35	5622	SINAPI
2.3	CALHA EM MEIO TUBO DE CONCRETO SIMPLES, COM D = 30 CM	m	255,00	R\$ 34,86	R\$ 8.889,30	83689	SINAPI
2.4	EXECUCAO DE DRENO FRANCES COM AREIA MEDIA	m ³	469,20	R\$ 86,09	R\$ 40.393,43	73883/001	SINAPI
2.5	REATERRO E COMPACTACAO MECANICO DE VALA C/COMPACTADOR MANUAL TIPO SOQUETE VIBRATÓRIO	m ³	26,78	R\$ 21,16	R\$ 566,66	74015/001	SINAPI
3.0 - CONTENÇÃO							
3.1	ESCAVACAO MANUAL CAMPO ABERTO EM SOLO EXCETO ROCHA ATE 2,00M	m ³	1.946,35	R\$ 31,77	R\$ 61.835,54	73904/001	SINAPI
3.2	ATERRO APILOADO MANUAL EM CAMADAS DE 20 CM C/ APROVEITAMT	m ³	1.769,95	R\$ 37,95	R\$ 67.169,60	83441	SINAPI
3.3	HIDROSSEMEADURA	m ²	3.595,50	R\$ 0,83	R\$ 2.984,27	5 S 05 102 00	SICRO2
3.4	BIOMANTA EM FIBRA DE COCO	m ²	3.595,50	R\$ 10,50	R\$ 37.752,75		COMPOSIÇÃO
3.5	PERFURAÇÃO ROTATIVA EM MATERIAL DE 1a CATEGORIA	m	2.412,00	R\$ 139,84	R\$ 337.294,08	2 S 04 002 01	SICRO2
3.6	EXECUÇÃO CORTINA ATIRANTADA CONC. ARMADO FCK=15MPA	m ²	1.495,85	R\$ 1.264,86	R\$ 1.892.040,83	2 S 05 340 01	SICRO2
3.7	EXECUÇÃO TIRANTE PROTENDIDO CORTINA ATIRANTADA	m	2.376,00	R\$ 144,29	R\$ 342.833,04	2 S 05 900 01	SICRO2
3.8	TUBO PVC D=3" COM MATERIAL DRENANTE PARA DRENO/BARBACA	m	79,20	R\$ 14,24	R\$ 1.127,81	83680	SINAPI
CUSTO TOTAL DA OBRA					R\$ 2.862.636,57		

Anexo 01 – Planilha Orçamentária para execução de Cortina Atirantada

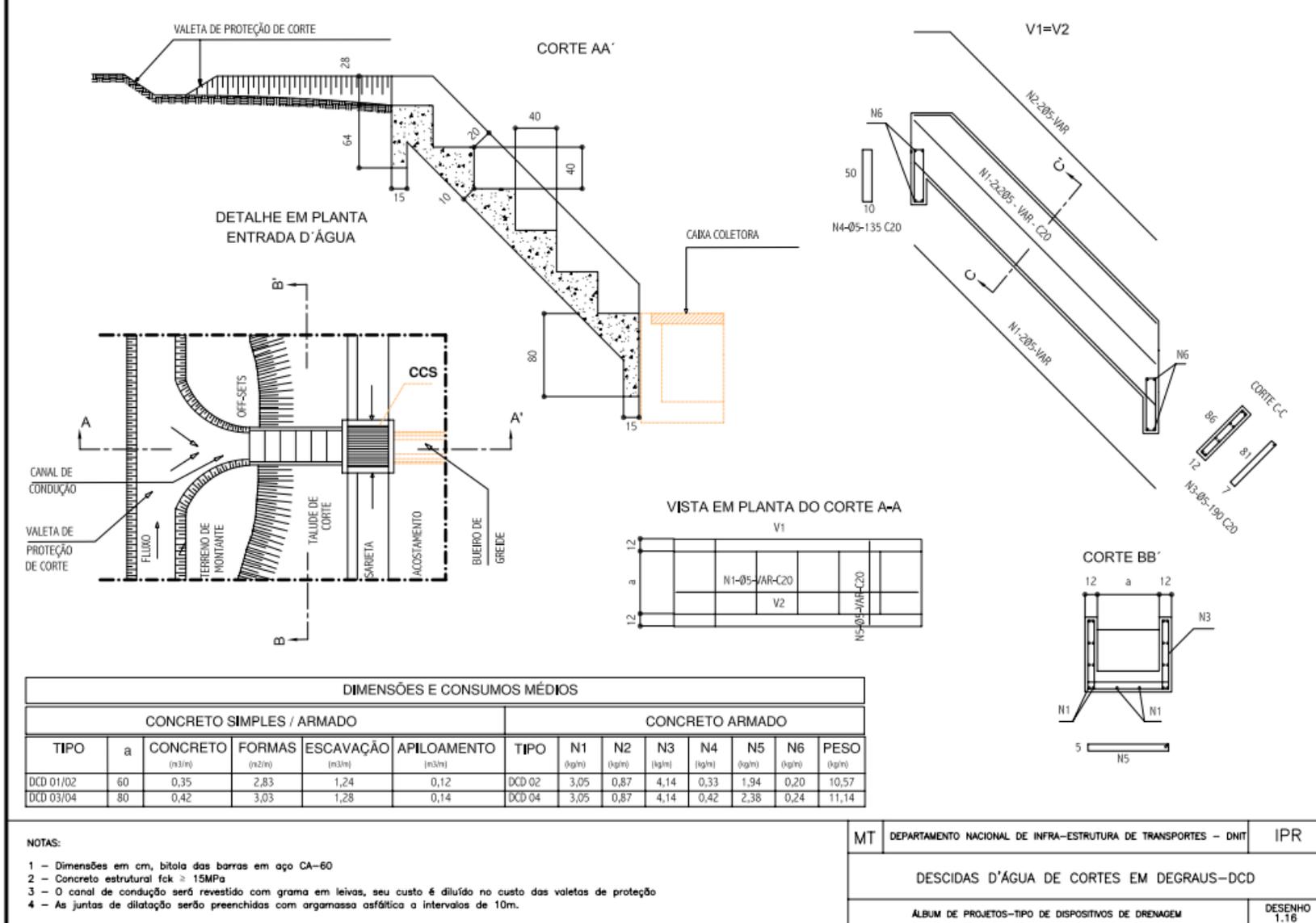
SOLUÇÃO B - EXECUÇÃO DE SOLO GRAMPEADO COM FACE VERDE							
ITEM	DESCRIÇÃO	UND.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL	CÓDIGO	PLANILHA
1.0 - SERVIÇOS PRELIMINARES							
1.1	LIMPEZA MANUAL DO TERRENO (C/ RASPAGEM SUPERFICIAL)	m ²	5.049,00	R\$ 2,71	R\$ 13.682,79	72213	SINAPI
1.2	REGULARIZAÇÃO EM TALUDE INGREME COM UTILIZAÇÃO DE RAPEL	m ²	5.049,00	R\$ 9,87	R\$ 49.833,63		COMPOSIÇÃO
2.0 - DRENAGEM SUPERFICIAL							
2.1	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALA EM MATERIAL DE 1A CATEGORIA ATE 1,5M EXCL. ESGOTAMENTO/ESCORAMENTO	m ³	140,25	R\$ 37,95	R\$ 5.322,49	73965/010	SINAPI
2.2	REGULARIZAÇÃO DE FUNDO DE VALAS	m ²	255,00	R\$ 3,57	R\$ 910,35	5622	SINAPI
2.3	CALHA EM MEIO TUBO DE CONCRETO SIMPLES, COM D = 30 CM	m	255,00	R\$ 34,86	R\$ 8.889,30	83689	SINAPI
2.5	REATERRO E COMPACTACAO MECANICO DE VALA C/COMPACTADOR MANUAL TIPO SOQUETE VIBRATÓRIO	m ³	80,33	R\$ 21,16	R\$ 1.699,78	74015/001	SINAPI
3.0 - CONTENÇÃO							
3.1	ESCAVACAO MANUAL CAMPO ABERTO EM SOLO EXCETO ROCHA ATE 2,00M	m ³	464,80	R\$ 31,77	R\$ 14.766,70	73904/001	SINAPI
3.2	ATERRO APILOADO MANUAL EM CAMADAS DE 20 CM C/ APROVEITAMT	m ³	288,40	R\$ 37,95	R\$ 10.944,78	83441	SINAPI
3.3	HIDROSSEMEADURA	m ²	5.049,00	R\$ 0,83	R\$ 4.190,67	5 S 05 102 00	SICRO2
3.4	BIOMANTA EM FIBRA DE COCO	m ²	2.523,25	R\$ 10,50	R\$ 26.494,13		COMPOSIÇÃO
3.5	GEOMANTA REFORÇADA	m ²	2.525,75	R\$ 32,72	R\$ 82.642,54	2 S 05 340 01	COMPOSIÇÃO
3.6	PERFURAÇÃO ROTATIVA EM MATERIAL DE 1a CATEGORIA	m	6.672,00	R\$ 139,84	R\$ 933.012,48	2 S 04 002 01	SICRO2
3.7	EXECUÇÃO DE GRAMPOS COM AÇO CA-50 20mm REVESTIDOS COM CALDA DE CIMENTO E FIXADOS EXTERNAMENTE	m	6.672,00	R\$ 76,74	R\$ 512.009,28	2 S 05 900 01	COMPOSIÇÃO
CUSTO TOTAL DA OBRA					R\$ 1.664.398,92		

Anexo 02 – Planilha Orçamentária para execução de
Solo Grampeado de Face Verde

SOLUÇÃO C - DRENAGEM PLUVIAL NO BAIRRO CASTELO BRANCO							
ITEM	DESCRIÇÃO	UND.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL	CÓDIGO	PLANILHA
1.0	DRENAGEM						
1.1	LOCACAO, NIVELAMENTO E ACOMPANHAMENTO TOPOGRAFICO	m	454,60	R\$ 0,99	R\$ 450,05	73610	SINAPI
	ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE PIÇARRO						
1.2	A) ATÉ 2,00 M	m³	983,44	R\$ 2,70	R\$ 2.655,28	79480	SINAPI
	ESCAVAÇÃO MANUAL DE PIÇARRO						
1.3	A) ATÉ 2,00 M	m³	245,86	R\$ 37,84	R\$ 9.303,32	79479	SINAPI
1.4	ESCORAMENTO EM MADEIRA	m²	1939,16	R\$ 37,17	R\$ 72.078,58	83867	SINAPI
1.5	REGULARIZAÇÃO DE FUNDO DE VALAS	m²	745,43	R\$ 3,57	R\$ 2.661,19	73733	SINAPI
1.6	REATERRO DE VALAS C/AREIA FINA COMPACTADA HIDRAULICAMENTE	m³	1078,67	R\$ 62,61	R\$ 67.535,22	79482	SINAPI
1.7	TRANSPORTE DE MATERIAL (DMT)	m³km	13616,24	R\$ 1,15	R\$ 15.658,67	72881	SINAPI
	FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO DE TUBOS DE CONCRETO						
1.8	A) DIÂMETRO DE 400 MM - CONCRETO SIMPLES	m	152,00	R\$ 108,40	R\$ 16.476,80	92219	SINAPI
	FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO DE TUBOS DE CONCRETO						
1.9	A) DIÂMETRO DE 600 MM - CA - 2	m	302,60	R\$ 178,55	R\$ 54.029,23	92221	SINAPI
1.10	B) DIÂMETRO DE 800 MM - CA - 2	m			R\$ 0,00	26337/002	SINAPI
	POÇOS DE VISITA EM CONCRETO ARMADO PARA TUBOS DE CONCRETO						
1.11	A) POÇOS PARA TUBOS DE 600MM	un	7,00	R\$ 1.843,34	R\$ 12.903,38	74124/002	SINAPI
1.12	BOCAS DE LOBO	un	19,00	R\$ 914,61	R\$ 17.377,59	11565/001	SINAPI
1.13	DEMOLIÇÃO E REPOSIÇÃO DE REVESTIMENTO ASFÁLTICO EM C.B.U.Q	m²	648,02	R\$ 47,72	R\$ 30.920,14		COMPOSIÇÃO
1.14	DEMOLIÇÃO E REPOSIÇÃO DE REVESTIMENTO ASFÁLTICO EM	m²	552,01	R\$ 39,79	R\$ 21.965,77		COMPOSIÇÃO
1.15	DESCIDA D'ÁGUA CORTES EM DEGRAUS - ARM - DCD 04	m	8,00	R\$ 221,95	R\$ 1.775,60	2 S 04 941 34	SICRO 2
1.16	SARJETA DE CANTEIRO CENTRAL DE COCNETRO - SCC 04	m	122,00	R\$ 54,59	R\$ 6.659,98	2 S 04 901 22	SICRO 2
1.17	SINALIZACAO ABERTA S/ILUMINACAO P/SEGURANCA TRANSITO VEICULOS/PEDESTRES	m	90,92	R\$ 7,79	R\$ 708,27	11735/002	SINAPI
1.18	SINALIZACAO ABERTA C/ILUMINACAO P/SEGURANCA TRANSITO VEICULOS/PEDESTRES	m	30,31	R\$ 10,36	R\$ 313,98	11735/001	SINAPI
CUSTO TOTAL DA OBRA					R\$ 333.473,05		

Anexo 03 – Planilha Orçamentária para complementação da Drenagem Pluvial

DESCIDAS D'ÁGUA DE CORTES EM DEGRAUS - DCD

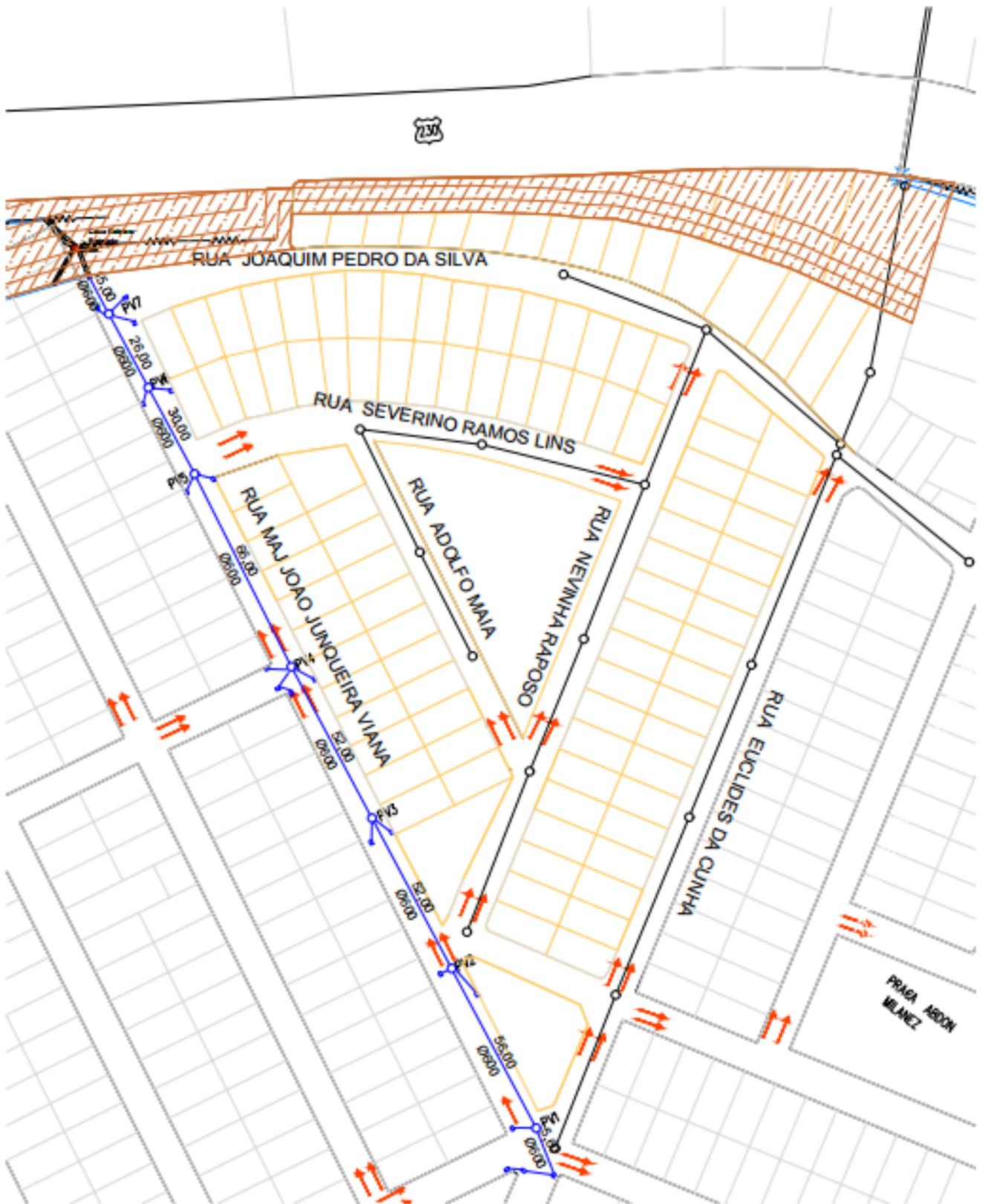


Anexo 04 – Descida d'água de cortes em degraus – DCD (DNIT)

SARJETAS DE CANTEIRO CENTRAL DE CONCRETO

<div style="text-align: center;"> <p>SCC01</p> </div> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="2">CONSUMOS MÉDIOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CONCRETO fck > 15MPa</td> <td>0,089m³/m</td> </tr> <tr> <td>GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 8,0cm)</td> <td>0,66m /m</td> </tr> <tr> <td>ARGAMASSA ASFÁLTICA</td> <td>0,16kg /m</td> </tr> <tr> <td>ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)</td> <td>< 0,09m³/m</td> </tr> <tr> <td>SOLO LOCAL (EVENTUAL)</td> <td>< 0,10m³/m</td> </tr> </tbody> </table>	CONSUMOS MÉDIOS		CONCRETO fck > 15MPa	0,089m³/m	GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 8,0cm)	0,66m /m	ARGAMASSA ASFÁLTICA	0,16kg /m	ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)	< 0,09m³/m	SOLO LOCAL (EVENTUAL)	< 0,10m³/m	<div style="text-align: center;"> <p>SCC02</p> </div> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="2">CONSUMOS MÉDIOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CONCRETO fck > 15MPa</td> <td>0,125m³/m</td> </tr> <tr> <td>GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 8,0cm)</td> <td>0,92m /m</td> </tr> <tr> <td>ARGAMASSA ASFÁLTICA</td> <td>0,24kg /m</td> </tr> <tr> <td>ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)</td> <td>< 0,16m³/m</td> </tr> <tr> <td>SOLO LOCAL (EVENTUAL)</td> <td>< 0,10m³/m</td> </tr> </tbody> </table>	CONSUMOS MÉDIOS		CONCRETO fck > 15MPa	0,125m³/m	GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 8,0cm)	0,92m /m	ARGAMASSA ASFÁLTICA	0,24kg /m	ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)	< 0,16m³/m	SOLO LOCAL (EVENTUAL)	< 0,10m³/m
CONSUMOS MÉDIOS																									
CONCRETO fck > 15MPa	0,089m³/m																								
GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 8,0cm)	0,66m /m																								
ARGAMASSA ASFÁLTICA	0,16kg /m																								
ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)	< 0,09m³/m																								
SOLO LOCAL (EVENTUAL)	< 0,10m³/m																								
CONSUMOS MÉDIOS																									
CONCRETO fck > 15MPa	0,125m³/m																								
GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 8,0cm)	0,92m /m																								
ARGAMASSA ASFÁLTICA	0,24kg /m																								
ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)	< 0,16m³/m																								
SOLO LOCAL (EVENTUAL)	< 0,10m³/m																								
<div style="text-align: center;"> <p>SCC03</p> </div> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="2">CONSUMOS MÉDIOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CONCRETO fck > 15MPa</td> <td>0,121m³/m</td> </tr> <tr> <td>GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 10cm)</td> <td>0,71m /m</td> </tr> <tr> <td>ARGAMASSA ASFÁLTICA</td> <td>0,18kg /m</td> </tr> <tr> <td>ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)</td> <td>< 0,15m³/m</td> </tr> <tr> <td>SOLO LOCAL (EVENTUAL)</td> <td>< 0,15m³/m</td> </tr> </tbody> </table>	CONSUMOS MÉDIOS		CONCRETO fck > 15MPa	0,121m³/m	GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 10cm)	0,71m /m	ARGAMASSA ASFÁLTICA	0,18kg /m	ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)	< 0,15m³/m	SOLO LOCAL (EVENTUAL)	< 0,15m³/m	<div style="text-align: center;"> <p>SCC04</p> </div> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="2">CONSUMOS MÉDIOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CONCRETO fck > 15MPa</td> <td>0,169m³/m</td> </tr> <tr> <td>GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 10cm)</td> <td>0,98m /m</td> </tr> <tr> <td>ARGAMASSA ASFÁLTICA</td> <td>0,33kg /m</td> </tr> <tr> <td>ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)</td> <td>< 0,25m³/m</td> </tr> <tr> <td>SOLO LOCAL (EVENTUAL)</td> <td>< 0,15m³/m</td> </tr> </tbody> </table>	CONSUMOS MÉDIOS		CONCRETO fck > 15MPa	0,169m³/m	GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 10cm)	0,98m /m	ARGAMASSA ASFÁLTICA	0,33kg /m	ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)	< 0,25m³/m	SOLO LOCAL (EVENTUAL)	< 0,15m³/m
CONSUMOS MÉDIOS																									
CONCRETO fck > 15MPa	0,121m³/m																								
GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 10cm)	0,71m /m																								
ARGAMASSA ASFÁLTICA	0,18kg /m																								
ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)	< 0,15m³/m																								
SOLO LOCAL (EVENTUAL)	< 0,15m³/m																								
CONSUMOS MÉDIOS																									
CONCRETO fck > 15MPa	0,169m³/m																								
GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 10cm)	0,98m /m																								
ARGAMASSA ASFÁLTICA	0,33kg /m																								
ESCAVAÇÃO EM SOLO (EVENTUAL)	< 0,25m³/m																								
SOLO LOCAL (EVENTUAL)	< 0,15m³/m																								
<p>NOTAS:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 - Dimensões em cm; 2 - As guias de madeira serão instaladas segundo a seção transversal da sarjeta, espaçadas de 3m; 3 - Serão tomadas juntas com argamassa asfáltica a cada 12m; 4 - Os consumos considerados para escavação em solo e solo local para apoio da sarjeta têm caráter eventual. 		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">MT</td> <td style="width: 70%;">DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA E TRANSPORTES - DNIT</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">IPR</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;">SARJETAS DE CANTEIRO CENTRAL DE CONCRETO (SCC 01 a SCC 04)</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">ALBUM DE PROJETOS-TIPO DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM</td> <td style="text-align: center;">DESENHO 1,7</td> </tr> </table>	MT	DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA E TRANSPORTES - DNIT	IPR	SARJETAS DE CANTEIRO CENTRAL DE CONCRETO (SCC 01 a SCC 04)			ALBUM DE PROJETOS-TIPO DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM		DESENHO 1,7														
MT	DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA E TRANSPORTES - DNIT	IPR																							
SARJETAS DE CANTEIRO CENTRAL DE CONCRETO (SCC 01 a SCC 04)																									
ALBUM DE PROJETOS-TIPO DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM		DESENHO 1,7																							

Anexo 05 – Sarjetas de canteiro central de concreto – SCC (DNIT)



Anexo 06 – Planta Baixa: Complementação da Drenagem Pluvial